Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

PROPUESTA DE TECHO PARA VIVIENDAS UNIFAMILIARES ALEDAÑAS A ZONAS VOLCÁNICAS

Edy Geovani Rodríguez Ruano
Asesorado por el Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Guatemala, noviembre de 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROPUESTA DE TECHO PARA VIVIENDAS UNIFAMILIARES ALEDAÑAS A ZONAS VOLCÁNICAS

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

EDY GEOVANI RODRÍGUEZ RUANO
ASESORADO POR EL ING. MARIO RODOLFO CORZO ÁVILA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Raúl Eduardo Ticún Córdova
VOCAL V	Br. Henry Fernando Duarte García
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Claudio César Castañón Contreras
EXAMINADOR	Ing. Daniel Alfredo Cruz Pineda
EXAMINADOR	Ing. Wuilliam Ricardo Yon Chavarría
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

PROPUESTA DE TECHO PARA VIVIENDAS UNIFAMILIARES ALEDAÑAS A ZONAS VOLCÁNICAS

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 3 de septiembre de 2013.

Edy Geovani Rodríguez Ruano

Guatemala, 17 de septiembre de 2015

Ingeniero José Gabriel Ordoñez Morales
Coordinador del Área de Construcciones Civiles y Materiales de Construcción
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Estimado Ingeniero:

Cumpliendo con lo resuelto con la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, se procedió a la asesoría y revisión del trabajo de graduación: **PROPUESTA DE TECHO PARA VIVIENDAS UNIFAMILIARES ALEDAÑAS A ZONAS VOLCÁNICAS**, presentado por el estudiante: Edy Geovani Rodríguez Ruano.

Considero que el trabajo de graduación se ha desarrollado satisfactoriamente y cumple con los objetivos que motivaron la selección de dicho tema, por lo que hago de su conocimiento que apruebo el trabajo realizado. Sin otro particular, atentamente

Mario Rodolfo Corzo A.
INGENIERO CIVIL
Colegiado No. 2089

Mario Rodolfo Corzo Ávila
Ingeniero Civil Colegiado No. 2089

USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

http://civil.ingenieria.usac.edu.gt

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil

Guatemala,
12 de octubre de 2015

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **PROPUESTA DE TECHO PARA VIVIENDAS UNIFAMILIARES ALEDAÑAS A ZONAS VOLCÁNICAS**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Edy Gevani Rodríguez Ruano, quien contó con la asesoría del Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

FACULTAD DE INGENIERIA
AREA DE MATERIALES Y
CONSTRUCCIONES CIVILES
USAC

Ing. Civil José Gabriel Ordóñez Morales
Coordinador del Área de Materiales y
Construcciones Civiles

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Contínua

PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL ACREDITADO POR Agencia Centroamericana de Acreditación de Programas de Arquitectura e Ingeniería
ACAAI
PERIODO 2013 – 2018

El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila y del Coordinador del Área de Materiales y Construcciones Civiles Ing. José Gabriel Ordóñez, al trabajo de graduación del estudiante Edy Geovani Rodríguez Ruano, titulado **PROPUESTA DE TECHO PARA VIVIENDAS UNIFAMILIARES ALEDAÑAS A ZONAS VOLCÁNICAS**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DIRECTOR
FACULTAD DE INGENIERÍA

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco

Guatemala, noviembre 2015

/bbdeb.

ACAAI
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL ACREDITADO POR Agencia Centroamericana de Acreditación de Programas de Arquitectura e Ingeniería
PERIODO 2013 – 2019

Universidad de San Carlos
de Guatemala

Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 596.2015

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **PROPUESTA DE TECHO PARA VIVIENDAS UNIFAMILIARES ALEDAÑAS A ZONAS VOLCÁNICAS,** presentado por el estudiante universitario: **Edy Giovani Rodríguez Ruano,** y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Guatemala, noviembre de 2015

/gdech

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
DECANO
FACULTAD DE INGENIERIA

ACTO QUE DEDICO A:

Mi madre	Bernarda Ruano Orellana, por su amor, comprensión, esfuerzo, apoyo y ejemplo para mí y mis hermanos a lo largo de estos años.
Mi padre	Herlindo Rodríguez Aquino, por su apoyo y preocupación.
Mis hermanos	Cesar Augusto y Erick Estuardo Rodríguez Ruano, por haberme apoyado a lo largo de mi carrera universitaria.
Mis familiares	Tíos y primos de ambas familias, por todo su apoyo y compañía en cada etapa de mi vida.
Amigas cercanas a mi madre	Especialmente a doña María Santos González, Yojana Villeda, María de Jesús, Marina Álvarez, Gilda Ortiz, Blanca Villatoro, Gladys Vargas, Gladis de Pérez y don Luis Pérez por su cariño, apoyo, y preocupación hacia mi familia en los momentos más importantes de mi familia.

.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por abrir sus puertas y darme la oportunidad de tener una formación académica y profesional.
Facultad de Ingeniería	Por facilitarme los conocimientos adquiridos a lo largo de estos años de formación y por las experiencias allí vividas.
Pueblo de Guatemala	Debido a la inversión que ha hecho en mi formación académica, la cual he de retribuir.
Mi asesor	Ingeniero Mario Corzo, por haberme apoyado con ideas y sugerencias para llevar a cabo el presente trabajo de investigación, y además por sus enseñanzas de vida.
Señor Fabio Sánchez	Por su ayuda en la realización de este proyecto, compartir sus conocimientos y brindar una amistad sincera.
Amigos del CAG	Especialmente a Adriana Estrada, Nydia Ortiz, Virginia Jiménez, Bryan Cruz y Ángela Pou, por compartir experiencias, anécdotas y lo más valioso, su sincera amistad.

Compañeros y amigos

A todos con quienes tuve la oportunidad de compartir en salones de clases, estudiar, trabajar en proyectos, convivir, ayudar y que me ayudaron, especialmente a: Absalón Galindo, Carlos Grajeda, Daniel Ramos, Josué Chic, José Pedro Suntecún, José Valdez, Juan Diego Mejía, Pablo Navas, Roger Calderón y Verónica Méndez.

Compañeros y amigos de prácticas finales

A los compañeros y amigos de prácticas finales de las secciones de Prefabricados y Ecomateriales del Centro de Investigaciones de Ingeniería durante el segundo semestre de 2015, por su participación y apoyo durante la elaboración de la fase experimental de este trabajo, especialmente a Adelsson Calca y Claudia Ramírez.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES V
LISTA DE SÍMBOLOS XIII
GLOSARIO XIX
RESUMEN XXI
OBJETIVOS XXIII
INTRODUCCIÓN XXV

1. CONCEPTOS GENERALES DE VULCANOLOGÍA 1
    1.1. Procesos volcánicos 5
        1.1.1. Comportamiento de los volcanes 9
            1.1.1.1. Clasificación de los volcanes 11
            1.1.1.2. Tipos o modalidades de erupción 13
            1.1.1.3. Productos de la actividad volcánica 15
        1.1.2. Factores que afectan la intensidad de una erupción volcánica 17
    1.2. Características geológicas de Guatemala en relación a sus volcanes 21
    1.3. Problema de la vivienda aledaña a zonas volcánicas en Guatemala 35

2. TIPOS DE CUBIERTAS DE VIVIENDAS UNIFAMILIARES ALEDAÑAS A ZONAS VOLCÁNICAS EN GUATEMALA 45
    2.1. Variación de tipos de cubierta en relación a la región 45
    2.2. Materiales utilizados en su construcción 46
    2.3. Tipos de elementos estructurales en la construcción 49

2.3.1. Tipo de estructura de soporte 50
2.3.1.1. Estructura de madera 50
2.3.1.2. Estructura metálica 52
2.3.2. Tipos de uniones y conexiones..... 52
2.3.2.1. Tipos de uniones en estructuras de madera 53
2.3.2.2. Medios de unión entre piezas de madera 55
2.3.2.2.1. Medio de unión madera-madera 55
2.3.2.2.2. Medio de uniones encoladas 56
2.3.2.2.3. Medio de unión con clavijas..... 57
2.4. Características de vulnerabilidad con relación a características de los techos en general 58

3. ESTUDIOS PRELIMINARES 65

4. PROPUESTA DE TECHOS PARA VIVIENDAS UNIFAMILIARES ALEDAÑAS A ZONAS VOLCÁNICAS EN GUATEMALA..... 77
4.1. Sistema de techo de lámina de zinc 77
4.1.1. Sistema de lámina de zinc con vigas inclinadas de concreto armado y costaneras de madera. 78
4.1.2. Sistema de lámina de zinc con estructura de soporte de madera 129
4.1.3. Sistema de losetas de ferrocemento..... 153
4.1.4. Esquema de sistema de techo con ferrocemento . 173

5. MARCO EXPERIMENTAL 177
5.1. Proceso constructivo para prototipo de techo de lámina con estructura de soporte de madera 178

6. RESULTADOS DE EVALUACIÓN DE PROTOTIPO 195
6.1. Preparación de ensayo 195
6.2. Resultados de ensayo de impacto 198
6.2.1. Resultados de caso I 199
6.2.2. Resultados de caso II 200
6.2.3. Resultados de caso III 201
6.2.4. Resultados de caso IV 201
6.3. Interpretación de resultados de ensayo de impacto 202
6.3.1. Comparación caso I y caso II 202
6.3.2. Comparación de caso II y caso IV 212
6.3.3. Comparación entre caso II y caso III 214
6.4. Evaluación a condiciones de diseño 216

CONCLUSIONES 221
RECOMENDACIONES 223
BIBLIOGRAFÍA 225
ANEXOS 229

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Partes que conforman un volcán 2
2. Principales componentes químicos de las rocas volcánicas 3
3. Tipo de rocas en función del porcentaje de sílice y álcalis 4
4. Las capas de la Tierra 6
5. Vulcanismo y ambientes tectónicos 8
6. Etapas de una erupción volcánica 9
7. Tipos de estructuras volcánicas 12
8. Tipos o modalidades de erupción 15
9. Productos de la actividad volcánica 17
10. Evolución temporal de los parámetros físicos del magma 18
11. Índice de explosividad volcánica 19
12. Influencia del viento en la intensidad de una erupción volcánica 20
13. Unión de placas tectónicas en Guatemala 21
14. Ubicación de los principales volcanes en Guatemala 22
15. Interacción entre la placa del Caribe y placa de Cocos 23
16. Domos dacíticos del volcán Santiaguito 25
17. Período de retorno de volcán Santiaguito 27
18. Volcán de Pacaya previo y posteriormente a evento eruptivo del 27 de mayo 2010. 28
19. Período de retorno de volcán de Pacaya de 1565-1983 30
20. Período de retorno de volcán de Pacaya de 1984-2010 31
21. Período de retorno del volcán de Fuego de 1581-1932. 34
22. Período de retorno del volcán de Fuego de 1944-2015. 34

23. Mapa de amenaza volcánica del volcán de Pacaya. 37
24. Fotografías de erupción del 27 y 28 de mayo de 2010 volcán de Pacaya 39
25. Mapa de dispersión de ceniza erupción del 27 y 28 de mayo 2010 40
26. Erupción del volcán de Fuego 13 de septiembre 2012 41
27. Lahares producidos por el volcán de Fuego. 42
28. Fotografías tomadas al volcán Santiaguito en 1982 y 1986 44
29. Tipos de techos en zonas de la costa del Pacífico 46
30. Tipología de techos en zonas del Pacífico de Guatemala. 47
31. Análisis del factor estructural de vivienda de Panimaché 2012 49
32. Modelo de estructura de madera para vivienda unifamiliar 51
33. Tipos de uniones y conexiones en estructuras de madera. 55
34. Medios de unión en elementos de madera estructural 58
35. Daños producidos a bienes materiales en zonas aledañas al volcán de Pacaya 60
36. Estructura de viviendas aledañas al volcán de Pacaya 61
37. Resultados de vulnerabilidad física de viviendas de aldea Panimaché 2012 62
38. Viviendas dañadas por el volcán de Pacaya 63
39. Prototipo para prueba experimental con arena volcánica 66
40. Comparación entre el techo propuesto y un techo convencional 68
41. Diferencia entre un techo a dos aguas y un techo a un agua 69
42. San Francisco de Sales y el volcán de Pacaya 70
43. Ensayo de arena sobre la cubierta 74
44. Prototipo de techo de lámina de zinc 79
45. Dimensiones y ubicación de elementos de la vivienda 81
46. Descripción de símbolos a utilizar 82
47. Esquema representativo de dimensiones de área tributaria de costaneras de madera 84

48. Integración de cargas en área tributaria de costaneras 86
49. Fórmulas simplificadas para cálculo de área de sección de arena en área tributaria de costaneras 87
50. Diagrama de carga, corte y momento de una costanera 95
51. Coeficiente C para diseño por deflexión de costaneras 100
52. Comparación de esfuerzos actuantes en costanera para techos con distintas pendientes 101
53. Comparación de esfuerzos actuantes en costanera para techos con distintas pendientes 102
54. Comparación de esfuerzos actuantes en costanera para techos con distintas pendientes 103
55. Esquema representativo de cargas actuantes en vigas inclinadas de concreto armado 110
56. Esquema representativo de análisis para diseño 111
57. Esquema de análisis estructural para vigas inclinadas 120
58. Fórmulas para el cálculo de reacciones en apoyos y momentos en empotramientos 121
59. Diagrama de momentos para vigas inclinadas de concreto 123
60. Diagrama de corte para vigas inclinadas de concreto armado 127
61. Esquema de armado de vigas inclinadas de concreto 128
62. Estructura de soporte del techo construida con madera 129
63. Esquema de variación de tijerones de madera 134
64. Diagrama de corte y momento para costaneras 135
65. Gráfica de comparación de cortante último resistente de costaneras 137
66. Gráfica de comparación de momento último resistente de costaneras 138
67. Comparación de esfuerzos de flexión último resistente y esfuerzo permisible 141

68. Comparación de esfuerzos de corte último resistente y esfuerzo permisible 141
69. Comparación de módulos de elasticidad último resistente y módulo de elasticidad permisible..... 142
70. Fórmulas para cálculo de reacciones en apoyos de tijerón..... 145
71. Diagrama de corte último resistente en tijerones de madera cuando se tienen 4 costaneras por cada agua 146
72. Diagrama de momento último resistente en tijerones de madera cuando se tienen 4 costaneras por cada agua..... 147
73. Valores de $k\Delta$ para convertir de carga puntual a carga uniformemente distribuida equivalente..... 148
74. Gráfica de esfuerzos de flexión último resistente en tijerones con cuatro costaneras por cada agua..... 150
75. Gráfica de esfuerzos de corte último resistente en tijerones con cuatro costaneras por cada agua..... 151
76. Gráfica de módulos de elasticidad último resistente en tijerones con cuatro costaneras por cada agua..... 151
77. Detalle de estructura de costaneras y tijerones de madera..... 152
78. Modelo de sistema techo a base de losetas de ferrocemento..... 153
79. Dimensiones de losetas de ferrocemento 154
80. Espesor de arena sobre losetas de ferrocemento..... 155
81. Diagrama de carga, corte y momento de loseta..... 157
82. Propuesta de armado para losetas de ferrocemento 158
83. Diagrama de carga, corte y momento para viga central..... 168
84. Esquema de armado de viga central de sistema de techo compuesto por losetas de ferrocemento 173
85. Armado de cubierta de ferrocemento sobre caña de maíz..... 175
86. Esquema de armado de cubierta de ferrocemento 176
87. Pines de acero para anclaje de tijeras de madera 179

88. Proceso constructivo de fundición de solera 180
89. Fundición y ajuste de verticalidad en pines 181
90. Trazado de tijeras de madera.....182
91. Colocación de durmientes sobre solera 184
92. Colocación de tijeras de madera sobre solera.....185
93. Tipo de unión en el centro de tijerón 186
94. Dimensiones de pieza de unión en tijeras de madera 187
95. Detalle de anclaje de tijera de madera a solera.....188
96. Colocación de costaneras sobre las tijeras de madera 189
97. Tensores de madera para tijerones.....190
98. Colocación de lámina galvanizada y capote.....191
99. Colocación de topes y angulares sobre la cubierta 193
100. Colocación de mortero en aberturas de tope inferior.....194
101. Sistema de andamios para ensayo de impacto 196
102. Equipo de medición para realización de ensayo de impacto 197
103. Esquema de proceso de ensayo de impacto.....198
104. Comparación de deformación *versus* energía potencial.....203
105. Esquema de modelado de líneas de comportamiento de curvas de energía potencial *versus* deflexión 204
106. Curva de energía potencial *versus* deflexión, para una masa equivalente de 56,75 kilogramos.....211
107. Daño producido por impacto sobre lámina cubierta por espesor constante de arena volcánica.....212
108. Comparación de deformación *versus* energía potencial.....213
109. Cubierta impactada directamente por una masa de 12 kg.....214
110. Comparación de ensayo a impacto con cama de arena en estado húmedo y estado seco. 215
111. Prueba de disipación en lluvia de arena.....217
112. Fuga de arena mediante el flujo de agua producto de la lluvia.....218

113. Comparación de daño en lámina con una masa de 12 kilogramos y 2,9 metros de altura. 219

TABLAS

I. Listado de volcanes en Guatemala 23
II. Dimensiones de la vivienda a diseñar 79
III. Cantidad de elementos estructurales constituyentes de la vivienda 80
IV. Altura de estructura de techo, altura final y área de cubierta 83
V. Distancia entre costaneras de madera 85
VI. Áreas tributarias y cargas distribuidas debido a la arena volcánica para diseño de sección de vigas de madera 89
VII. Determinación de cargas de impacto 90
VIII. Carga distribuida debido a lámina de zinc 90
IX. Integración de cargas muertas para diseño de costaneras 93
X. Integración cargas vivas para diseño de costaneras 94
XI. Carga distribuida última para diseño de costaneras 94
XII. Cortantes y momentos máximos actuantes en costanera 96
XIII. Esfuerzos permisibles de trabajo para madera 97
XIV. Valores de esfuerzos de flexión, corte y módulo de elasticidad de sección de costaneras de 3x2 pulgadas 101
XV. Valores de esfuerzos de flexión, corte y módulo de elasticidad de sección de costaneras de 4x2 pulgadas 102
XVI. Valores de esfuerzos de flexión, corte y módulo de elasticidad de sección de costaneras de 4x4 pulgadas 103
XVII. Carga distribuida por peso propio de vigas inclinadas 112
XVIII. Cargas puntuales en vigas inclinadas debido a lámina 114
XIX. Carga puntual en vigas inclinadas debido a espesor de arena 115
XX. Carga de impacto sobre vigas inclinadas 116

XXI. Carga última P1 en viga inclinada de concreto armado 118
XXII. Carga última P2 en viga inclinada de concreto armado 118
XXIII. Carga última P3 en viga inclinada de concreto armado 119
XXIV. Carga última Wpp en viga inclinada de concreto armado 119
XXV. Resumen de reacciones y momentos en vigas inclinadas 122
XXVI. Dimensiones de vivienda y pesos específicos de materiales 130
XXVII. Carga viva en función de la cantidad de costaneras por agua 132
XXVIII. Carga muerta en función del número de costaneras por cada agua 133
XXIX. Carga última en función de la cantidad de costaneras 134
XXX. Cortante y momento máximo último resistente para diseño de costaneras de madera 136
XXXI. Valores de diseño para costaneras 2×3 pulgadas de sección 139
XXXII. Esfuerzos últimos resistentes en costaneras de $2" \times 3"$ 140
XXXIII. Integración de cargas para diseño de tijerones 143
XXXIV. Valores de diseño para tijerones de $2" \times 6"$ de sección 149
XXXV. Esfuerzos de flexión, corte y módulo de elasticidad de tijerones con $2" \times 6"$ de sección 149
XXXVI. Cálculo de área de acero en módulo de ferrocemento 159
XXXVII. Resultados de ensayo de impacto caso I 199
XXXVIII. Resultados de ensayo de impacto caso II 200
XXXIX. Resultados de ensayo de impacto caso III 201
XL. Resultados de ensayo de impacto caso IV 202
XLI. Costo de propuesta de techo de lámina galvanizada calibre 26 con estructura de soporte de madera 220

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A cada.
$\boldsymbol{h_{imp}}$	Altura de impacto.
$\Delta\boldsymbol{h}$	Altura desde parte inferior de la cubierta hasta la superior.
$\boldsymbol{h_f}$	Altura final de un objeto en caída libre.
$\boldsymbol{h_o}$	Altura inicial de un objeto en caída libre.
$\boldsymbol{h_{tope}}$	Altura o peralte de topes sobre la cubierta.
$\boldsymbol{\theta}$	Ángulo de inclinación de la cubierta.
$\boldsymbol{A_{mín}}$	Área de acero de refuerzo longitudinal mínimo a tensión.
$\boldsymbol{A_s}$	Área de acero de refuerzo longitudinal no pre-esforzado a tensión.
$\boldsymbol{A_{máx}}$	Área de acero de refuerzo longitudinal máximo a tensión.
$\boldsymbol{A_v}$	Área de refuerzo necesario para resistir corte.
$\boldsymbol{A_{tij}}$	Área de sección de tijerones de madera.
$\boldsymbol{A}$	Área de sección transversal de elemento estructural.
$\boldsymbol{A_1, A_2, A_3}$	Áreas de sección de arena sobre la cubierta.
$\boldsymbol{b_{cos}}$	Base en sección de costaneras de madera.
$\boldsymbol{b_{vi}}$	Base en sección de vigas inclinadas de concreto armado.

W_{arena}	Carga distribuida de arena en determinada zona de la cubierta.
W_{Imp}	Carga distribuida de impacto en determinada zona de la cubierta.
$W_{lámina}$	Carga distribuida debido al peso de la lámina en determinada zona de la cubierta.
W_{cos}	Carga distribuida debido al peso propio de costaneras de madera.
W_{pp}	Carga distribuida debido al peso propio del elemento.
W_{eq}	Carga distribuida equivalente a una carga puntual en elementos de madera.
W	Carga distribuida sobre elemento estructural.
W_U	Carga distribuida última afectada por factores de amplificación.
P_{arena}	Carga puntual en elemento de soporte debido a arena sobre la cubierta.
P_{Imp}	Carga puntual en elemento de soporte debido a impacto.
$P_{lámina}$	Carga puntual en elemento de soporte debido a lámina galvanizada calibre 26.
P_{cos}	Carga puntual en elemento de soporte debido a peso de costaneras de madera.
P_u	Carga puntual última en elemento de soporte
P_1, P_2, P_3	Cargas concentradas.
cm	Centímetro.
U	Combinación de cargas afectadas por factores de amplificación.
c	Constante que depende de las condiciones de apoyos en estructuras de madera.

f_v	Corte paralelo a la fibra en elementos de madera.
$Def_{máx}$	Deflexión máxima.
Δ	Deflexión máxima admisible.
$Def_{teórica}$	Deflexión teórica.
a	Dimensión de vivienda en sentido corto.
b	Dimensión de vivienda en sentido largo.
S_{cos}	Distancia a ejes entre costaneras.
S_{tij}	Distancia a ejes entre tijeras de madera.
S_{vi}	Distancia a ejes entre vigas inclinadas de concreto armado.
C	Distancia del eje neutro de sección transversal hasta fibra extrema a compresión.
d_{ps}	Distancia entre puntos sucesivos.
$E_{cinética}$	Energía cinética final de un objeto en caída libre.
Δh	Energía cinética inicial de un objeto en caída libre.
$E_{potencial}$	Energía potencial.
$E_{potencial\ inicial}$	Energía potencial final de un objeto en caída libre.
$E_{potencial\ final}$	Energía potencial inicial de un objeto en caída libre.
t_{muro}	Espesor de muro.
EST	Estribo.
$k\Delta$	Factor a utilizar en función de condiciones de carga y apoyos en elementos de madera.
f_{ps}	Factor de distancia entre puntos sucesivos.
f_m	Flexión estática en elementos de madera.
F	Fuerza con la que impacta un objeto en caída libre.
V_a, V_b	Fuerza de corte actuante sobre determinado punto de un elemento estructural.
cos	Función trigonométrica coseno.

$\boldsymbol{tan}$	Función trigonométrica tangente.
$\boldsymbol{g}$	Gravedad.
$\boldsymbol{I}$	Inercia de sección.
$\boldsymbol{W_{cm}}$	Integración de carga muerta distribuida.
$\boldsymbol{W_{cv}}$	Integración de carga viva distribuida.
$\boldsymbol{J}$	*Joules.*
$\boldsymbol{kg}$	Kilogramo.
$\boldsymbol{L_{agua}}$	Longitud de agua.
$\boldsymbol{L_{cos}}$	Luz de costaneras de madera.
$\boldsymbol{L}$	Luz de elemento estructural sometido a flexión.
$\boldsymbol{L_{loseta}}$	Luz de loseta de ferrocemento.
$\boldsymbol{Luz_{tij}}$	Luz libre entre tijerones.
$\boldsymbol{m}$	Masa de un objeto.
$\boldsymbol{m_e}$	Masa equivalente.
$\boldsymbol{m}$	Metro.
$\boldsymbol{E_s}$	Módulo de elasticidad de acero.
$\boldsymbol{E_d}$	Módulo de elasticidad en elementos de madera.
$\boldsymbol{M_{máx}}$	Momento máximo presente en elemento estructural.
$\boldsymbol{M_u}$	Momento último.
$\boldsymbol{M_1, M_2, M_3}$	Momentos actuantes en diferentes puntos sobre elementos de soporte.
$\boldsymbol{N_{cos}}$	Número de costaneras por agua a utilizar sobre tijerones de madera.
$\boldsymbol{N_{tij}}$	Número total de tijerones a utilizar en vivienda.
$\boldsymbol{d_{vi}}$	Peralte efectivo de viga inclinada de concreto armado.
$\boldsymbol{d}$	Peralte efectivo en sección de concreto armado.
$\boldsymbol{h_{cos}}$	Peralte en sección de costaneras de madera.

σ_{arena}	Peso específico de arena volcánica.
$\sigma_{concreto}$	Peso específico de concreto armado.
σ_{madera}	Peso específico de madera de pino.
R_A, R_B, R_C	Reacciones en apoyos.
rec	Recubrimiento de concreto.
f_y	Resistencia a la fluencia del acero.
f'_c	Resistencia específica a compresión del concreto.
s	Segundo.
S	Separación entre estribos.
v_o	Velocidad inicial de un cuerpo en caída libre.
v_f	Velocidad final de un objeto en caída libre.

GLOSARIO

ACI	Código del Instituto Americano del Concreto.
ASTM	American Society for Testing and Materials (Asociación Americana para la evaluación y estandarización de materiales.
Bombas balísticas	Son glóbulos de roca fundida cuyo tamaño iguala o supera los 64 mm de diámetro, las cuales son expulsadas del cráter durante una erupción volcánica.
Colapso	Llevar una estructura más allá de su capacidad resistente y por lo tanto falla.
Corrosión	Deterioro de un elemento a causa de reacciones químicas.
Eje neutro	Fibra de un elemento donde su deformación por compresión y tracción es cero.
Fluencia del acero	Punto donde comienza el período de deformación plástica del acero.
Insivumeh	Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología.

Losetas	Unidad de superficie de un elemento estructural, por lo general es relativamente delgada en relación a su superficie.
Mampostería	Obra de albañilería hecha con bloques, ladrillos o piedras, unidos por mortero.
Nervios	Pequeñas vigas que permiten dar rigidez y estabilidad al módulo de ferrocemento y además contribuye a su resistencia a esfuerzos de flexión.
NSE	Normas de Seguridad Estructural.
Peralte	Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tensión de una viga.
Período de retorno	Es el tiempo esperado o tiempo medio entre dos sucesos improbables y con posibles efectos catastróficos.
Recubrimiento	Protección a la intemperie del refuerzo de un elemento estructural.
Tijera	Elemento de soporte estructural para el sistema de cubierta.

RESUMEN

En el presente trabajo se desarrollan a manera teórica, 4 diferentes propuestas de techo para viviendas aledañas a zonas volcánicas, que sean capaces de contrarrestar el daño producido por la caída de arena volcánica y el impacto de bombas balísticas. Cada propuesta aquí presentada, trabaja bajo el concepto de almacenar un espesor constante de 10 centímetros de arena volcánica sobre el sistema de cubierta del techo, con el cual se busca apañar el impacto de bombas balísticas. Dicho espesor debe ser controlado para evitar que la flexión del sistema de soporte sea crítica, por ello se incrementa la pendiente de inclinación del techo, tal que permita que el material se disipe por gravedad cuando está en estado seco, o mediante flujo de agua de lluvia cuando está en estado húmedo o saturado.

Se realizaron varias pruebas preliminares con techos experimentales, que permitieran estudiar el grado de inclinación que debía poseer la cubierta para que el material volcánico, al no tener restricción alguna, resbale por la cubierta hasta disiparse. De las propuestas desarrolladas se elige una para llevarla a la práctica, mediante la creación de un prototipo, que permita evaluar el comportamiento del sistema de techo ante dichas amenazas volcánicas, tomando como criterio de elección aquella propuesta que fuese la más sencilla y económica.

Mediante ensayos de impacto se pudo comprobar que dicho espesor de arena sobre la cubierta permite contrarrestar en cierto grado, los daños producidos por el impacto de bombas balísticas sobre el sistema de cubierta.

OBJETIVOS

General

Proponer un sistema constructivo para techo de vivienda unifamiliar con un método constructivo sencillo, que permita absorber el impacto provocado por bombas balísticas y que sea económicamente accesible.

Específicos

1. Identificar, a lo largo de la historia, la tipología y configuración estructural de elementos y miembros componentes en techos de viviendas unifamiliares aledañas a zonas volcánicas en Guatemala, para detectar las causas que provocan el colapso de techos de viviendas unifamiliares aledañas a zonas volcánicas.

2. Optimizar el desempeño estructural de techos de viviendas unifamiliares aledañas a zonas volcánicas en Guatemala, que disipen los efectos producidos por los materiales expulsados en erupciones volcánicas.

3. Establecer los lineamientos y requisitos mínimos que deben poseer los techos de viviendas unifamiliares aledañas a zonas volcánicas en Guatemala, para mitigar los daños producidos por el impacto de bombas balísticas y así garantizar el resguardo de los usuarios.

4. Presentar la especificación de procedimiento del método constructivo y características de los materiales en la construcción de techos de viviendas unifamiliares.

INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo de graduación se determinarán los lineamientos y características mínimas que deben tener los techos de viviendas unifamiliares aledañas a zonas volcánicas en Guatemala. Se utilizarán materiales locales accesibles a los usuarios y al mismo tiempo se buscará el uso apropiado de los mismos para obtener la optimización de su resistencia estructural; además, se aplicará un sistema constructivo que sea capaz de resistir y mitigar los daños producidos por la acumulación e impacto de materiales provenientes de una erupción volcánica. Todo esto tendrá el fin de proporcionar seguridad estructural que permita resguardar las vidas de personas que habitan en zonas de alto riesgo, en este caso las aledañas a zonas volcánicas.

Se llevará a cabo una evaluación estructural de las cubiertas, con ensayos experimentales de impacto, que simulen los efectos producidos por eventos eruptivos en Guatemala. Cabe señalar que se experimentará con techos de diferente sistema y tipología estructural con el fin de optimizarlos, y así determinar las condiciones en que estos presentan los menores daños cuando son expuestos a la acumulación de ceniza y bombas volcánicas. También, en cuanto a eventos eruptivos, se tendrá en cuenta la intensidad a la que se pueden evitar los daños potenciales, así como las características de los materiales volcánicos, tales como su densidad (que es muy variable y está en función de su granulometría, compactación y humedad).

Los lineamientos mínimos a determinar en el presente proyecto de investigación son una opción para la reducción de pérdidas humanas, debido al problema de colapso de techos de viviendas unifamiliares aledañas a zonas

volcánicas, principalmente las del área rural y en poblaciones de escasos recursos, donde las personas no tienen acceso a los medios necesarios para la construcción de una adecuada y apropiada tipología estructural.

1. CONCEPTOS GENERALES DE VULCANOLOGIA

Los volcanes son conductos por donde es expulsado el material fundido y caliente (magma) que existe a grandes profundidades de la Tierra y que al ascender a la superficie, escurre sobre los flancos del volcán con el nombre de “lava”. Las partes que conforman un volcán son:

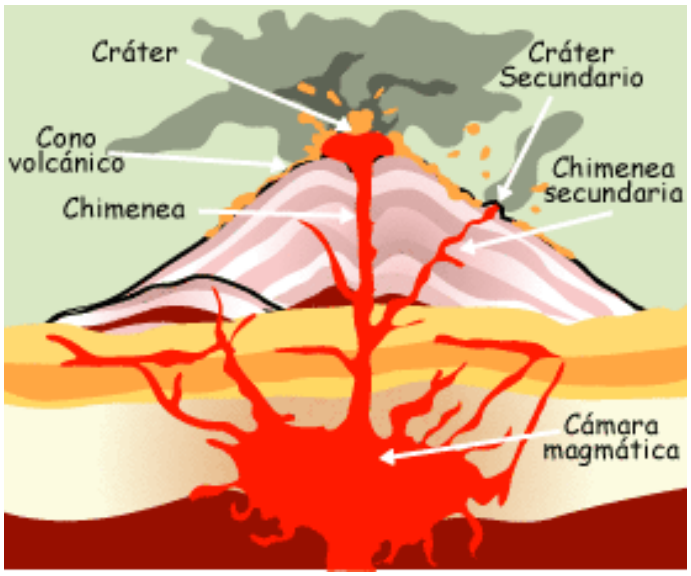
- Cámara magmática: es la zona donde se produce y almacena el magma (roca fundida) del volcán, y posteriormente es expulsado a la superficie, donde recibe el nombre de lava.

- Chimenea: es el conducto por donde asciende el magma hasta llegar al cráter.

- Cráter: es el lugar por donde el volcán expulsa los materiales volcánicos (lavas, gases, vapores, cenizas, entre otros) durante una erupción. Generalmente, el cráter puede presentar la forma de embudo o cono invertido.

- Cono volcánico: el cono volcánico se forma por el conjunto de materiales volcánicos expulsados, que posteriormente a una erupción, caen alrededor del cráter del volcán. Dependiendo de la intensidad de las erupciones, el cono puede crecer considerablemente y las explosiones eruptivas intensas podrían generar fracturas en dicho cono, originando nuevos cráteres en los extremos del volcán. Sin embargo, la comunicación con la chimenea principal se produce mediante otras chimeneas secundarias.

Figura 1. **Partes que conforman un volcán**



Fuente: *Partes de un volcán típico*. http://www.rena.edu.ve/cuartaEtapa/cienciasTierra/Tema15a.html. Consulta: 15 de abril de 2015.

El fenómeno del vulcanismo consiste básicamente en el ascenso del magma a la superficie de la Tierra. El magma es una mezcla de materiales rocosos fundidos (líquido), que puede contener partículas en suspensión y gases disueltos. Está formado mayoritariamente por silicatos (SiO_2).Según el porcentaje de sílice que contenga, los magmas se clasifican en:

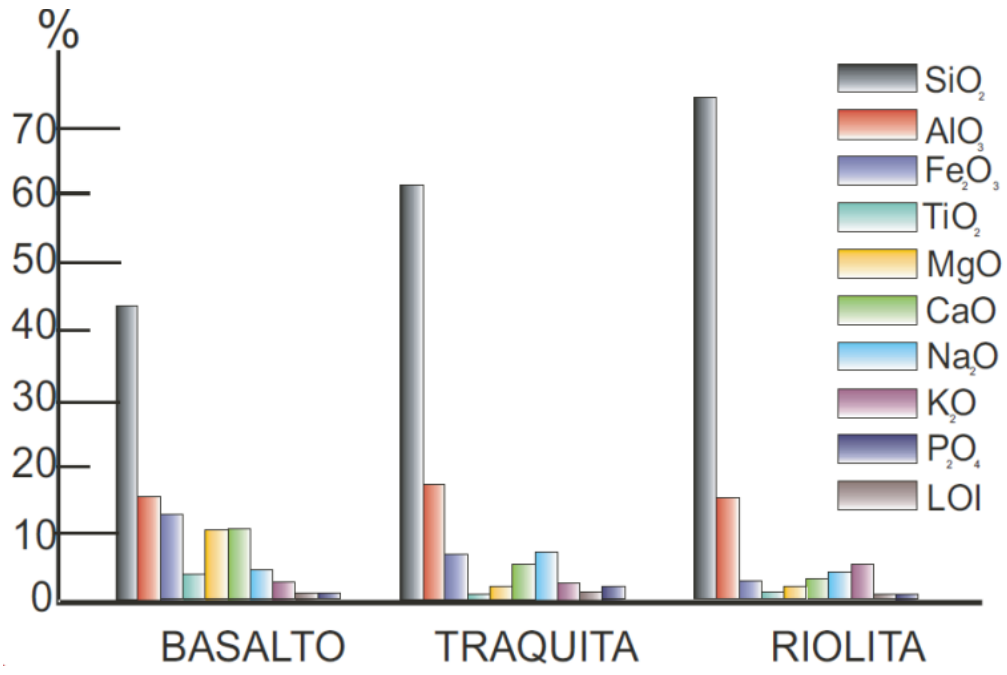
- Básico, cuando el contenido de sílice es inferior al 52 %
- Ácido, cuando supera el 63 %
- Intermedio, cuando el porcentaje está entre el 52 y el 63 %

Las propiedades del magma dependen de la roca origen de las que procede. Una vez que el magma abandona la zona de fusión y empieza a

ascender estará sometido a un proceso de enfriamiento y descompresión que hará variar su composición química y sus propiedades físicas.

Los componentes principales del gas volcánico son: agua (H_2O) que conforma casi el 80 % del total, dióxido de carbono (CO_2), anhídrido sulfuroso (SO_2) y ácido sulfhídrico (H_2S) y ya en menor proporción hidrógeno (H_2), cloro (Cl) y flúor (F). En la figura 2 se observa la composición química de las rocas volcánicas, en donde se puede observar que según la proporción de cada uno de los compuestos químicos en el magma, se puede obtener distintos grupos de rocas ígneas.

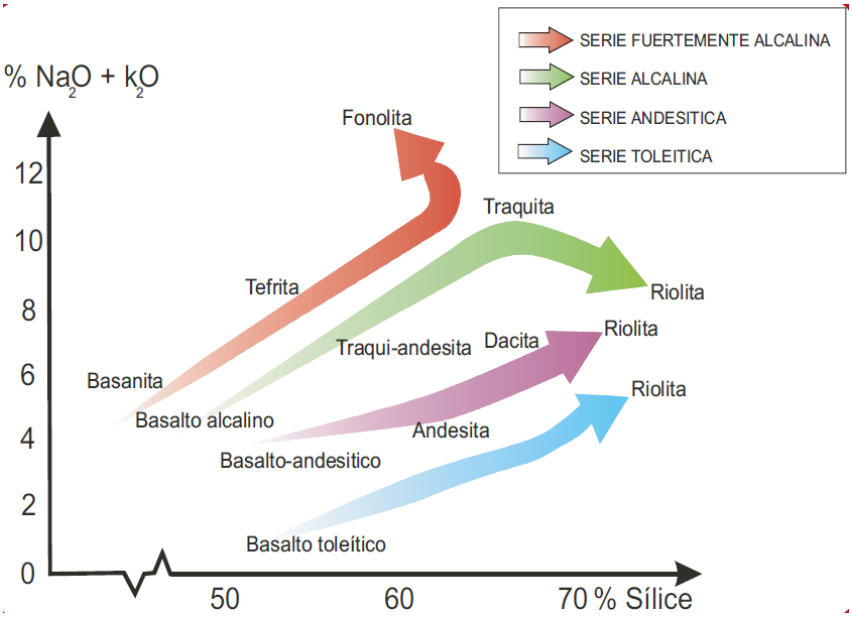
Figura 2. **Principales componentes químicos de las rocas volcánicas**



Fuente: *Principales componentes químicos de las rocas volcánicas.* http://www.ign.es/ign/resources/actividades/volcanologia/material.pdf. Consulta: 15 de abril de 2015.

Cada uno de los ambientes geológicos donde se pueden generar magmas (zona de subducción continental, zona de subducción oceánica, dorsal oceánica, rift intracontinental, entre otros) impone unas características geoquímicas determinadas; así es posible hablar de distintos grupos o series de rocas ígneas. De manera que el tipo de rocas generadas está en función del porcentaje de sílice y álcalis que presente el magma al momento de solidificarse, tal y como lo muestra la figura 3.

Figura 3. **Tipo de rocas en función del porcentaje de sílice y álcalis**



Fuente: *Tipos de rocas en función del porcentaje de sílice y álcalis.* http://www.ign.es/ign/resources/actividades/volcanologia/material.pdf. Consulta: 15 de abril de 2015.

Es importante señalar que un volcán en particular, no siempre expulsará el mismo tipo de material, esto dependerá de la composición química del magma y de la evolución que este experimente hasta salir al exterior, aunque siempre hay un claro predominio de algún tipo de material en particular.

1.1. Procesos volcánicos

Los volcanes tienen su origen en los cambios que ocurren en el interior de la Tierra. Sin embargo, debido a la variación de las propiedades físicas, es decir, al efecto combinado de la temperatura y la presión a distintas profundidades de la superficie terrestre, es posible hacer una clasificación de las distintas capas que conforman el interior de la Tierra:

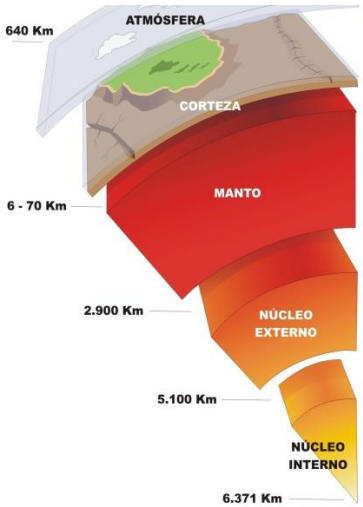
- La corteza: siendo la parte exterior del planeta, se caracteriza por ser fría y muy rígida.

- El manto: este se divide en manto superior e inferior. Se encuentra por debajo de la superficie terrestre y a una temperatura aproximada de 1 000 °C. Tiene un espesor de aproximadamente 2 900 kilómetros. Su composición química es muy parecida a la de la corteza, pero por las condiciones de presión y temperatura, el material es más denso y presenta un comportamiento plástico.

- El núcleo: tiene un radio de 3 400 km aproximadamente y se divide a su vez en núcleo interno y externo. Se encuentra a una temperatura próxima entre los 3 000-4 000 °C. Debido a su elevada temperatura, los materiales se comportan como un líquido (núcleo externo), mientras que el núcleo interno, se halla en estado sólido debido a la elevada presión que soportan.

La figura 4 muestra gráficamente la clasificación de las diferentes capas de la tierra.

Figura 4. **Las capas de la Tierra**



Fuente: *Grosores de las capas internas de la Tierra.* http://www.curriculumenlineamineduc.cl/605/articles-22748_recurso_jpg.jpg. Consulta: 15 de abril de 2015.

El calor interno de la Tierra es el motor de los cambios que se observan en la corteza, en la escala de tiempo geológico. Inicialmente, toda la superficie estaba constituida por materiales fundidos, que han ido solidificándose en el transcurso de miles de años, es así como la actividad volcánica actual es solo una muestra de este proceso.

La forma por la cual se transmite el calor dentro de las diferentes partes de la Tierra es por convección, en donde existen flujos o corrientes de material que al ser menos densos sube para luego descender al enfriarse.

El modelo que explica el intercambio de calor entre el manto y la corteza se denomina “Tectónica de placas”. Este propone que los primeros 100 km de la superficie terrestre se comportan como un material rígido, quebradizo y poco denso denominado litósfera, que incluye a la corteza y una pequeña parte del

manto superior. La litósfera descansa sobre una capa de material más denso y fluido denominado astenósfera.

La litósfera no es una capa continua, está fragmentada en varios bloques o placas que se mueven con velocidades del orden de varios centímetros por año. El movimiento relativo entre placas tectónicas produce roces, choques y deformaciones en los bordes o límites de las placas. Es principalmente allí donde se producen los terremotos y se forman los volcanes y las montañas. A escala global, el fenómeno del vulcanismo se observa en los tres tipos principales de ambientes:

- En los límites de tipo divergente o de formación de corteza:

Fenómeno en el cual las placas se separan como consecuencia del ascenso de material procedente del manto, formando nueva corteza en las dorsales oceánicas o rift continentales. El vulcanismo asociado a este tipo de ambiente se caracteriza por erupciones efusivas con grandes emanaciones de lava y gases, en forma no muy violenta, a lo largo de grietas. Ejemplo de esto son los volcanes de Islandia.

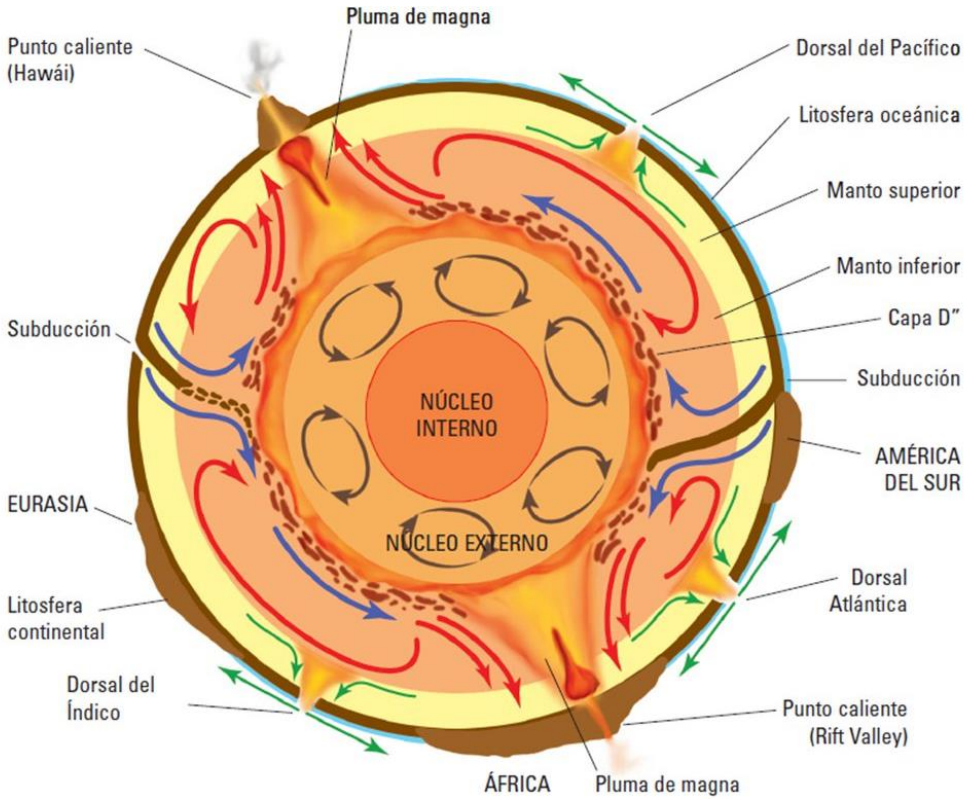
- En los límites de tipo convergente o zonas de subducción:

En este tipo de ambiente, dos placas de la litósfera convergen, la más fría o antigua se mete o subduce por debajo de otra. Este proceso provoca el plegamiento de la corteza continental, a su vez origina una intensa actividad sísmica y magmas que pueden salir al exterior, formando zonas volcánicas características. Ejemplo de esto es el proceso que dio origen al denominado Cinturón de Fuego del Pacifico, el cual se caracteriza por la formación de grandes cordilleras, como la de los Andes.

- Puntos calientes:

Los puntos calientes no tienen relación alguna con la distribución de los límites entre placas tectónicas. Su origen está asociado a regiones calientes muy localizadas dentro del manto y que permanecen quietas respecto al movimiento de las placas, de ahí su nombre. El magma al alcanzar la superficie forma los volcanes y el movimiento de la placa sobre el punto caliente hace que se forme cadenas de volcanes de islas volcánicas. El ejemplo más claro son las islas de Hawaii. La figura 5 muestra cada fenómeno aquí presentado.

Figura 5. **Vulcanismo y ambientes tectónicos**

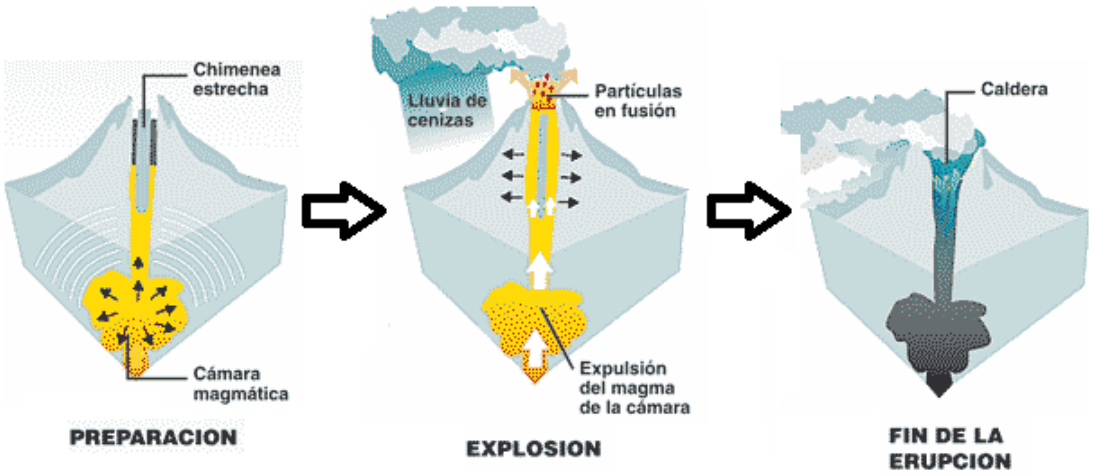


Fuente: *Corrientes de convección en el fluido magmático.* http://www.monografias.com/trabajos-pdf5/luz-difusa/luz-difusa2.shtml. Consulta: 19 de abril de 2015.

1.1.1. Comportamiento de los volcanes

Una erupción volcánica se origina en las profundidades del volcán, en donde un magma rico en gas llena la cámara magmática. Los primeros signos se pueden percibir en la superficie terrestre, ya que se producen numerosas convulsiones telúricas, que los habitantes perciben sismos, los cuales dilatan el volcán. Es así, como posteriormente el magma asciende bruscamente, liberando el gas contenido en él, por la chimenea. De manera que al existir este flujo de magma por la chimenea, el volcán proyecta partículas en fusión, las cuales provocan una lluvia de materiales volcánicos en el área circundante. Además, se produce una dilatación de la chimenea, que posteriormente al vaciado de la cámara magmática, se derrumban, fragilizadas por las convulsiones durante la etapa eruptiva, de manera que se forma un vasto cráter. La figura 6 muestra las etapas en las que se presenta una erupción.

Figura 6. **Etapas de una erupción volcánica**



Fuente: *Funcionamiento de un volcán*. https://es-us.noticias.yahoo.com/fotos/funcionamiento-volc%C3%A1n-photo-154040077.html. Consulta: 25 de abril de 2015.

Hay volcanes que muchos años después a un evento eruptivo violento, no presentan ninguna actividad eruptiva, a este tipo de volcanes se les denomina volcanes inactivos, los cuales pueden presentar erupciones en un dado momento, pero que su probabilidad de ocurrencia es mucho menor comparado a los volcanes que se encuentran constantemente en erupciones de menor grado y menos violentas a los cuales se les denomina volcanes activos.

En general, cuando el volcán se encuentra en reposo la mayor parte de la actividad se debe a la circulación de los gases a través del sistema de fracturas. Estos gases se mezclan con las aguas meteóricas, originando acuíferos geotérmicos más o menos desarrollados, fumarolas, fuentes termales y suelos calientes. La circulación de estos fluidos y especialmente los cambios de fase (líquido-vapor), provocan la aparición de pequeños eventos sísmicos característicos que se conocen como temblores volcánicos (tremor).

El período de retorno para un volcán es el tiempo estimado para que ocurra una nueva erupción. Ahora bien, una erupción es la culminación de un largo proceso que se inicia con la generación de magmas, su ascenso, su posible almacenamiento en cámaras magmáticas y su salida a la superficie. Este es un proceso claramente repetitivo, de tal forma que los tiempos entre erupciones se repiten de forma casi constante. De esta manera, cuando en una determinada región han ocurrido un elevado número de erupciones y están bien datadas, es posible calcular el período de retorno mediante métodos estadísticos. Sin embargo, eventos eruptivos históricos y estudios científicos demuestran que, volcanes con erupciones muy violentas tienen períodos de retorno de varios miles de años, mientras que las erupciones menos explosivas son más frecuentes, con períodos de pocas decenas de años.

A diferencia de otros fenómenos naturales, el volcánico presenta múltiples facetas; un mismo sistema puede tener tipos muy distintos de erupciones, e incluso durante el desarrollo de una erupción cambiar su dinámica, pudiendo pasar de una actividad relativamente tranquila a otra demasiado violenta.

1.1.1.1. Clasificación de los volcanes

La clasificación de los volcanes está relacionada al ambiente tectónico que les dio origen. Sin embargo, hay que aclarar que este tipo de clasificación no es exacta, y un mismo volcán puede combinar diferentes estructuras. Por su estructura, los volcanes se clasifican en:

- Estratovolcán: tiene forma cónica con un cráter central, el edificio volcánico está formado por capas sucesivas de depósitos de lava, escoria, arena y cenizas producto de las diferentes erupciones. Estos tipos de volcanes pueden tener una o más chimeneas. La mayoría de los volcanes de Guatemala son de este tipo, siendo ejemplo el volcán de Fuego.

- Calderas: son el resultado de grandes erupciones, las cuales hacen que colapse o se derrumbe la parte central o todo el edificio volcánico, dejando un gran cráter o caldera. Ejemplos de este tipo de estructuras en Guatemala son las calderas de Atitlán y Amatitlán, entre otras.

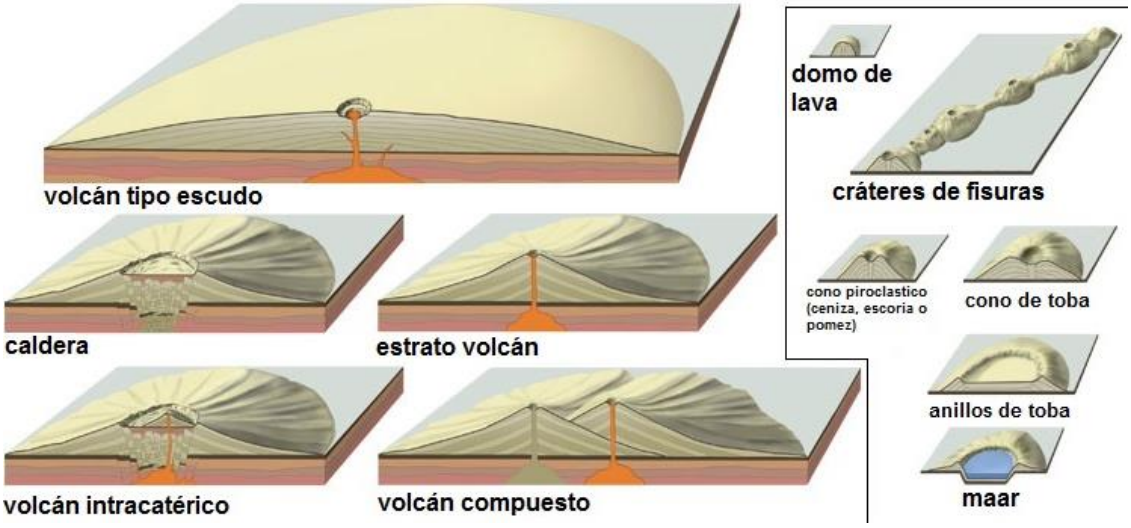
- Tipo escudo: se caracterizan por ser grandes montañas, con pendientes suaves, formadas por la superposición de ríos de lava fluidos. Ejemplo de este tipo son los volcanes de Hawaii.

- Domo de lava: presentan estructuras más pequeñas, comparadas a las anteriores, con fuertes pendientes y producto de la acumulación de lavas muy viscosas, flujos de bloques y ceniza incandescente. Ejemplo de este es el domo del Santiaguito localizado al suroeste del volcán Santa María.

- Cono de cenizas o escoria: son conos relativamente pequeños que como su nombre lo indica están formados por la acumulación de ceniza y escoria. Ejemplo de estos son todos los cerros alineados principalmente a la falla de Jalpatagua y del graben de Ipala.

Otros tipos de estructuras se forman por la combinación de algunos de las anteriores, como se pueden observar en la figura 7.

Figura 7. **Tipos de estructuras volcánicas**



Fuente: *Volcanic landforms.* http://www.britannica.com/science/volcano/Volcanic-landforms. Consulta: 29 de abril de 2015.

1.1.1.2. Tipos o modalidades de erupción

Por su tipo de actividad los volcanes se clasifican según el patrón eruptivo observado en los volcanes más estudiados y que presentan un comportamiento definido. En general se pueden presentar siete tipos o modalidades de erupción, estas son:

- Tipo Hawaiano: se caracteriza por una abundante salida de magma muy fluido que forma grandes ríos y lagos de lava. Los gases son liberados en forma tranquila. Las erupciones violentas son raras y los gases pueden impulsar fuentes de lava que llegan a alcanzar los 500 metros de altura.

- Tipo Estromboliano: se caracteriza por una actividad regular o constante de explosiones que lanzan lava pastosa en estado incandescente. Son acompañadas por ríos de lava y emisión de gases y suelen edificar conos de escoria con bastante rapidez. Un ejemplo de este tipo de actividad es la del volcán Pacaya.

- Tipo Vulcaniano: sus erupciones son menos frecuentes y más violentas debido principalmente a que el magma es más viscoso y por lo tanto la liberación de gases es más difícil. Tales erupciones van acompañadas por una gran nube de gases cargados de ceniza, arena y fragmentos de rocas que alcanza varios kilómetros de altura. Ejemplo de esto es el volcán de Fuego.

- Tipo Pliniano: son erupciones muy violentas que levantan columnas verticales de gases, piroclastos y fragmentos de roca a varias decenas de kilómetros de altura. A menudo son acompañadas por el colapso de la

parte superior del edificio volcánico. Ejemplo de este tipo de erupción fue la del volcán Santa María el 24 de octubre de 1902.

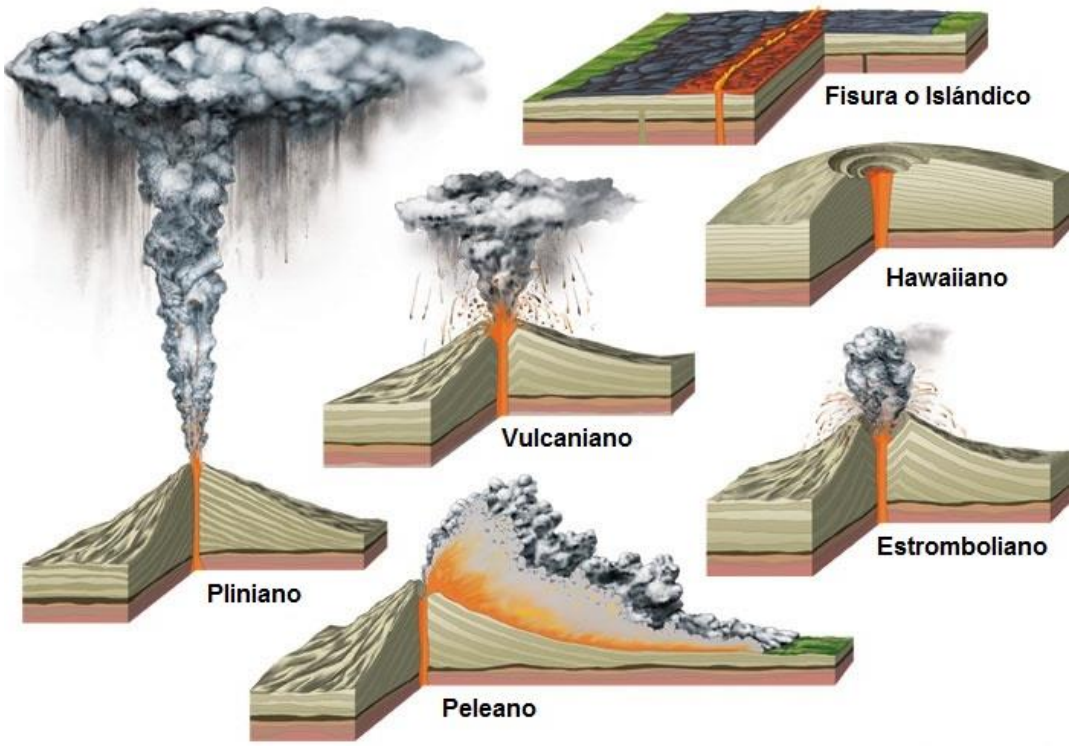
- Tipo Peleano: también se caracteriza por su alto índice de explosividad asociado a un magma viscoso con alto contenido de gases. Pueden producir explosiones de rocas, gases y magma muy pulverizado dirigido lateralmente formando nubes ardientes o flujos piroclásticos. Ejemplo de este tipo de erupción es el volcán Santiaguito.

- Tipo Islándico: en este tipo no existe un cono con cráter central, como en todos los anteriores. La característica principal es la emisión de enormes volúmenes de lava a través de fisuras o grietas. Algunas forman coladas de poco espesor que cubren áreas enormes.

- Freática o geiseríana: estas se producen por el contacto de las aguas subterráneas con la roca y fumarolas todavía caliente dentro del volcán. A diferencia de todas las anteriores no existe ascenso del magma. En algunos casos llegan a producir explosiones que forman pequeños cráteres. Ejemplo de erupción freática fue la actividad de los volcanes Tacaná, en 1986 y Acatenango, en 1972.

A manera de ilustrar estos tipos de erupción se muestra la figura 8, la cual permite observar las diferencias en cuanto al comportamiento de cada una de ellas.

Figura 8. **Tipos o modalidades de erupción**



Fuente: *The major types of volcanic eruption.* http://tambora.net/types-of-volcanoes. Consulta: 29 de abril de 2015.

1.1.1.3. Productos de la actividad volcánica

Los principales productos en una erupción son: gases, lava y fragmentos sólidos calientes o en estado incandescente.

La composición de los diferentes tipos de lava, es muy similar y las principales diferencias serán algunas de sus propiedades (como color y viscosidad), y el porcentaje de dióxido de silicio (SiO_2) en su composición, ya que al incrementar su concentración, aumenta la viscosidad de la lava. La temperatura medida en ríos de lava, pueden variar entre 900 y 1 200 °C. En

Guatemala las lavas más fluidas son las del Pacaya, seguidas por las del volcán de Fuego y finalmente las del volcán Santiaguito.

A todo el material sólido fragmentado de diferente tamaño y forma, que es lanzado durante una erupción se le denomina en general piroclastos. Por sus dimensiones se dividen en:

- Bloques: son fragmentos de roca de forma irregular que formaban parte del cono volcánico. Sus dimensiones van de 64 mm en adelante.

- Bombas volcánicas: son masas de lava de consistencia plástica que al ser lanzadas al aire se solidifican tomando formas redondeadas y aerodinámicas. Sus dimensiones van de pocos a varias decenas de centímetros.

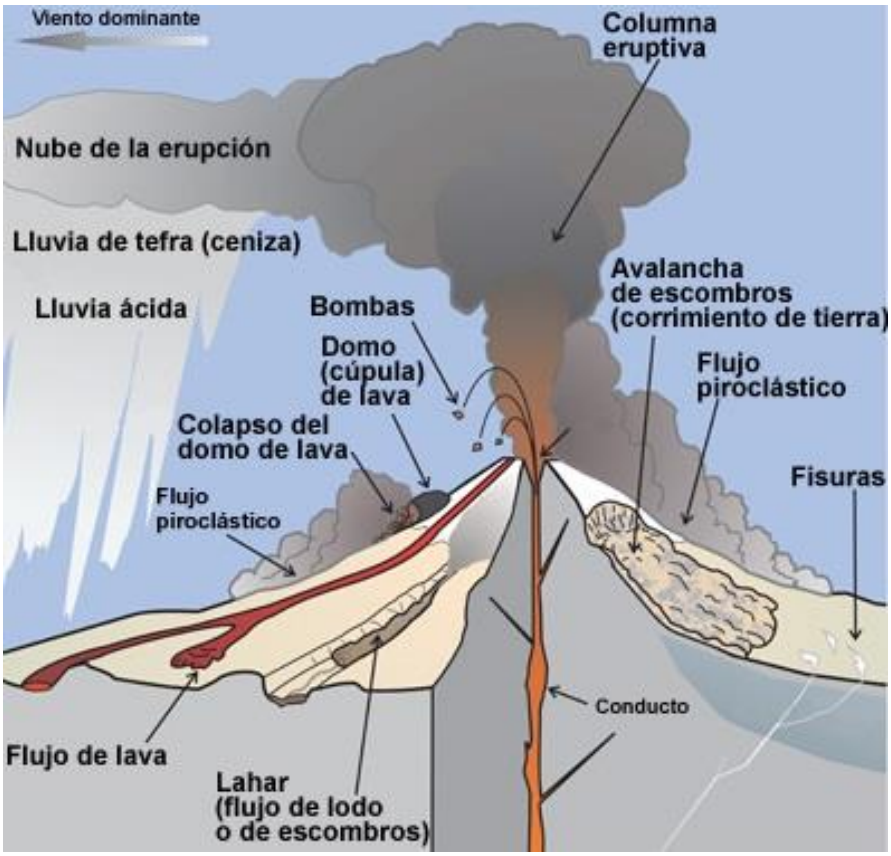
- Escoria o tefra: son fragmentos de lava porosa producida por la rápida liberación de los gases, con dimensiones de unos cuantos centímetros.

- Lapilli: es lava fragmentada y lanzada violentamente que se solidifica en el aire, sus dimensiones van de 4 a 32 milímetros.

- Ceniza: término genérico del material muy fino que se produce por la fragmentación del magma. Es transportada por el viento a grandes distancias, sus dimensiones son menores a los 2 milímetros.

La figura 9 ilustra cada uno de los productos de la actividad volcánica que se generan, fruto de una erupción volcánica. Esta figura permite a su vez, visualizar los peligros a los cuales se enfrenta la población aledaña a una zona volcánica.

Figura 9. **Productos de la actividad volcánica**



Fuente: *Peligros geológicos de los volcanes.* http://www.goes-r.gov/users/comet/volcanic_ash/volcanism_es/print.htm. Consulta: 29 de abril de 2015.

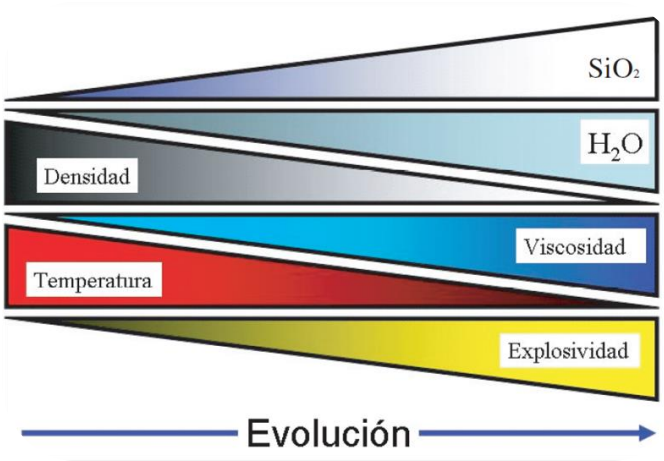
1.1.2. Factores que afectan la intensidad de una erupción volcánica

En una erupción es importante evaluar los diferentes aspectos que pueden estar involucrados en la intensidad con la que esta se presente. Entre los factores intrínsecos se podría mencionar el comportamiento de las propiedades físicas y químicas del magma. De manera que el grado de explosividad está

controlado por la cantidad de gas presente en el magma, y a medida que su presencia aumenta es mayor la explosividad resultante.

Así también, los cambios de presión, la inyección o el movimiento del magma generan series de eventos sísmicos, deformaciones en el edificio volcánico, aumento de la temperatura de los acuíferos y cambios en la composición química de los gases.

Figura 10. **Evolución temporal de los parámetros físicos del magma**

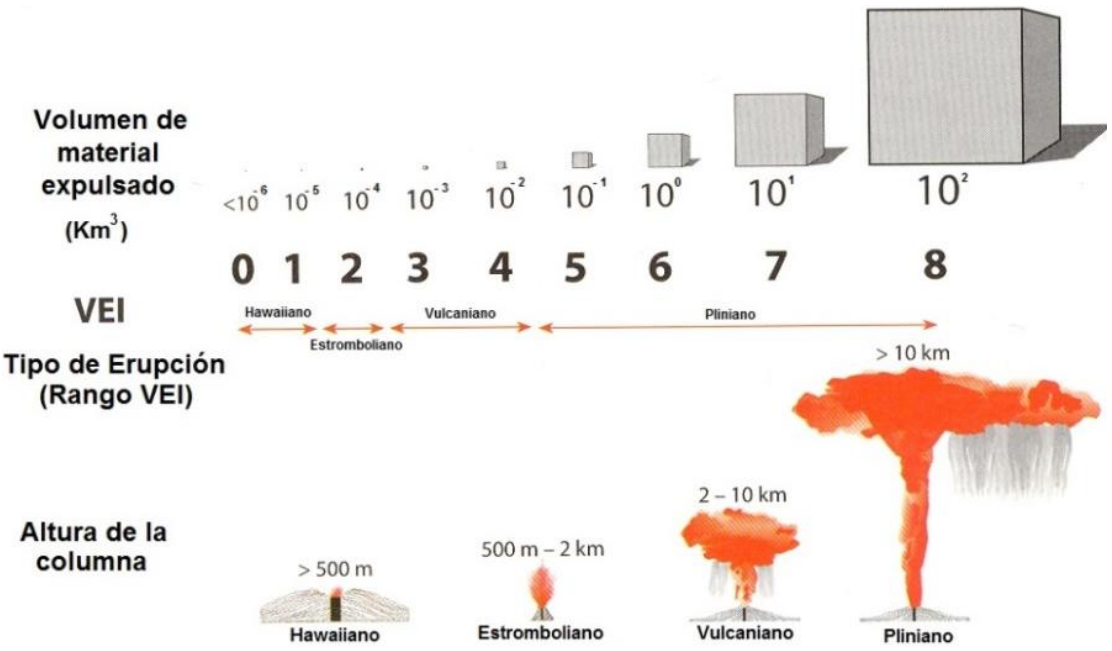


Fuente: *Evolución temporal de los parámetros físicos del magma*. http://www.ign.es/ign/resources/actividades/volcanologia/material.pdf. Consulta: 29 de abril de 2015.

El magma, en las cámaras magmáticas, se va enfriando lentamente, variando su composición, pues algunos elementos cristalizan y se depositan en el fondo de la cámara. El magma es cada vez más ligero y más rico en gas, aumentando su viscosidad, disminuyendo la temperatura y enriqueciéndose en SiO_2. Esta evolución se traduce en que las erupciones son cada vez más violentas o explosivas. La figura 10 muestra gráficamente la evolución de estos parámetros que intensifican una erupción.

La clasificación de la actividad volcánica y los mecanismos que provocan la erupción están controlados por el grado de explosividad; en este sentido se ha establecido un índice de explosividad volcánica (VEI, por sus siglas en inglés), el cual está definido en función del volumen de material expulsado y la altura alcanzada por la columna de material.

Figura 11. **Índice de explosividad volcánica**

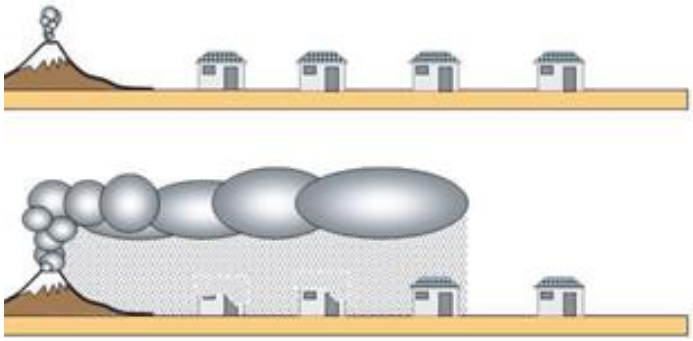


Fuente: *Volcano explosivity index. http://homepages.neiu.edu/~jmhemzac/121/S12/VEI.jpg*. Consulta: 29 de abril de 2015.

La descarga muy rápida a la atmósfera de un gran volumen de gas y gotas de magma, todo ello a alta temperatura, da lugar a una columna eruptiva que alcanza grandes alturas. A medida que asciende va enfriándose, hasta llegar a una altura en la que la columna y atmósfera tienen la misma temperatura, momento en el que cesa el ascenso. Es en este punto donde el factor intrínseco del viento toma relevancia sobre la intensidad de la erupción, puesto que los

materiales son arrastrados por el viento y empiezan a caer, primero los más grandes y pesados, tomando una trayectoria parabólica. En cambio, las partículas más finas pueden permanecer mucho tiempo en la estratósfera, e inclusive recorrer grandes distancias hasta precipitar.

Figura 12. **Influencia del viento en la intensidad de una erupción volcánica**



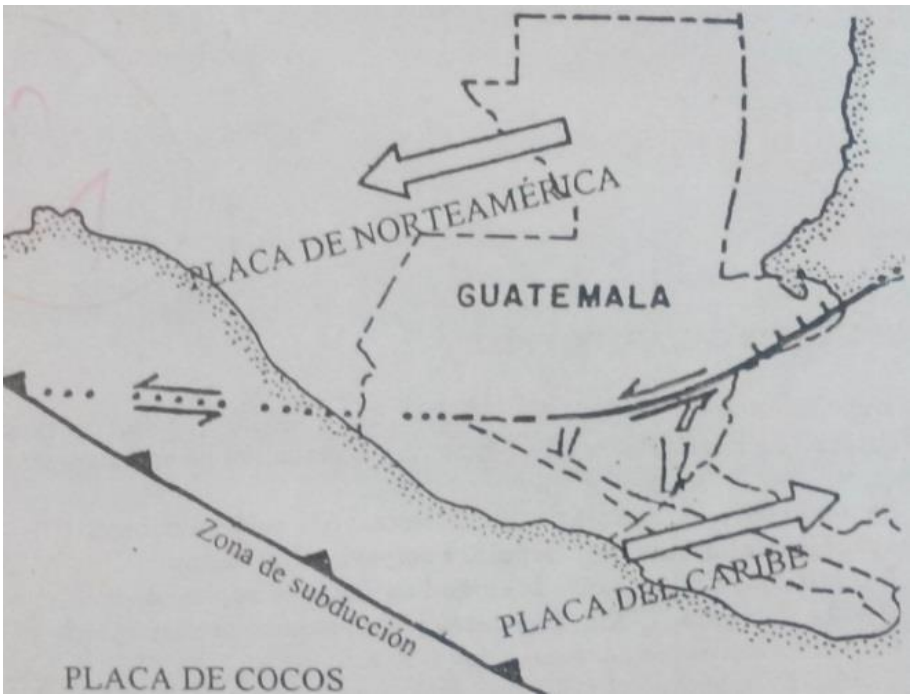
Fuente: *Concepto de riesgo volcánico.* http://www.ign.es/ign/resources/actividades/volcanologia/material.pdf. Consulta: 29 de abril de 2015.

Anidado al predominio del viento, otro factor que juega un papel importante en la intensidad con la que se presente una erupción volcánica en los sectores aledaños a un volcán, es la lluvia. Las gotas de lluvia aumentan el peso de las partículas en suspensión presentes en la estratósfera, proveniente de la erupción volcánica, de manera que al ser absorbidas las partículas de agua, por el material volcánico, aumentan su densidad provocando que este precipite con mayor rapidez, y que al acumularse con espesores significativos sobre una superficie genere una mayor carga al asentarse. La figura 12 muestra como el viento puede incidir en la intensidad de los daños producidos por una erupción volcánica.

1.2. Características geológicas de Guatemala en relación a sus volcanes

Como se menciona anteriormente, la dirección del movimiento relativo de las placas tectónicas y su composición, determinan las características del límite o contacto entre las mismas. Para el caso de Guatemala y Centroamérica, el marco tectónico está definido por la interacción de tres placas: Norteamérica, Caribe y Cocos. El tipo de contacto o límite entre las placas es de tipo convergente entre las placas de Cocos y Caribe, y tipo transcurrente entre las placas de Norteamérica y Caribe. La figura 13 muestra la situación tectónica regional, las flechas indican el movimiento relativo entre placas.

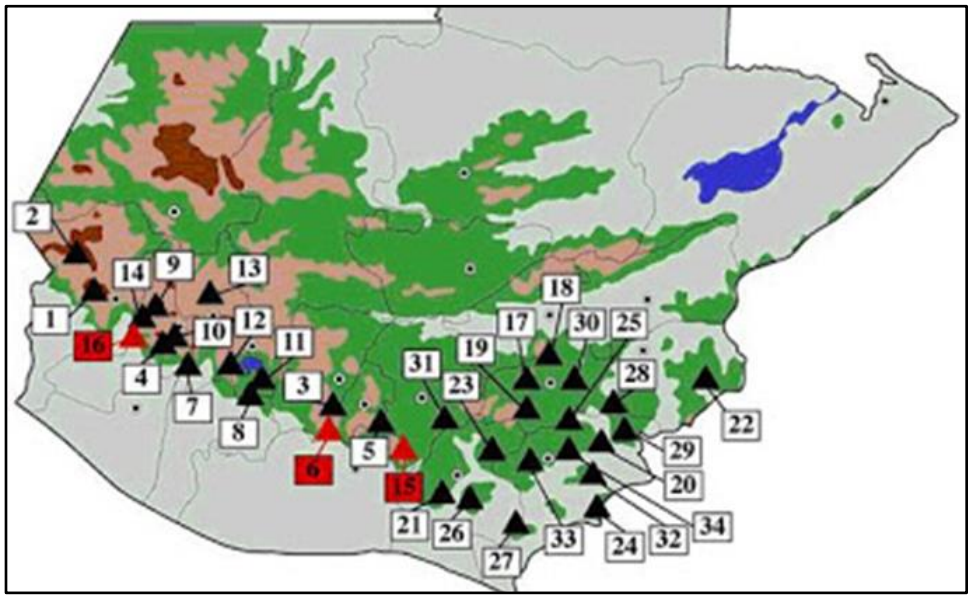
Figura 13. **Unión de placas tectónicas en Guatemala**



Fuente: *Insivumeh*. http://www.insivumeh.gob.gt/geofisica/indice%20sismo.htm. Consulta: 29 de abril de 2015.

En Guatemala existen aproximadamente 324 estructuras identificadas como de origen volcánico, de estos solamente 8 tienen reportes de actividad en tiempos históricos y 3 son los más activos actualmente. Por su estructura todos son del tipo estratovolcán, con excepción del Santiaguito que es una secuencia de cuatro domos de lava dacítica. En la figura 14 se puede observar la ubicación de los principales volcanes en Guatemala y posteriormente en la tabla I, se encuentra la especificación de los detalles más importantes en cuanto a cada uno de ellos.

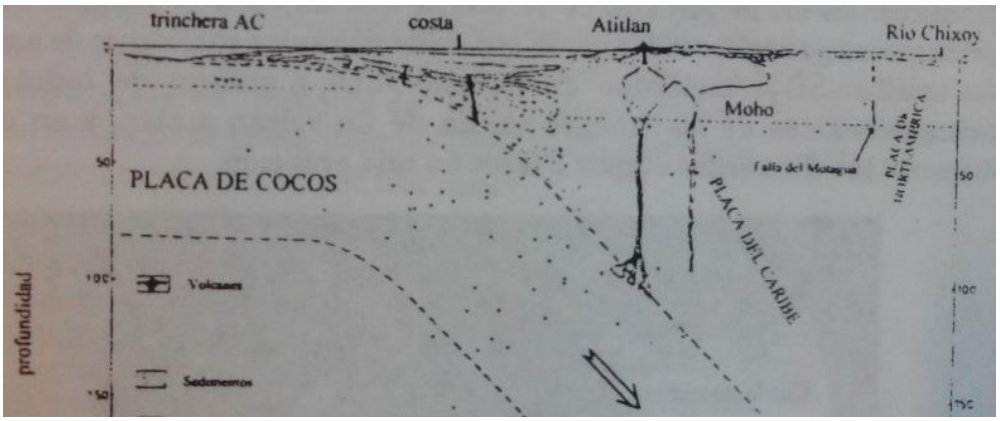
Figura 14. **Ubicación de los principales volcanes en Guatemala**



Fuente: Departamento de Investigación y Servicios Geológicos, Insivumeh. *Los volcanes*. p. 9.

A partir de la figura 14 se puede observar que la cadena volcánica está configurada de tal manera que es paralela a la costa del Pacífico, lo cual se debe a la interacción del tipo convergente entre la placa de cocos y la placa del Caribe, como se puede observar en la figura 15.

Figura 15. **Interacción entre la placa del Caribe y placa de Cocos**



Fuente: Departamento de Investigación y Servicios Geológicos, Insivumeh. *Estructura interna de la Tierra*. p. 3.

A continuación, se presentan algunas de las principales características de los volcanes actualmente activos de Guatemala. El número con el cual se le identifica a cada uno de ellos no es correlativo, esto es debido a que dicho número corresponde a su ubicación geográfica según la figura 14, pues esta tabla contenía a todos los complejos volcánicos, pero por el enfoque del presente trabajo de graduación se muestran solamente los que han causado mayores problemas históricamente a la población guatemalteca. Si se desea consultar la tabla completa, esta se encuentra en la sección de anexos, al final de este trabajo de investigación.

Tabla I. **Listado de volcanes en Guatemala**

Núm.	Nombre	Altura (msnm)	Altura Relativa (mts)	Ubicación Geográfica	Principal actividad histórica
6	Santiaguito	2 500	370	Quetzaltenango	1922 hasta actualidad

Continuación de la tabla I.

14	**Fuego**	**3 763**	**2 400**	**Sacatepéquez/ Escuintla**	**1524-1531, 1542-1551, 1581-1587, 1614-1629, 1686, 1829, 1855, 1860, 1880, 1896, 1932, 1944, 1977, 1987, 1999, 2003, 2004, 2005, 2006, 2007-2011, 2012**
16	Pacaya	2 552	1 000	Escuintla/ Guatemala	1565, 1623, 1651, 1699, 1775, 1805, 1961-2003, 2004, 2005, 2006, 2007-2009, 2010, 2011

Fuente: Insivumeh. *Los volcanes*. p. 12.

De esta manera se puede observar en la tabla anterior, que los volcanes que hasta la fecha están en actividad son: volcán de Fuego, Pacaya y Santiaguito. Es por ello que es necesario conocer de manera más detallada las características de cada uno de ellos:

- Volcán Santiaguito

El volcán Santiaguito se ubica al suroeste de la República de Guatemala, en el departamento de Quetzaltenango. Estructuralmente el complejo volcánico es del tipo estratovolcán y domos dacíticos. Su erupción es del tipo Vulcaniana-Peleana. Se le ha calificado como un volcán con “índice de peligrosidad” de 15

y un “índice de explosividad volcánica” de 4. Se le conoce como volcán Santiaguito al conjunto de cuatro domos formados a un costado del vasto cráter producto de la gran erupción del volcán Santa María en 1902. El nombre de cada domo (de izquierda a derecha) son: Brujo, Monje, La Mitad y Caliente. La figura 16 muestra la ubicación de cada uno de ellos.

Debido a su violencia y a la explosividad de la actividad del conjunto de domos, el complejo Santa María-Santiaguito, se le considera uno de los complejos volcánicos más peligrosos del mundo.

Figura 16. **Domos dacíticos del volcán Santiaguito**

Fuente: *Volcán Santiaguito*. http://www.photovolcanica.com/VolcanoInfo/Santiaguito/Santiaguito.html. Consulta: 29 de abril de 2015.

Al momento de una erupción pone en riesgo a un amplio sector del suroccidente del país, incluyendo las poblaciones de Quetzaltenango, Retalhuleu y al menos 5 municipios más de dichos departamentos. Entre las amenazas volcánicas a las que se exponen los habitantes se pueden mencionar la caída de tefra, flujos de lava, colapsos y flujos piroclásticos, pero el que ha causado mayor afectación a la población y al sector agrícola son las avalanchas de escombros, desprendimientos de tierra y lahares. Un ejemplo de los daños generados por estos fenómenos, es la destrucción de la cabecera municipal de El Palmar (Quetzaltenango), en 1982 y 1998. Cuando debido a

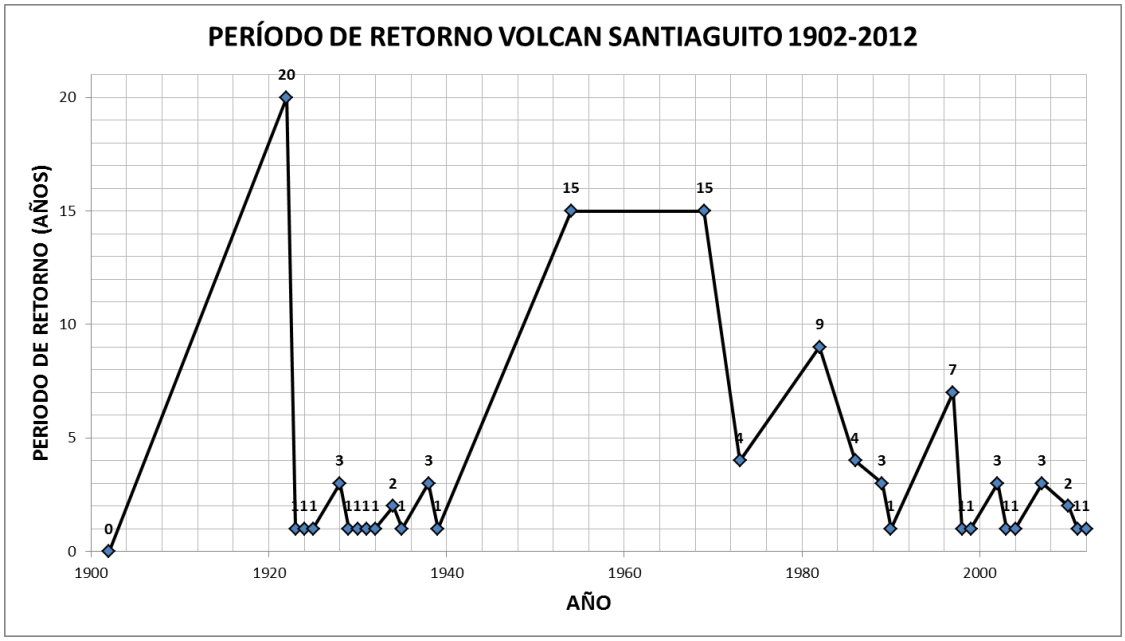
flujos de lodo y escombro, el río Nimá I, fue obstruido, desviando la corriente del rio hacia la población, produciendo el abandono del pueblo y dejando inutilizable grandes extensiones de terreno. Esta área de El palmar fue declarada como “zona inhabitable” por la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres (Conred) en 1982.

Desde 1922, se han observado períodos importantes de expulsión de lavas viscosas. En lo que respecta al Santa María, posee una lava de composición basáltica-andesita, las cuales se caracterizan por un contenido de sílice entre 51,4-55,1 %. Mientras que el volcán Santiaguito posteriormente a 1922, ha presentado una predominación de lavas dacíticas, las cuales son lavas acidas con valores promedio de sílice entre 64,7 y 69,4 %. Estas características son las que hacen del Santiaguito un volcán con mayor explosividad en relación a los demás volcanes activos que se pueden encontrar en Guatemala. Sin embargo, los daños o afectación por pérdida de vidas humanas no han sido de gran relevancia, ya que únicamente se conoce el acontecimiento que se dio en 1990, donde cuatro andinistas que filmaban la actividad del volcán mueren a causa de flujos piroclásticos.

Como bien se ha indicado, que de haber un buen control por parte de las autoridades competentes, en este caso la Unidad de Vulcanología del Insivumeh, se puede llegar a establecer un período de retorno de actividad volcánica con base en el historial que se haya recopilado a lo largo del tiempo. Con la información que provee esta unidad del Insivumeh se ha llegado a establecer la figura 17, la cual muestra cuantos años pasan entre eventos eruptivos del volcán Santiaguito. Cabe señalar que no se hace ningún tipo de clasificación en cuanto a la magnitud de dichas erupciones, por lo que se tabularon y graficaron todos aquellos años en los cuales hubo actividad independientemente de su magnitud. En este gráfico se puede notar que

cuando los eventos son de menor intensidad, estos se repiten con mucha más frecuencia y en un período mucho más corto de tiempo, mientras que cuando suceden eventos de gran magnitud, en donde hay expulsión de grandes cantidades de lava, esto produce que se vacíen las cámaras magmáticas y por tanto, para que vuelva a darse un evento eruptivo deban volver a llenarse, para que se den las condiciones de presión y temperatura necesarias que se requieren para que se dé nuevamente, un evento de erupción.

Figura 17. **Período de retorno de volcán Santiaguito**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

- Volcán de Pacaya

El volcán de Pacaya forma parte de la Cadena Volcánica del Cuaternario de Guatemala, la cual cruza completamente el país en forma paralela a la costa del Pácifico y está catalogado como uno de los más activos de Centro América.

El volcán de Pacaya se ubica al sur del lago de Amatitlán, y dista 30 kilómetros al suroeste de la ciudad de Guatemala. El cráter del cono Mackenny (cráter actualmente activo) se localiza a 2 562 msnm. Se caracteriza por poseer una estructura del tipo estratovolcán y presenta un tipo de erupción estromboliana. En 1984, fue calificado con un índice de peligrosidad de 13, mientras que en 1775, fue calificado con índice de explosividad volcánica de 4.

Figura 18. **Volcán de Pacaya previo y posteriormente a evento eruptivo del 27 de mayo 2010**

Fuente: Unidad de Vulcanología, Insivumeh. *Reporte de erupción del volcán de Pacaya 27 de mayo de 2010.* p. 1.

Al momento de presentarse una erupción, los lugares poblados que enfrentan mayor riesgo son aquellos que se encuentran asentados muy próximos al complejo volcánico. Históricamente las aldeas mayormente afectadas son: San Francisco de Sales, Calderas, El Cedro, El Bejucal y Mesías Altas y Bajas.

En lo concerniente a la actividad que ha presentado el volcán de Pacaya se ha caracterizado por la efusión de flujos de lava, emisión de piroclastos y por la generación de columnas de gases, que en su mayoría han sido vapor de agua. Es así como estas amenazas afectan a los poblados en las cercanías del volcán, con la exposición a espesores considerables de ceniza y con el impacto

de bombas balísticas. Además, pueden presenciar oleadas y coladas piroclásticas, las cuales surgen a raíz de explosiones violentas que producen colapsos de la estructura del volcán, lo que a su vez produce que se desplacen y transporten grandes cantidades de material cuya composición es en su mayoría son gases, con grandes velocidades y temperaturas. De experiencias previas, se ha encontrado que en un radio de 8 kilómetros hacia el suroccidente del cráter son las áreas más propensas a sufrir estos fenómenos.

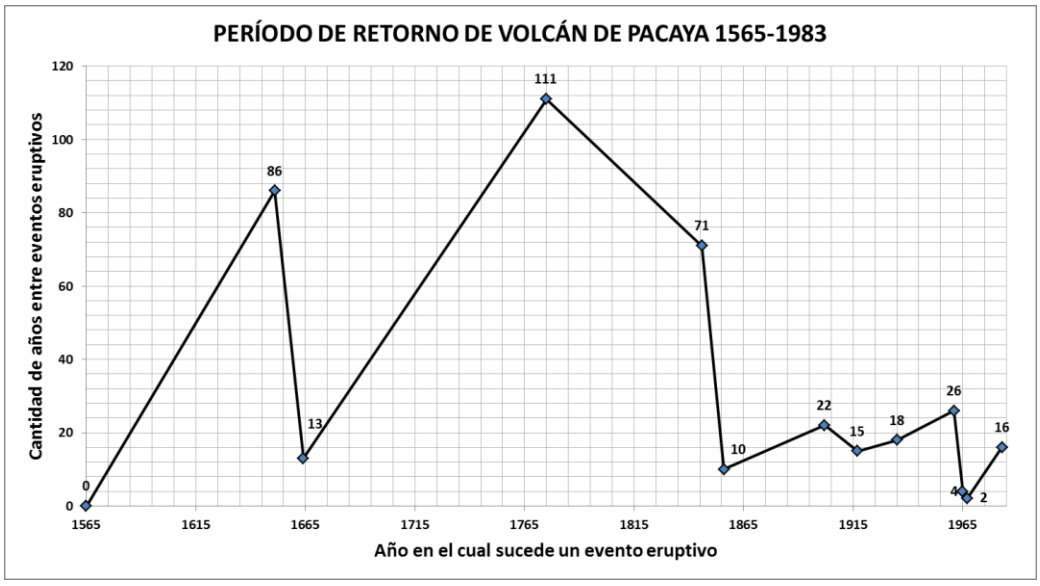
Las emisiones de lava, son manifestaciones que han caracterizado al volcán de Pacaya. Son clasificadas como de composición intermedia, ya que en promedio contiene de 55 a 60 % de sílice. Durante la fase violenta de una erupción, es expulsado un gran volumen de lava, la cual puede ser expulsada por el cráter central o bien por cualquier fisura que presente o se forme en el complejo volcánico. Se ha encontrado que las áreas más susceptibles a presentar daños por flujos de lava son las barrancas que nacen en el volcán y que tienen una dirección al suroeste del cráter.

El evento eruptivo que ha causado mayores daños y peligro a los pobladores de las cercanías del volcán, sucedió el 27 y 28 de mayo de 2010. En este evento hubo factores externos que incrementaron la intensidad de los daños provocados por la erupción, tales como la dirección del viento, ya que durante esa época del año, el viento es predominante de sur a norte, lo cual causó que la columna de material fuese arrastrada con mayor facilidad y afectara a varios departamentos con espesores variables de ceniza. Además, durante la fase más violenta de la erupción, se originó el colapso de la pared oeste del cráter Mackenney. Dicho colapso dirigió fuentes incandescentes sobre San Francisco de Sales, El Cedro, Mesías altas y bajas situadas a 5 y 10 Kilómetros en el flanco oeste y noroeste, suceso que causo el colapso del 95 % de los techos de zinc. Anidado a la caída de ceniza y material balístico, otro

factor que contribuyó a aumentar los daños estructurales fue la lluvia, ya que en esta temporada de invierno se presentó la tormenta Agatha, lo que provocaría un incremento del peso de la ceniza y por consiguiente el colapso de los techos.

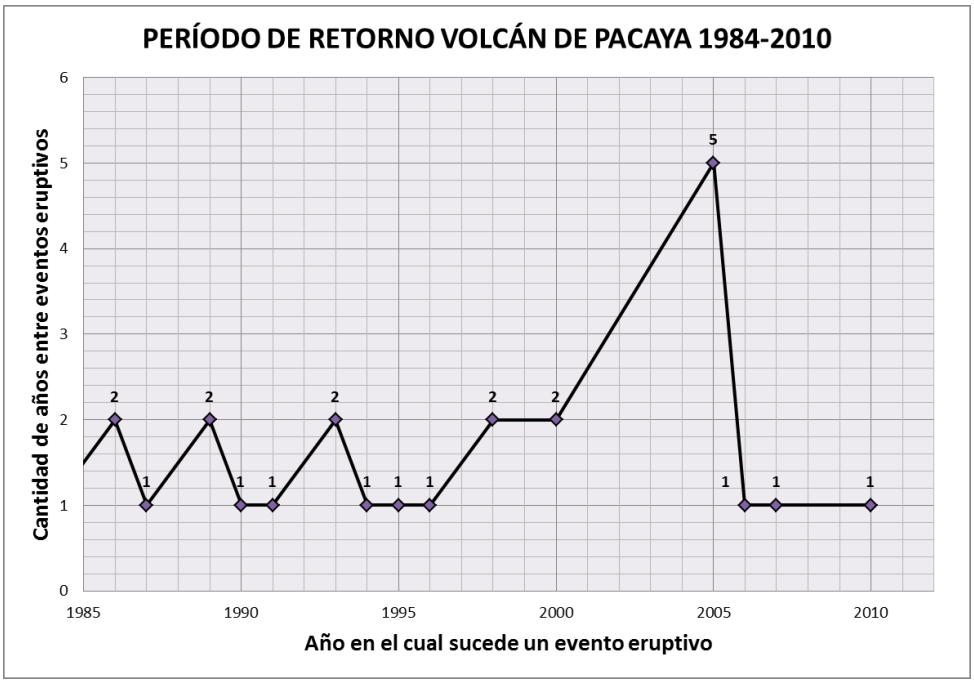
El historial de actividad del volcán de Pacaya, recabado por el Insivumeh, permite generar el gráfico que muestra la cantidad de años que pasan entre eventos eruptivos. Este gráfico muestra la frecuencia en la que se presenta un evento eruptivo, y así demostrar que a mayor período de retorno se producen eventos posteriores de mayor intensidad y explosividad volcánica, y por el contrario, a menor período de retorno, observar que los eventos eruptivos posteriores son menos intensos y generan menos riesgo para las aldeas vecinas al volcán. Debido a la cantidad de datos disponibles ha sido necesario realizar dos gráficos, los cuales se muestran a continuación y fueron elaborados a partir de las fechas que se mencionan en la tabla I.

Figura 19. **Período de retorno de volcán de Pacaya de 1565-1983**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Figura 20. **Período de retorno de volcán de Pacaya de 1984-2010**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

- Volcán de Fuego

El volcán de Fuego, al igual que el volcán de Pacaya, forma parte de la Cadena Volcánica del Cuaternario de Guatemala. Su estructura es de tipo estrato-volcán y al momento de hacer erupción esta es del tipo estromboliana-vulcaniana. El volcán tiene cerca de 8 500 años de edad y está catalogado como uno de los más activos del mundo. Debido a su actividad histórica ha sido catalogado con un índice de peligrosidad de 14 y a partir del evento de 1932, fue calificado con un índice de explosividad volcánica de 4.

El volcán de Fuego inicialmente tenía 3 000 metros de altura y se caracterizaba por su cráter en forma de pico, hasta que en la erupción de 1932,

fue tal la magnitud del evento, que provocó que la cúspide se derrumbara y redujera la altura del volcán 80 metros, creando así un cráter de tamaño considerable.

Al momento de una erupción, las aldeas mayormente afectadas son: Panimaché I, Panimaché II, Sangre de Cristo, Morelia y El Porvenir, los cuales se encuentran más próximas al volcán y sobretodo algunas se encuentran cercanas a barrancas, lugares que son muy susceptibles a sufrir por daños por amenaza de flujos piroclásticos, caída de ceniza e impacto de bombas balísticas.

Las amenazas volcánicas que presenta el volcán de Fuego son: la caída de tefra, la cual en su mayoría se da en la fase vulcaniana de la erupción. Para el volcán de Fuego puede presentarse hasta una distancia de 100 kilómetros del volcán en dirección predominante del viento, y hasta una distancia de 50 kilómetros, la capa de material puede llegar casi hasta los 5 centímetros, sin embargo, en un radio de 8 kilómetros puede presentarse la caída de fragmentos mayores a 1 centímetro de diámetro. Asimismo, pueden presentarse flujos de lava, en donde la experiencia en eventos eruptivos anteriores ha permitido concluir que los flujos de lava en presencia del terreno con pendientes muy pronunciadas, tienden a producir flujos piroclásticos que pueden llegar del volcán y afectar hasta 10 kilómetros del cráter del volcán.

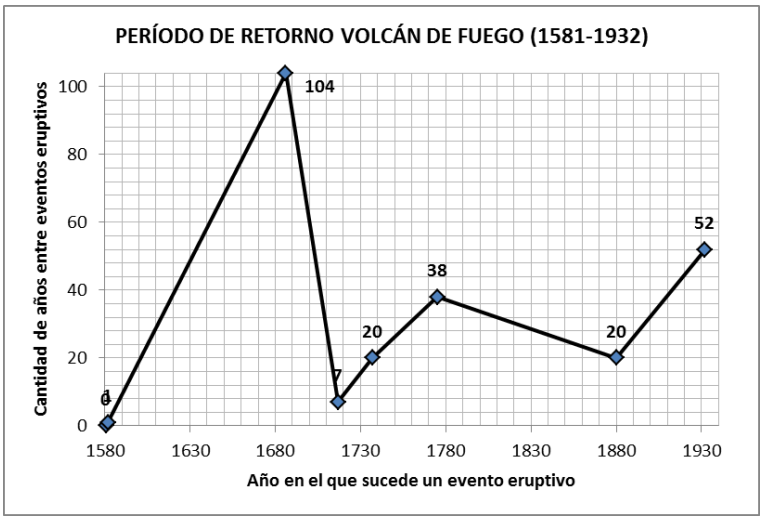
Es de vital importancia indicar que la presencia de estos flujos piroclásticos ha sido frecuentemente el motivo de evacuar a los habitantes de las aldeas anteriormente mencionadas. También entre otras amenazas, se encuentran las avalanchas de escombros, desprendimientos de tierra y lahares; eventos que pueden llegar a suceder incluso sin la presencia de una erupción volcánica, y que para el volcán de Fuego frecuentemente se dan en mayor

medida flujos de lodo y escombro de pequeñas dimensiones en épocas de lluvias.

La Unidad de Vulcanología del Insivumeh ha registrado cada evento eruptivo del complejo volcánico, siendo lo más relevante históricamente la erupción de ceniza de 1932, la cual fue de gran intensidad afectando Honduras, El Salvador y el departamento de Guatemala. Asimismo, sucedió el derrumbe del pico puntiagudo del volcán. Posteriormente, en 1974, se presentó otro evento de gran magnitud, que produjo serios daños a la agricultura en cultivos de café, pacaya, bananas y hojas de mashan. En 1976, el volcán entra en un período de reposo, hasta 1999, que inicia nuevamente a presentar varios eventos eruptivos de menor intensidad, depositando considerables volúmenes de material, que en presencia de abundantes lluvias se transformaría en la mayor amenaza para la población circundante, puesto que la generación de estos lahares alimentan los ríos que nacen en las faldas del volcán y provocan desbordamientos de los mismos en algunas partes, principalmente donde se pierde la profundidad del cauce.

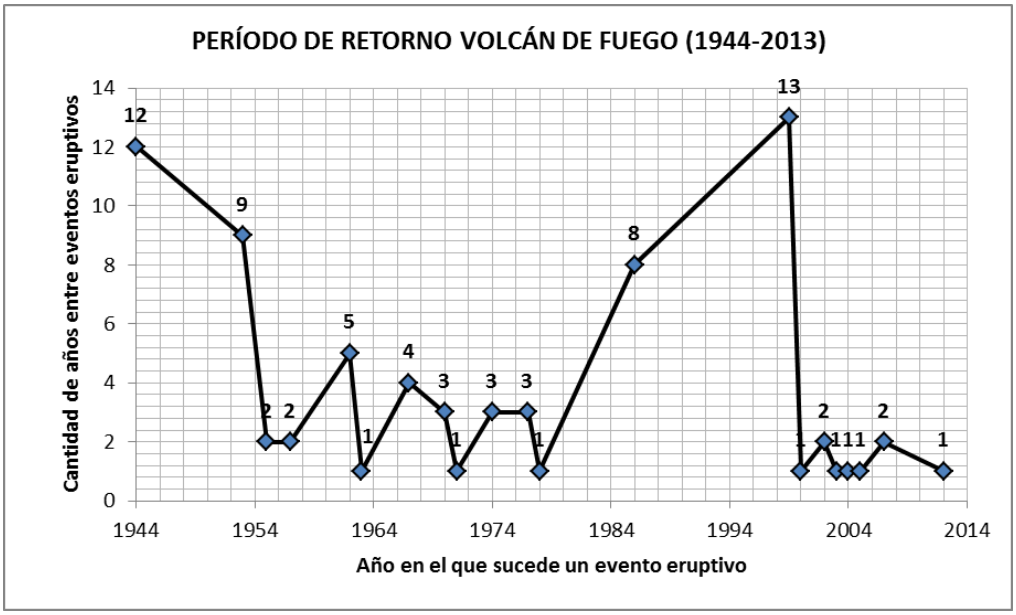
A partir de la tabla de actividad histórica del volcán de Fuego, publicada por la Unidad de Vulcanología del Insivumeh, se genera el gráfico de la figura 21, el cual muestra la cantidad de años que pasan entre eventos eruptivos, con la finalidad de observar su comportamiento. Como se indicó anteriormente, se puede observar, que luego de eventos eruptivos de gran magnitud, el volcán pasa varios años sin actividad, mientras que cuando suceden eventos eruptivos de menor intensidad, los eventos se vuelven más frecuentes y relativamente menos peligrosos para los habitantes de las aldeas cercanas.

Figura 21. **Período de retorno del volcán de Fuego de 1581-1932**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Figura 22. **Período de retorno del volcán de Fuego de 1944-2015**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

1.3. Problema de la vivienda aledaña a zonas volcánicas en Guatemala

En la actualidad existe en Guatemala una tendencia de ver a los volcanes como un atractivo del paisaje y como fuente de riqueza a causa de los minerales que benefician a la agricultura. Sin embargo, es necesario tener presente que los volcanes también son un riesgo para los pobladores que se asientan en sus alrededores, ya que en los últimos años el país ha sufrido consecuencias a raíz de eventos eruptivos, ocasionando daños a la economía nacional, y distorsionando las condiciones y medios de vida de las poblaciones cercanas a volcanes activos.

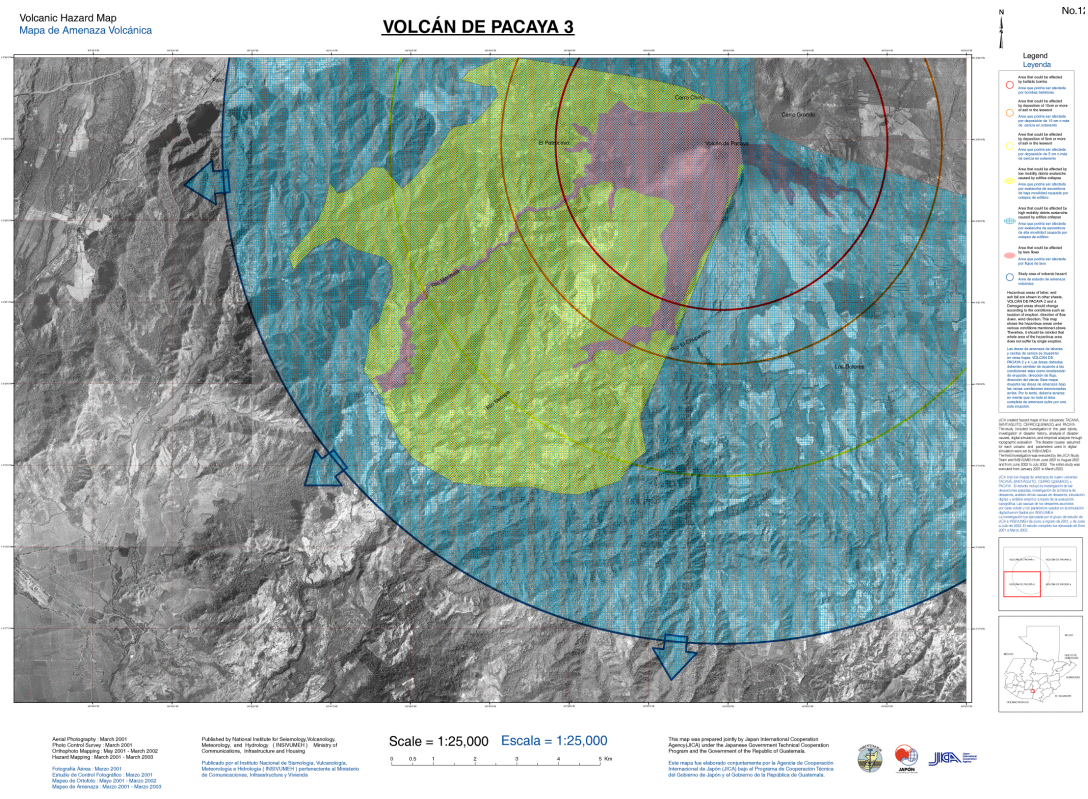
La percepción del riesgo, que se tiene ante amenazas de erupción volcánica, varía conforme a la calidad de vida de la población en cuestión, pues es muy probable que las comunidades aledañas a zonas volcánicas presten mucha atención a los problemas que enfrentan diariamente, tal como lo es el desempleo, la escasez de alimentos, el déficit en educación y vivienda, que a los posibles riesgos ambientales que en un dado momento puedan presentar. Es así, como el crecimiento poblacional, la falta de políticas para mejorar la calidad de vida en las áreas rurales, y el surgimiento de asentamientos de poblaciones en zonas no aptas para la construcción de viviendas, crean las condiciones para que la población circundante sea susceptible durante una erupción, generando daños materiales y mucho más importante aún, pérdida de vidas humanas; y retrasando así el desarrollo de las poblaciones afectadas.

En Guatemala, la Unidad de Vulcanología del Insivumeh ha generado una serie de mapas de amenazas volcánicas para los volcanes activos en los últimos años, los cuales indican la zona, el grado y magnitud del riesgo ante la efusión de flujos de lava, flujos piroclásticos, lahares, avalanchas de escombros

y zonas afectadas por la caída de bombas balísticas, así como también la distribución de sus isopacas, que básicamente son curvas que indican igual espesor de caída de ceniza (en el área delimitada por las mismas). La figura 23 muestra el mapa de amenaza volcánica para el volcán de Pacaya, el cual posee en su leyenda la descripción de cómo se representa gráficamente cada amenaza.

Básicamente lo que se encuentra encerrado por la línea roja, es el área que podría ser afectada por bombas balísticas; lo que se encuentra encerrado por la línea anaranjada, es el área que podría ser afectada por deposición de 10 centímetros o más de ceniza en sotavento; lo que se encuentra encerrado por la línea amarilla, es el área que podría ser afectada por deposición de 5 centímetros o más de ceniza en sotavento. Ahora bien, el área de color amarillo indica el área que podría ser afectada por avalancha de escombros de baja movilidad, causada por el colapso del edificio volcánico; el área de color celeste es el área que podría ser afectada por avalanchas de escombros de alta movilidad causada por el colapso del edificio y por último, el área de color rosado indica el área que podría ser afectada por flujos de lava.

Figura 23. **Mapa de amenaza volcánica del volcán de Pacaya**



Fuente*: Volcán de Pacaya 3.* http://www.insivumeh.gob.gt/mapas/amenaza%20volcanica/VOLCANIC-12_pacaya_3.gif, Consulta: 2 de mayo 2015.

El problema que se tiene en Guatemala, en cuanto a viviendas aledañas a zonas volcánicas, es que el nivel económico de las comunidades les impide tener acceso a materiales de construcción; ya que para construir con materiales industrializados de buena calidad no solo implica meramente comprar el producto en zonas muy alejadas a la comunidad, sino además implica pagar cantidades significativas por el servicio de transporte hasta el lugar. Es así como la población con base en los materiales que estén a su alcance, sean propios del lugar o ya sean productos obtenidos mediante distribuidores en otros municipios del país, construyen sus viviendas con materiales no aptos

para resistir las amenazas de erupción volcánica, y al no disponer de algún normativo que especifique los lineamientos y características mínimas con las que deba contar el sistema estructural, se construye a criterio propio.

A manera de identificar la gravedad del problema de la vivienda aledaña a zonas volcánicas en Guatemala, se citan párrafos provenientes de los reportes preliminares que publica la Unidad de Vulcanología del Insivumeh, en los cuales se muestran los daños producidos por el evento de erupción dado y los factores que propiciaron el nivel de daño a la comunidad afectada.

- Erupción del 27 y 28 de mayo del 2010 volcán de Pacaya

> "Las erupciones del 27 y 28 de mayo, tuvieron varios factores determinantes, uno de ellos, la dirección del viento al igual que el 20 de mayo 1998, la ciudad capital fue afectada por la caída de ceniza, en el oeste de la ciudad hasta 1 centímetro. Debido a que en esta temporada del año el viento es predominante de sur a norte. Otro factor fue que en la fase más violenta de la erupción generó dos fuentes incandescentes de 2 kilómetros de altura, que ocasionaron un colapso de la pared oeste del cráter, Mackenney, bajando en esta parte una avalancha de escombros que bajó dentro de la meseta. Esta abertura dirigió las fuentes incandescentes sobre San Francisco de Sales, Calderas, El Cedro, Mesías Altas y Bajas situadas a 5 y 10 kilómetros en el flanco oeste y noroeste, el material balístico y bombas encontradas en las aldeas fueron de 10 y 15 cm. de diámetro, también ceniza con espesores de 10, 15 y 20 centímetros, ocasionaron el colapso del 95 % de los techos de zinc."

> "Otro factor que influyó a aumentar la cantidad de daños estructurales fue la lluvia, Guatemala está en temporada de invierno, esto contribuyó, al aumento del peso de la ceniza y los colapsos de techos"

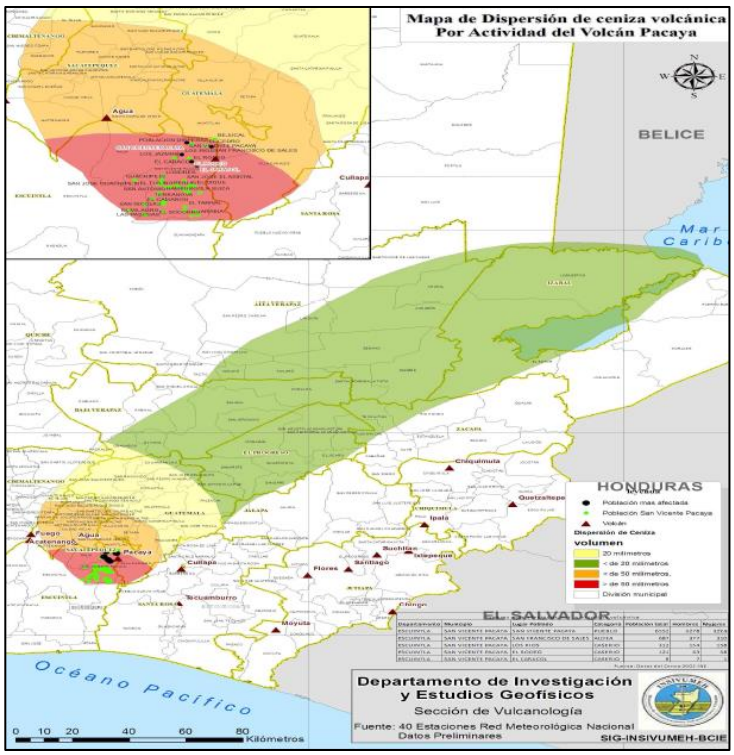
Figura 24. **Fotografías de erupción del 27 y 28 de mayo volcán de Pacaya**

Fuente: LEÓN RAMÍREZ, Aleyda Xiomara. *Evaluación de la vulnerabilidad asociada a la amenaza del volcán de Fuego en la aldea Panimaché*. p. 109.

"Aunque existe discusión sobre la lluvia se opina que también esta influyó en parte a aminorar los incendios que hubieran sido en mayor escala, ya que la erupción dirigida sobre las aldeas afectadas hubiera sido mayor, por la cantidad de bloques incandescentes sobre estas. En San Francisco de Sales, únicamente se generaron 5 incendios en las casas".

"Los daños en la vegetación (arboles) en un perímetro de 5 a 8 kilómetros causó la pérdida total de las hojas, bosques húmedos fueron totalmente afectados por el calor de las bombas y ceniza caliente"

Figura 25. **Mapa de dispersión de ceniza erupción del 27 y 28 de mayo 2010**



Fuente: Insivumeh. *Reporte de erupción volcán de Pacaya (1402)*. p. 10.

- Erupción volcánica del volcán de Fuego 13 de septiembre 2012

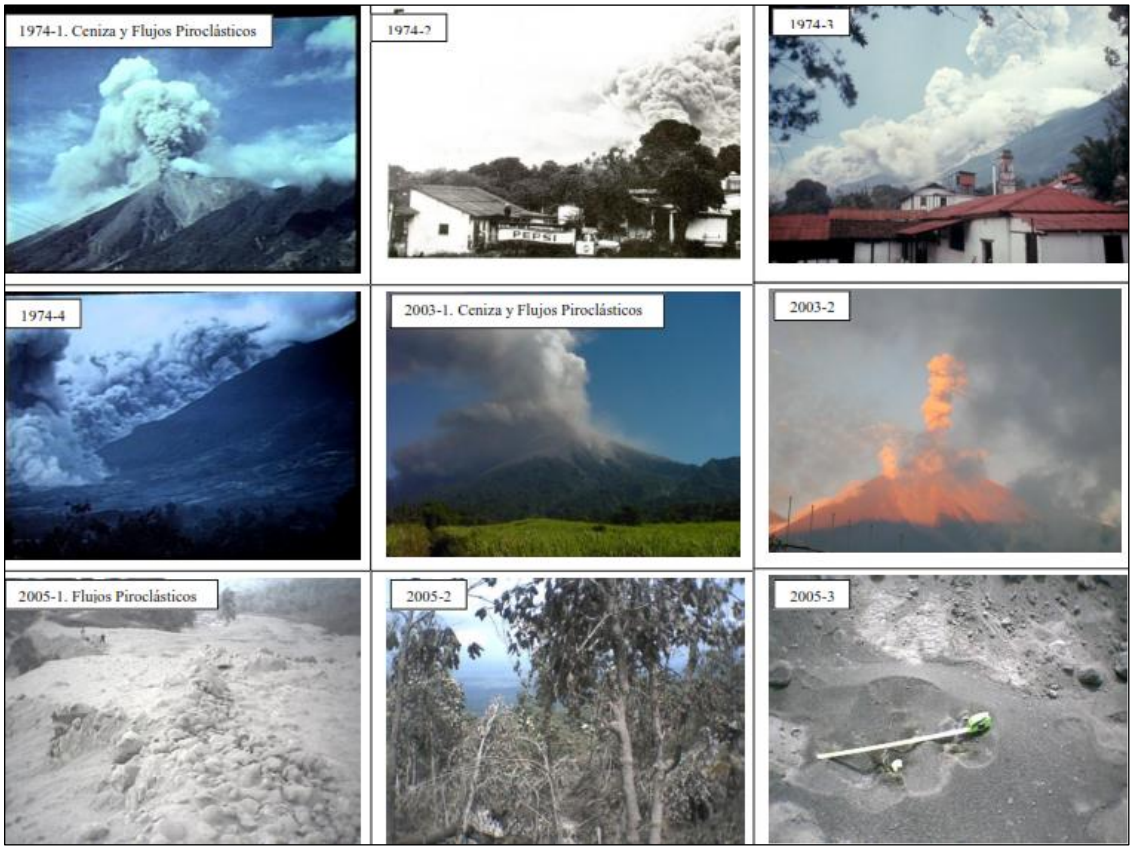
"Esta erupción es la primera desde 1974 que afecta directamente la zona sur y suroeste del Volcán de Fuego, en este flanco existen aldeas y caseríos ubicadas a distancias entre 5 y 7 kilómetros del volcán, que fueron afectadas principalmente por caída de ceniza y el peligro de desborde de los flujos piroclásticos. Fueron evacuados cerca de 5 mil personas a la cabecera municipal Santa Lucía Cotzulmalguapa, a 17 kilómetros del volcán. Las aldeas evacuadas fueron Panimaché I, Panimaché II, Sangre de Cristo, Morelia y El Porvenir. Por ser una zona cercana a las barrancas donde bajaron los flujos piroclásticos, los espesores de las cenizas depositadas fueron de 5 milímetros aproximadamente."

Figura 26. **Erupción del volcán de Fuego 13 de septiembre 2012**

Fuente: Insivumeh. *Informe preliminar erupción volcán de Fuego 13 de septiembre 2012*, Unidad de Vulcanología. p. 11.

"Durante la erupción las explosiones aumentaron la cantidad de ceniza, algunas columnas han llegado a alcanzar hasta 1800 metros de altura sobre el cráter desplazándose a 25 kilómetros en dirección del viento". "En cuanto a las bombas existen dos tipos, uno de líticos masivos que varían entre 50 cm. hasta 3 metros de diámetro y el otro de bombas de tipo coliflor o corteza de pan, que presentan en su corteza exterior fracturamiento que se forma cuando la lava viscosa es lanzada del cráter y la cascara exterior se enfría rápidamente, mientras que el interior sigue vesiculando y muy caliente, esto genera una expansión interna de la bomba, fracturando la cascara exterior. Estas bombas se pueden presentar en varios diámetros entre 70 centímetros y 3 metros."

Figura 27. **Eventos de erupción del Volcán de Fuego**



Fuente: LEÓN RAMÍREZ, Aleyda Xiomara. *Evaluación de la vulnerabilidad asociada a la amenaza del volcán de Fuego en la aldea Panimaché*. p. 109.

- Erupción del complejo volcánico Santa María-Santiaguito 1902

"…Muy pronto nos encontramos en una oscuridad absoluta, el olor a humo y cenizas impregnó el aire mientras que pómez y cenizas caían más y más fuertemente. En una hora dos libras de cenizas y piedras fueron depositadas en una media hoja de periódico. Para el anochecer ya tenía diez centímetros de profundidad, y con la luz que se tenía disponible tratamos de excavar varias cosas que eran preciadas para nosotros. A cada cierto tiempo los caballeros inspeccionaban las cenizas y arena para determinar si se estaba espesando o no,

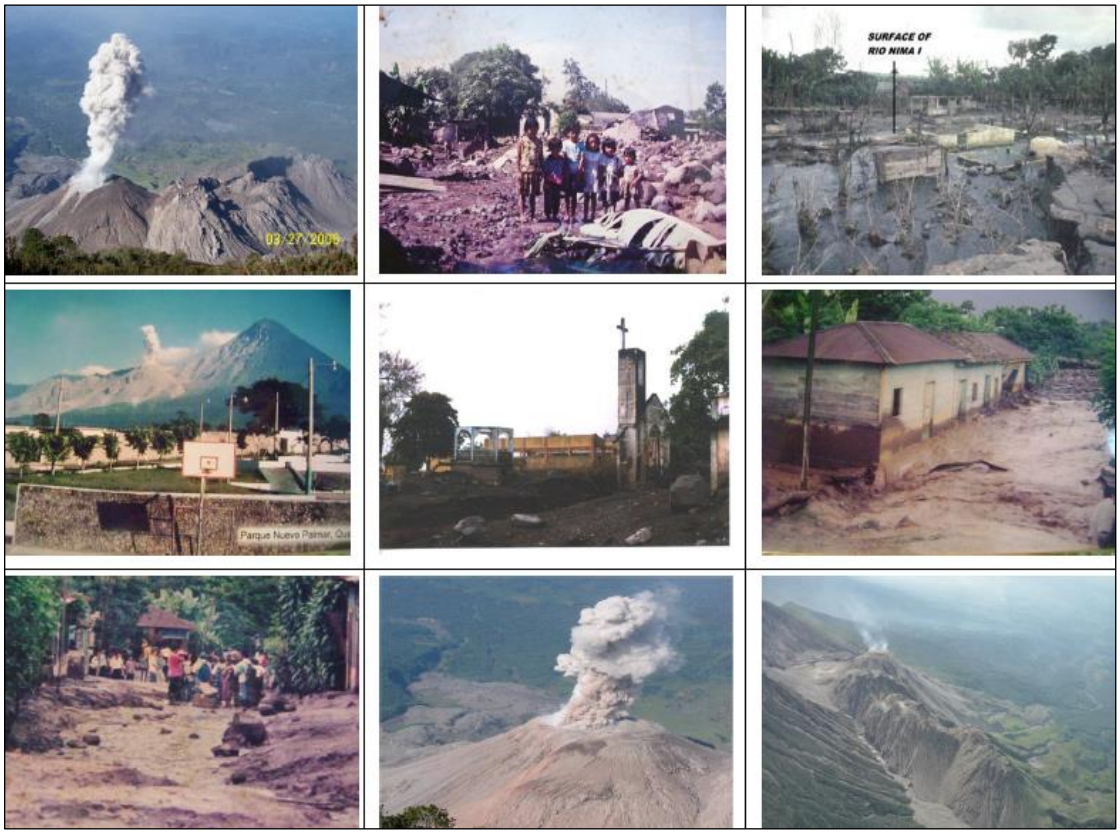
y también para constatarnos a todos de que aún eran solo cenizas y arena. Temíamos más que todo a las cenizas calientes, pues estas podrían destruirnos. Cada cuatro o cinco horas los trabajadores que vivían en las cercanías y que son muy gentiles y queridos aparecerían para limpiar nuestros techos para que no colapsaran debido a la carga…"

"…La lluvia de ceniza y pómez había durado un total de sesenta horas...", "…Nadie sabía realmente qué estaba pasando, qué podría desarrollarse, o por cuánto tiempo continuaría así. Y nuestra apariencia; nuestras cabezas estaban cubiertas con polvo y era imposible pasar un peine por nuestro cabello; tampoco podíamos lavarnos realmente en el agua sucia. Gracias a Dios pudimos salir de esto sin ningún daño serio a nuestra salud. Los techos de innumerables edificios descuidados y abandonados sucumbieron debido al peso de la pómez y ceniza y colapsaron. En nuestra finca solo los hogares abandonados de los trabajadores colapsaron, de los cuales los trabajadores habían huido a sus aldeas para poder morir en donde habían nacido, o con esperanza de que la plaga no llegara hasta allá. La mayoría de las fincas se habían quedado sin trabajadores y el trabajo por hacer se había duplicado; esto, en época de cosecha, deletreaba un desastre…"

"…Todo el volcán y sus alrededores temblaban continuamente y enormes detonaciones se oyeron hasta 160 kilómetros de distancia; los vientos alisios fuertes llevaron consigo la mayor parte de las materias sueltas de la columna eruptiva a distancias de 800 y más kilómetros; una parte fue llevada por vientos más altos hacia el Norte, y en una extensión grande reinaba durante horas y días enteros oscuridad absoluta. Y con todo eso la violencia de la erupción aumentó todavía y a la una de la madrugada empezaron a caer hasta distancias de 14 kilómetros del volcán rocas macizas de tamaños pequeños y medianos y perforaron las láminas de los techos vecinos con tantos agujeros, que al fin se asemejaban a coladores…"

"…Pero lo más lamentable fue la gran cantidad de pérdidas de vidas humanas, muchos murieron bajo el peso de la ceniza que se acumuló en los techos de sus viviendas, los cuales se derrumbaron. Casas y siembras destruidas completamente. Puentes y caminos dañados…"

Figura 28. **Fotografías tomadas al volcán Santiaguito en 1982 y 1986**



Fuente: LEÓN RAMÍREZ, Aleyda Xiomara. *Evaluación de la vulnerabilidad asociada a la amenaza del volcán de Fuego en la aldea Panimaché*. p. 110.

2. TIPOS DE CUBIERTAS DE VIVIENDAS UNIFAMILIARES ALEDAÑAS A ZONAS VOLCÁNICAS EN GUATEMALA

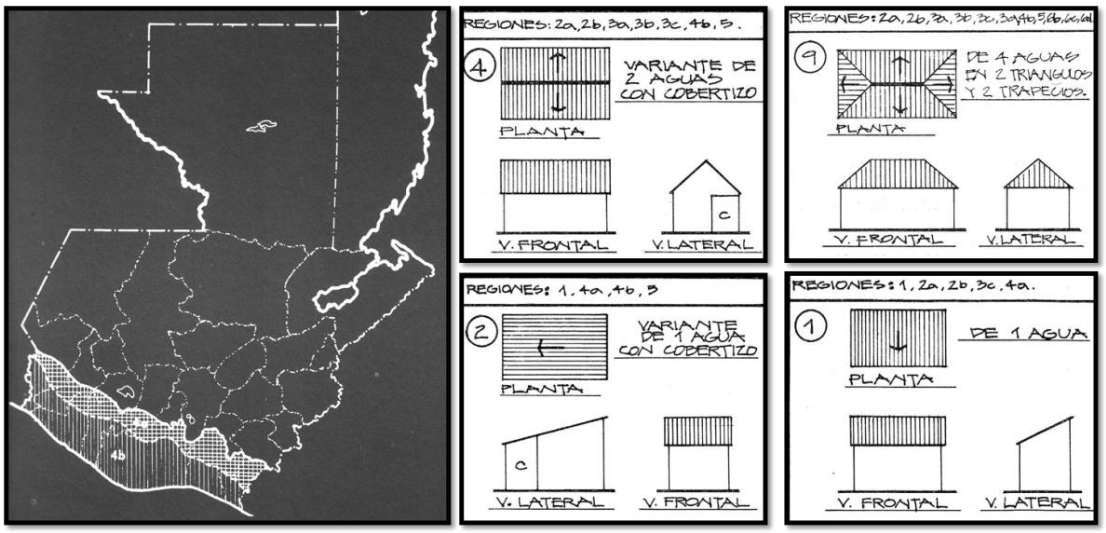
Debido a que en su mayoría, las viviendas ubicadas en zonas aledañas a volcanes pertenecen a familias de escasos recursos, las cubiertas utilizadas son elaboradas con materiales económicos y su sistema estructural estará en función de dicho material y la habilidad constructiva de los propietarios, al momento de fabricarlo.

2.1. Variación de tipos de cubierta en relación a la región

En cada región del país predominará un tipo determinado de techo, el cual estará con base en la capacidad económica del lugar, pues determinará la capacidad adquisitiva de los materiales empleados para su construcción y el uso especial de la vivienda, pero sobre todo estará condicionado por el clima característico de la zona.

En la figura 29 se muestra el mapa de Guatemala dividido en diferentes zonas, para el cual se muestran los tipos de techos que se pueden llegar a encontrar en cada una de ellas. Es importante señalar que la zonificación mostrada en esta sección forma parte del estudio: *La vivienda popular en Guatemala antes y después del terremoto de 1976*. Sin embargo, por fines del presente trabajo de graduación, se mostraran solamente los tipos de techos para la costa del Pacífico.

Figura 29. **Tipos de techos en zonas de la costa del Pacífico**



Fuente: MARROQUÍN, Hermes. *La vivienda popular en Guatemala: antes y después del terremoto de 1976*. p. 538.

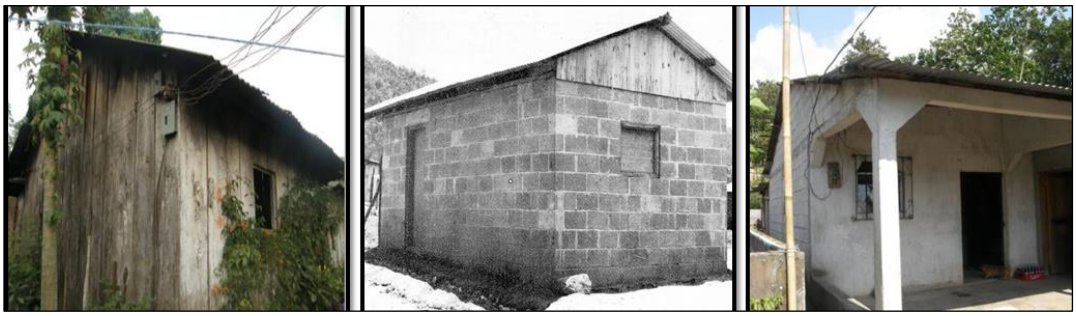
En el estudio anteriormente mencionado se lograron distinguir formas de plantas de techos, independientemente de material, sistema estructural e inclinación o pendiente. Sin embargo, es importante señalar que en zonas aledañas a volcanes, las viviendas, en su mayoría, son plantas de una y dos aguas, con pendientes variables tal y como lo muestra la figura 30.

2.2. Materiales utilizados en su construcción

En Guatemala se fabrican techos con materiales como: paja, palma, hoja de caña de azúcar, hoja de palma, lámina galvanizada, teja, concreto reforzado, entre otras. Sin embargo, en zonas aledañas a volcanes se puede distinguir que, en las viviendas más próximas al cráter predomina la utilización de láminas galvanizadas, mientras que conforme las aldeas se encuentran más lejanas al cráter se presentan casos en los que se pueden observar materiales mucho

más costosos y resistentes, como lo son las cubiertas de teja, o incluso losas planas de concreto armado.

Figura 30. **Tipología de techos en zonas del Pacífico de Guatemala**



Fuente: LEÓN RAMÍREZ, Aleyda Xiomara. *Evaluación de la vulnerabilidad asociada a la amenaza del volcán de Fuego en la aldea Panimaché.* p. 45.

Es importante señalar que las viviendas aledañas a zonas volcánicas afectadas por eventos de erupción previos, actualmente poseen materiales industrializados, como resultado del apoyo de instituciones nacionales e internacionales, ya que estas comunidades no cuentan con los recursos económicos necesarios para disponer de este tipo de materiales. Como objeto de investigación se realizó una visita a San Francisco de Sales, una aldea que dista 3 kilómetros del volcán de Pacaya; se pudo observar que en su mayoría las viviendas estaban compuestas por paredes de *block*, y como estructura de soporte del techo se podían ver casos que consistían en estructuras de madera, pero en algunos casos estaban compuestos por costaneras metálicas, y en lo que respecta al tipo de cubierta, en su totalidad eran techos de lámina galvanizada.

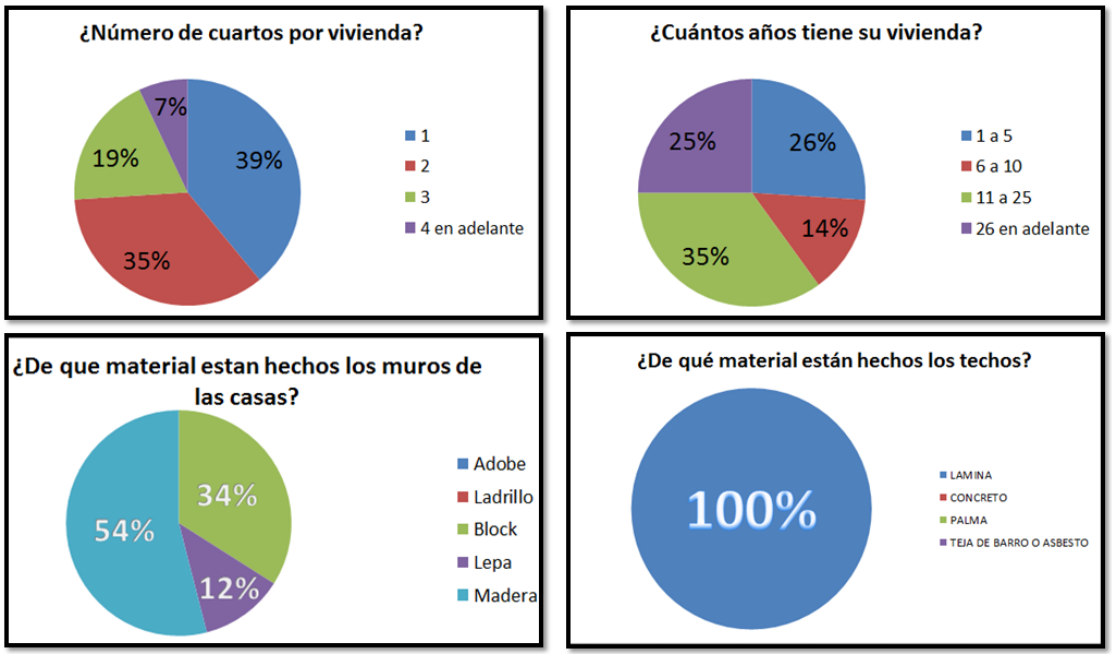
El tipo de material se adecúa a las fuentes locales conjuntamente con la capacidad económica del usuario. Así como también la forma de los techos se

relaciona con los materiales usados, las características climáticas y el uso interno de la vivienda. En las cercanías de los volcanes se pueden encontrar que muchas viviendas están conformadas por uno o dos cuartos separados, uno para dormir y otro para cocinar, o uno solo que funciona como dormitorio y cocina. Es así, como la temperatura por su relación con el volumen de aire y la precipitación pluvial ha influido en la variación de la pendiente de las cubiertas de un mismo material en las diversas regiones.

Entre menor es la pendiente del techo mayor será la temperatura dentro del ambiente durante el día. En la costa del Pacífico la pendiente promedio de las cubiertas de lámina galvanizada poseen un 25 % de pendiente, mientras que los techos de teja poseen una pendiente promedio de 25-35 %. Debido a que en zonas aledañas a volcanes se tienen grandes espesores de arena volcánica al momento de una erupción, se debe construir con una pendiente mayor, de tal modo que permita la evacuación inmediata de la misma, y de esa manera evitar su excesivo almacenamiento.

Como información complementaria a la expuesta anteriormente, se puede mencionar el estudio realizado por la Licda. Aleyda Xiomara León Ramírez, titulado: *Evaluación de la vulnerabilidad asociada a la amenaza del volcán de Fuego en la aldea Panimaché*, aldea que dista 7 kilómetros del cráter del volcán de Fuego. Parte del proceso de investigación consistió en realizar una encuesta para recabar información en cuanto a varios aspectos, de los cuales, para el presente trabajo, solo se citará el análisis del factor estructural, específicamente las gráficas referentes a vivienda. En la figura 31 se muestran varios aspectos de importancia, se puede observar que el 100 % de los techos de dicha aldea poseen cubierta de lámina galvanizada, y que el mayor porcentaje de las viviendas poseen muros de madera (54 %), seguido de muros de *block* (34 %) y un bajo porcentaje están compuestos por lepa (12 %).

Figura 31. **Análisis del factor estructural de vivienda de la aldea Panimaché 2012**



Fuente: LEÓN RAMÍREZ, Aleyda Xiomara. *Evaluación de la vulnerabilidad asociada a la amenaza del volcán de Fuego en la aldea Panimaché*. p. 59.

2.3. Tipos de elementos estructurales en la construcción

Se refiere específicamente a los elementos que componen el sistema de techo, cuyo comportamiento mecánico aporta cierta resistencia al conjunto y permite resistir las cargas a las que se encuentre sometido. En este caso, las viviendas aledañas a zonas volcánicas, deberán resistir cargas de viento, cargas muertas producidas por los espesores de arena volcánica, así como también deberá estar diseñado para resistir cargas de impacto producido por bombas balísticas.

2.3.1. Tipo de estructura de soporte

Como fue mencionado en la sección 2.2, la mayoría de las viviendas en zonas aledañas a volcanes están conformadas por techos de láminas galvanizadas. Sin embargo, su estructura de soporte puede estar conformada por elementos de madera o bien pueden ser elementos metálicos.

2.3.1.1. Estructura de madera

Cuando la vivienda está conformada completamente por una estructura de madera, el sistema ofrecerá mayor resistencia estructural en la medida que el diseño contemple los siguientes elementos:

- Columnas de madera: que en su mayoría se utiliza madera rolliza que es posible encontrar en las cercanías del lugar, o bien puede utilizarse madera proveniente de aserraderos. Su diseño se basará en la carga tributaria de la estructura del techo a cada columna. Para viviendas unifamiliares usualmente se utilizan secciones mayores o iguales de 4x4 pulgadas.

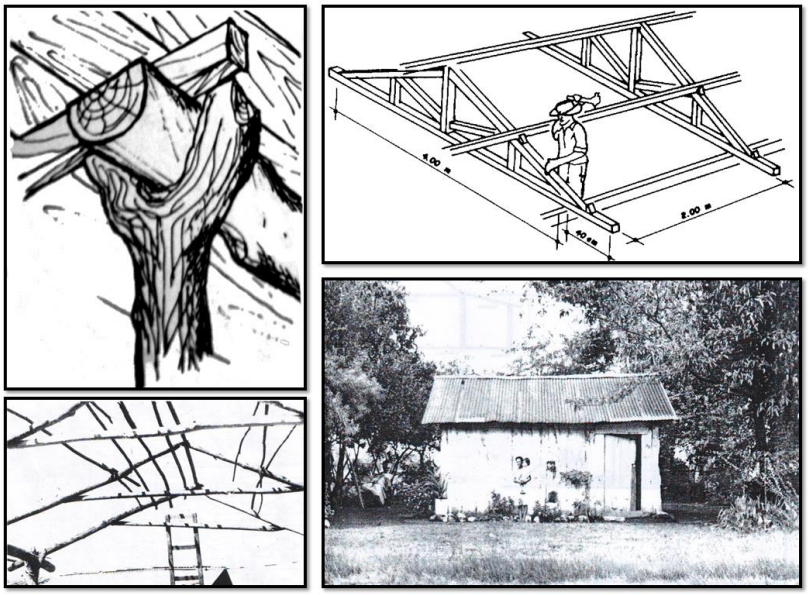
- Vigas: son elementos de madera cuya función principal es soportar esfuerzos de flexión generados por las cargas provenientes del techo. Las dimensiones de estos elementos dependerán del tipo y calidad de madera a utilizar y de la distancia que exista entre sus apoyos (columnas). En viviendas unifamiliares se suele utilizar secciones mínimas de 4x4 pulgadas.

- Tendales: son elementos de madera que se apoyan sobre las vigas, y su función principal es servir de soporte longitudinal a la cubierta. En

viviendas unifamiliares frecuentemente se trabaja con una dimensión mínima de 2x4 pulgadas.

- Costaneras: son piezas de madera que se apoyan sobre los tendales, y su función principal es servir de soporte transversal a la cubierta. En viviendas unifamiliares con frecuencia se trabaja una dimensión mínima de 2x3 pulgadas.

Figura 32. **Modelo de estructura de madera para vivienda unifamiliar**



Fuente: MARROQUÍN, Hermes. *La vivienda popular en Guatemala: antes y después del terremoto de 1976.* p. 399.

En la figura 32 se muestra cada uno de los componentes de la estructura de una vivienda unifamiliar de madera. En ella se puede observar tanto un modelo de estructura de soporte rústico como otro armado con piezas de madera aserrada. La desventaja que posee el armado rústico frente al de corte

aserrado, es que sus elementos carecen de linealidad y no presentan una sección uniforme a lo largo de su trayecto, con lo cual es de mayor dificultad establecer cuál será su comportamiento ante las cargas de servicio.

Es importante señalar que siempre y cuando las paredes se construyan con materiales resistentes y durables al clima, como piedras o bloques de concreto, la estructura del techo se puede apoyar sobre las paredes de la vivienda, proporcionándole mayor estabilidad al sistema. En este caso se coloca una pieza de madera encima de la pared, a esta pieza se le conoce como “durmiente” y sirve para evitar el desportillamiento de la pared debido a las formas angulares de la estructura del techo. Sin embargo, en otros casos, en donde las paredes no son tan resistentes y en algún momento serán reconstruidas; es recomendable construir el soporte del techo separado de la pared.

2.3.1.2. Estructura metálica

Este apartado se refiere a los casos que se presentan en Guatemala, en donde se construyen viviendas con pared de *block* y sobre las mismas se apoyan costaneras de metal, que cumplen el papel de tendales y costaneras.

2.3.2. Tipos de uniones y conexiones

En la obra de construcción de una estructura, los detalles del armado y conexión de los elementos que la conforman, constituyen la parte más delicada de la construcción. Toda unión de elementos debe ser eficaz y duradera independientemente de los cambios que se producen en los elementos conectados durante su periodo de vida útil o por deformación bajo cargas.

El tipo de unión de elementos estructurales dependerá entonces del tipo de estructura a construir y de los materiales que la conformen. A continuación se detallará el diferente tipo de conexiones que se pueden realizar en uniones de elementos de una estructura de madera, puesto que este es un su mayoría el tipo de estructura de soporte de cubierta en viviendas aledañas a volcanes. También en el capítulo 5 se mostrará la manera en que se llevarán a cabo las uniones y conexiones de cada propuesta de techo.

2.3.2.1. Tipos de uniones en estructuras de madera[1]

Las estructuras de madera están constituidas por elementos independientes de dimensiones limitadas que es necesario conectarlas para alcanzar formas definitivas y adecuadas a la función. La trabajabilidad de la madera permite la creación de las diferentes uniones a través de cortes y elementos auxiliares que asegure la transmisión de esfuerzos y la permanencia en el tiempo. En estructuras de madera es posible encontrar una gama de diferentes tipos de uniones y conexiones, según su tipo se pueden clasificar en:

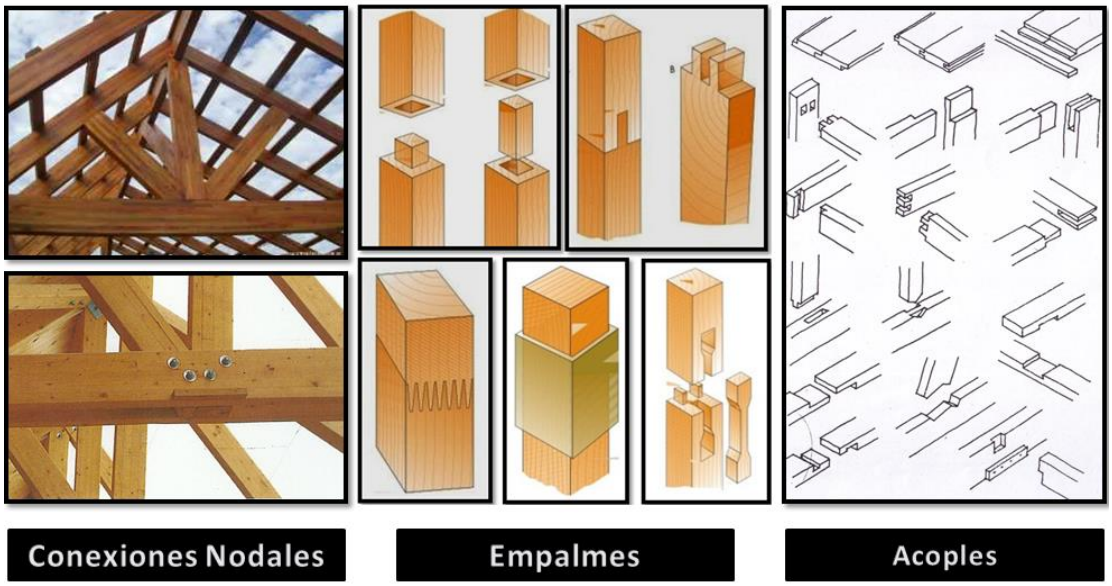
- Nodales (piezas colocadas en ángulo $\angle \perp$):
  - De caja
    - Simple entalladura.
    - Doble entalladura.
    - Media madera.
    - Testa oculta.

[1] La clasificación de uniones y conexiones mostradas en este apartado forma parte del documento titulado: *Uniones de las piezas de madera,* realizada por el ingeniero Daniel García, clasificada como la Guía 10, del curso de construcciones metálicas y de madera, de la Universidad Tecnológica Nacional.

        - En cola de milano: simple por tabla, doble por tabla, doble y por testa, simple y por canto.
        - En inglete.
        - Por arista.
        - En cruz.
        - De corte a pluma, con rebajo a pluma matada.
    - De caja y espiga
        - Recta
        - Tronco-piramidal
        - En cola de milano
        - A inglete
        - Por arista
    - De quijera
        - Simple y recta.
        - En cola de mileno: tabla simple, canto simple, testa simple, canto múltiple.
        - A inglete.
        - Por arista.
    - De barbilla
        - Pasantes: simple o pico de pájaro, con rebajo (chaflán para evitar el ángulo cóncavo de corte).
        - A tope de talón: simple, con rebajo, oblicuo.
    - De espera
- Empalmes: las piezas se unen por testa.
- Acoples: piezas unidas por sus caras.

La figura 33 muestra ejemplos representativos de cada tipo de unión y conexión aquí descritos, para elementos de madera.

Figura 33. **Tipos de uniones y conexiones en estructuras de madera**



Fuente: VAN LENGEN, Johan. *Manual del arquitecto descalzo.* p. 243.

2.3.2.2. Medios de unión entre piezas de madera

En este apartado se distinguen los diferentes medios de unión entre piezas de madera, su aplicación dependerá de la exigencia que demande la transmisión de esfuerzos entre elementos, es decir de la importancia o del papel que jueguen los elementos dentro de la estructura.

2.3.2.2.1. Medio de unión madera-madera

Son realizadas conectando madera con madera haciendo uso omiso de piezas metálicas salvo como enlace de refuerzo. Estas uniones tienen la desventaja que debido a la penetración mutua de las secciones, se producen

deformaciones superiores a las elásticas admisibles. Además, demanda el uso de secciones muy superiores a las se requieren normalmente por los esfuerzos transmitidos. Según el tipo de unión y el esfuerzo al que van a ser sometidos los elementos se pueden aplicar:

- Empalmes: uniones de piezas por los extremos
  - Para esfuerzos de tracción:
    - Cola de mileno
    - Rayo de Júpiter
    - Redientes recto u oblicuo
  - Para esfuerzos de compresión:
    - Media madera recto
    - Media madera oblicuo

- Ensambles: unión de piezas que forman un ángulo entre ellas
  - A caja y espiga
  - Con espera: oblicuo a media madera con o sin caja y espiga
  - A media madera
  - Por encepado

Es importante señalar que este medio de unión de piezas de madera cada vez es menos utilizado, debido a que existen otras formas mucho más efectivas de realizar la conexión correspondiente.

2.3.2.2.2. Medio de uniones encoladas

Las uniones encoladas presentan mucha más rigidez que el medio de unión anteriormente expuesto. Consiste en unir las piezas mediante adhesivos o colas extendidos entre las superficies en contacto y con posterior prensado

mientras el material fragua y endurece. Existen dos tipos de colas que se usan en el medio:

- Colas naturales: de origen vegetal o animal; celulósicas, a la caseína, de albumina de sangre, ictiocola. Estas son poco utilizadas debido a que no pueden exponerse a la intemperie y deben protegerse de la humedad.

- Adhesivos sintéticos: son fabricados a base de resinas sintéticas tales como urea formaldehido (ureicas) o resorcinolformaldehído (fenólicas). Este tipo de adhesivos son los que son mayormente utilizados en carpintería estructural, debido a que es posible unir elementos y piezas expuestos a la humedad o clima húmedo y templado.

2.3.2.2.3. Medio de unión con clavijas

Los elementos de fijación de tipo clavija son medios de unión de tipo mecánico. Clavos, pernos, pasadores, grapas y tirafondos atraviesan las piezas de madera que unen, generando esfuerzos de aplastamiento localizadas en las fibras de madera y flexiones y cortante en el vástago de las clavijas. Es así como cada una de las opciones mostradas en este apartado tienen las siguientes características:

- Clavos: se utilizan para unir piezas de madera entre sí, madera a contrachapado y madera con acero.

- Tirafondos o tornillos para madera: se utilizan para mantener en posición otros conectores de superficie, para anclar otras piezas o para sostener herrajes en tracción. Tienen elevada capacidad para resistir esfuerzos de tracción.

- Pernos: se utilizan para unir piezas de madera entre sí, madera a contrachapado y madera con acero.

- Pasadores: se utilizan para unir piezas de madera entre sí. Se colocan a presión o encoladas.

La figura 34 muestra cada medio de unión con clavijas aquí expuesto.

Figura 34. **Medios de unión en elementos de madera estructural**

Fuente: *Tipos de uniones en madera*. http://aitiminforma.blogspot.com/2004_11_01_ archive.html. Consulta: 25 de mayo de 2015.

2.4. Características de vulnerabilidad con relación a características de los techos en general

La vulnerabilidad se define como la exposición o susceptibilidad de una población a ser afectada por eventos futuros, que para el presente trabajo se tendrá un enfoque a eventos de erupción volcánica.

Muchas veces se confunde a la vulnerabilidad con el término “riesgo”, pero es necesario aclarar que la vulnerabilidad, en conjunto con la amenaza,

conforma lo que se conoce como riesgo, el cual se define como la probabilidad de pérdida de vidas humanas, de propiedades y de su capacidad productiva en un área expuesta a peligros volcánicos.

La percepción del riesgo ante eventos de erupción volcánica aumenta o disminuye en función de las experiencias que la población haya experimentado históricamente. Ahora bien, la vulnerabilidad estará dada en función de las condiciones socioeconómicas previas a la ocurrencia del evento catastrófico; de tal modo que las aldeas aledañas a zonas volcánicas son vulnerables, pues su nivel socioeconómico es bajo e impide hacerle frente a los daños producidos por un evento de esta índole, y a pesar de ello se vuelven más vulnerables en la medida que buscan fuertemente la reconstrucción de sus casas después del desastre.

En Guatemala posteriormente a un evento eruptivo catastrófico, es posible observar que a falta de otras alternativas, los habitantes de la comunidad buscan la reconstrucción de sus casas, ya sea a través de sus propios medios, o ya sea por medio de organizaciones no gubernamentales, que proporcionan materiales gratuitos a las comunidades afectadas. La figura 35 muestra los daños producidos a bienes materiales en viviendas aledañas al volcán de Pacaya en la erupción producida en 2010, en la cual es posible visualizar como las bombas balísticas penetraron la cubierta del techo y perforaron los colchones de las camas sin ninguna dificultad.

Figura 35. **Daños producidos a bienes materiales en zonas aledañas al volcán de Pacaya**

Fuente: *Tormenta tropical Ágata*. http://www.infanciaconfuturo.org/blog/etiqueta/tormenta-tropical-agata. Consulta: 9 de mayo de 2015.

Cuando se estudia la vulnerabilidad de poblaciones cercanas a un volcán, es necesario establecer un factor social de vulnerabilidad, el cual evalúa el nivel de cohesión interna que posee la comunidad, pues en la medida que exista unidad y organización esta será menos susceptible a sufrir daños por pérdidas de vidas humanas. Por ejemplo conocer rutas de evacuación, la realización de simulacros y medidas de emergencia, son ejemplo de actividades que deben llevar a cabo como grupo, para mitigar los daños durante eventos de erupción.

Asimismo, es necesario tomar en consideración el factor físico estructural de vulnerabilidad, el cual se refiere principalmente a la ubicación de las viviendas en zonas de riesgo, y a las estructuras físicas deficientes e incapaces de absorber los efectos de una erupción volcánica, lo cual se debe a la falta de calidad de los elementos de construcción, mano de obra poco capacitada, así como también técnicas de construcción inadecuadas ante las amenazas existentes. Es así como la vulnerabilidad física exige la evaluación del tipo de material de cobertura, el tipo de estructura de soporte, así como también la edad o condición de las viviendas bajo evaluación.

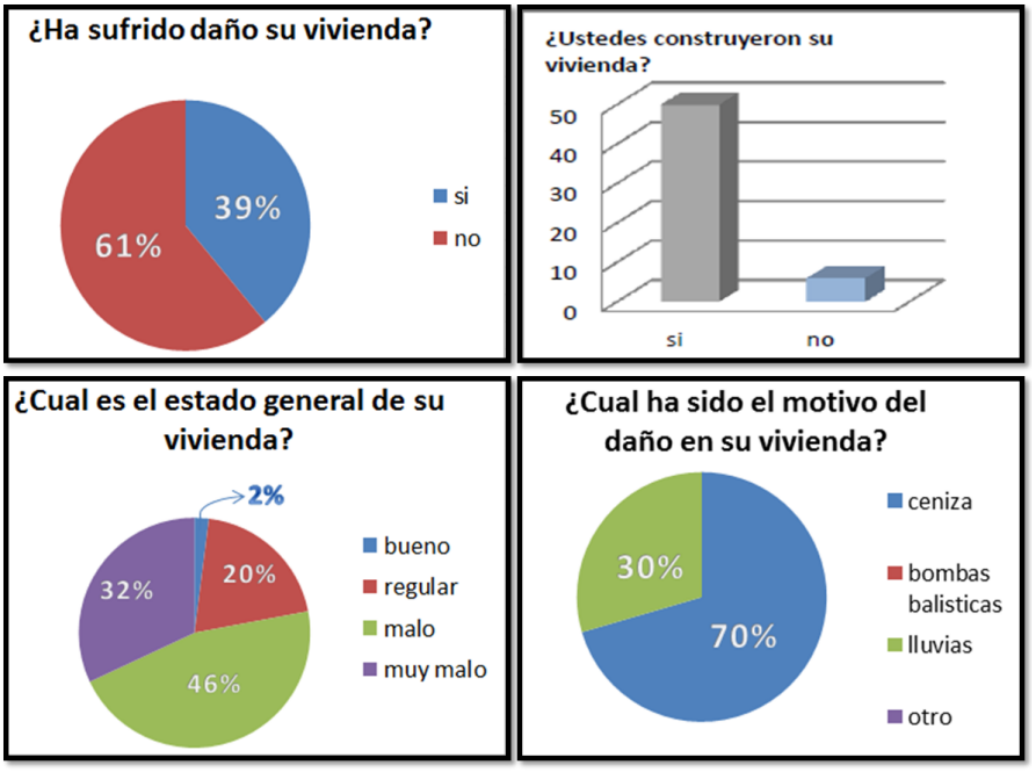
Figura 36. **Estructura de viviendas aledañas al volcán de Pacaya**

Fuente: Insivumeh. *Reporte de erupción volcán Pacaya (1402-11)*. p. 4.

En el trabajo de investigación de la Licda. Aleyda Xiomara León Ramírez mencionado en la sección 2.2, se muestran por medio de gráficos los resultados de un estudio de vulnerabilidad, el cual fue realizado en la aldea de Panimaché, próxima al volcán de Fuego. A continuación, tanto en la figura 31 como la figura 37, se muestran algunos de los aspectos más importantes de vulnerabilidad evaluados en dicho estudio, con el fin de resaltar la necesidad de mejorar las condiciones en que viven estas comunidades. En esta figura es posible

visualizar que 39 % de la población perteneciente a esta aldea ha sufrido daños en sus viviendas, y que 70 % de este 39 % han sido daños producidos por ceniza. Además, es posible observar que 78 % de las viviendas se categorizaron entre malas y muy malas condiciones, y que en su mayoría los propietarios han llevado a cabo la construcción de sus viviendas.

Figura 37. **Resultados de vulnerabilidad física de viviendas de aldea Panimaché 2012**



Fuente: LEÓN RAMÍREZ, Aleyda Xiomara. *Evaluación de la vulnerabilidad asociada a la amenaza del volcán de Fuego en la aldea Panimaché*. p. 60.

En la visita de campo realizada a San Francisco de Sales (mencionada anteriormente) fue posible visualizar los diferentes tipos de estructuras de

soporte, pero lo más importante fue reconocer que todos los techos estaban principalmente conformados por cubiertas de lámina galvanizada. Asimismo, fue posible encontrar techos colapsados, que permitieron comprobar el elevado nivel de vulnerabilidad al que están expuestos los habitantes de esta comunidad. Es así, como la figura 36 muestra el estado de una vivienda en San Francisco de Sales, años después de la erupción del volcán de Pacaya, el 27 y 28 de mayo de 2010. Al mismo tiempo se muestra la estructura de soporte de una vivienda mucho más antigua y más cercana al cráter del volcán (fotografías inferiores en figura 38), la cual se puede observar estaba compuesta por lámina galvanizada y estructura de soporte de madera compuesta por vigas y costaneras y se puede apreciar que son de tamaños relativamente grandes, en comparación a las viviendas que actualmente se construyen en esa localidad, como es posible hacer la comparación con las fotografías en la parte superior.

Figura 38. **Viviendas dañadas por el volcán de Pacaya**

Fuente: fotografías tomadas el 3 de noviembre de 2014 en San Francisco de Sales.

3. ESTUDIOS PRELIMINARES

El primer factor determinante para la elaboración del diseño de los techos propuestos a continuación, fue la caída de ceniza. Ya que el problema consiste en que los techos de las viviendas carecen de una pendiente adecuada para disipar por gravedad dicho material. Por tanto se procedió a desarrollar un estudio teórico y experimental acerca del comportamiento de la lluvia de arena volcánica sobre la cubierta del techo.

El estudio experimental se basó en construir un sistema representativo de cubierta con una lámina ondulada galvanizada de ocho pies de longitud y calibre 26, cuya estructura de soporte estaba constituida por tendales y costaneras de madera configurados de manera tradicional. La prueba consistía en verter arena sobre el techo, simulando la lluvia de arena volcánica durante un evento de erupción. Inicialmente se realizaron las pruebas con arena volcánica en estado seco y posteriormente se hicieron con arena en estado húmedo y saturado. La figura 39 muestra los componentes del prototipo del techo construido.

Durante el proceso de experimentación se llevaron a cabo diferentes pruebas, variando la pendiente del techo con el fin de determinar cuál era la pendiente mínima a la cual se disipa el material volcánico. Se inició por una inclinación del techo de $15°$ y se realizó una variación de $5°$ en $5°$ hasta llegar a los $45°$.

Figura 39. **Prototipo para prueba experimental con arena volcánica**

Fuente: Sección de Estructuras. CII. USAC.

Los resultados obtenidos de esta práctica, en conjunto con la teoría, revelaron que el grado de inclinación del techo para que la arena llegue a disiparse está determinado por la fricción, la cohesión y la forma de las partículas. Sin embargo, al estar en estado seco, este se comporta como un material con poca o nula cohesión, y al poseer en su mayoría partículas de tamaño relativamente pequeño en comparación con el espesor de arena sobre los techos, el ángulo de reposo coincide con el ángulo de rozamiento interno, el cual se pudo determinar que oscila entre los $30 - 35°$. Se establece un parámetro debido a la variación que se puede presentar del tipo de material expulsado por un mismo complejo volcánico, en diferentes eventos de erupción.

El aspecto más crítico, es el suceso en el cual coincide un evento de erupción volcánica con un evento de lluvia, pues como fue mencionado en la sección 1.1.2, estos fenómenos en conjunto generan que las partículas de arena en suspensión absorban las gotas de lluvia y aumenten su peso, lo cual conduce a que estas precipiten mucho más rápido en comparación a un material seco, que es mucho más susceptible a ser arrastrado grandes distancias por el viento predominante. Ahora bien, las partículas de arena volcánica al poseer cierto porcentaje de humedad se vuelven más cohesivas, esto genera un mayor ángulo de reposo, lo cual produce que se deba aumentar considerablemente la pendiente del techo para disipar dicho material.

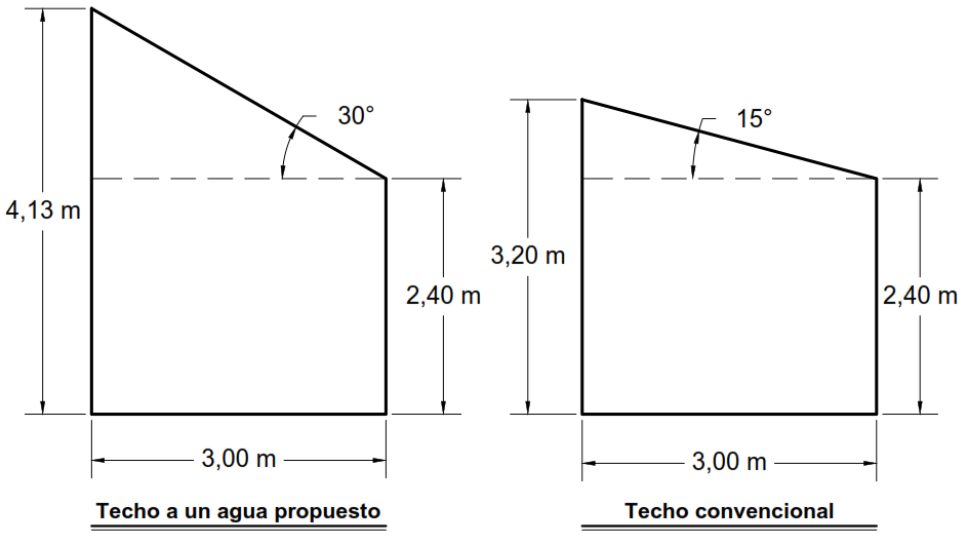
Construir un techo con una inclinación de 30 a 35 grados representa un problema económico para las familias de estas comunidades, pues esto da un mayor costo inicial, debido a la mayor demanda de materiales de construcción y mano de obra, en comparación a los gastos por construcción de los techos que habitualmente son construidos en estas zonas. Por lo tanto, incrementar aún más la pendiente para permitir que, en el caso de coincidir un evento de precipitación con uno de erupción volcánica, la arena se disipe; convierte el sistema de techo económicamente inaccesible para las comunidades afectadas.

Es así como se justifica que no es económicamente factible aumentar más allá de los 35 grados la pendiente del techo. Sin embargo, entonces es necesario aumentar la capacidad de la estructura de soporte, con el fin de que el sistema resista los espesores máximos que indiquen los mapas de amenazas volcánicas, tanto en estado seco como húmedo y saturado.

Después de haber llegado a establecer que la inclinación del techo debería estar entre 30 a 35 grados, fue necesario determinar el tipo de techo a construir. En la sección 2.1 se mostraron formas de plantas de techos que se

suelen utilizar en zonas aledañas a volcanes. Entre estas se distinguen techos de 1 y 2 aguas, y para el presente caso, la propuesta de techo se desarrollará tomando como base techos de 2 aguas. Esta elección se basó, tomando en consideración que un techo de 1 agua, con un ángulo de inclinación de 30 a 35 grados, es más costoso en cuanto a la cantidad de materiales a ocupar para su construcción, y que además, es difícil de asimilar para la población; puesto que regularmente, en la zona del Pacífico de Guatemala, no es frecuente ver techos a un agua, con tales pendientes. En la figura 40 se puede apreciar a manera de esquema la diferencia entre la pendiente del techo propuesto a un agua y la pendiente de un techo típico, en la zona del Pacífico de Guatemala.

Figura 40. **Comparación entre el techo propuesto y un techo convencional**

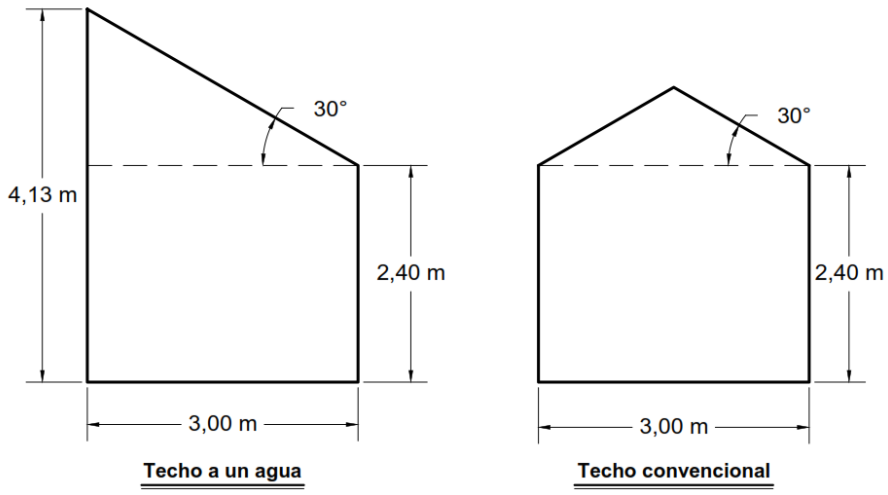


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Con el fin de visualizar la diferencia que existe entre un techo a una agua y otro a dos aguas, se muestra la figura 41, ya que a través de esta se puede

visualizar que existe una diferencia notoria entre la cantidad de materiales a ocupar para cada sistema de techo.

Figura 41. **Diferencia entre un techo a dos aguas y un techo a un agua**



Fuente: elaboración propia, con el programa AutoCAD.

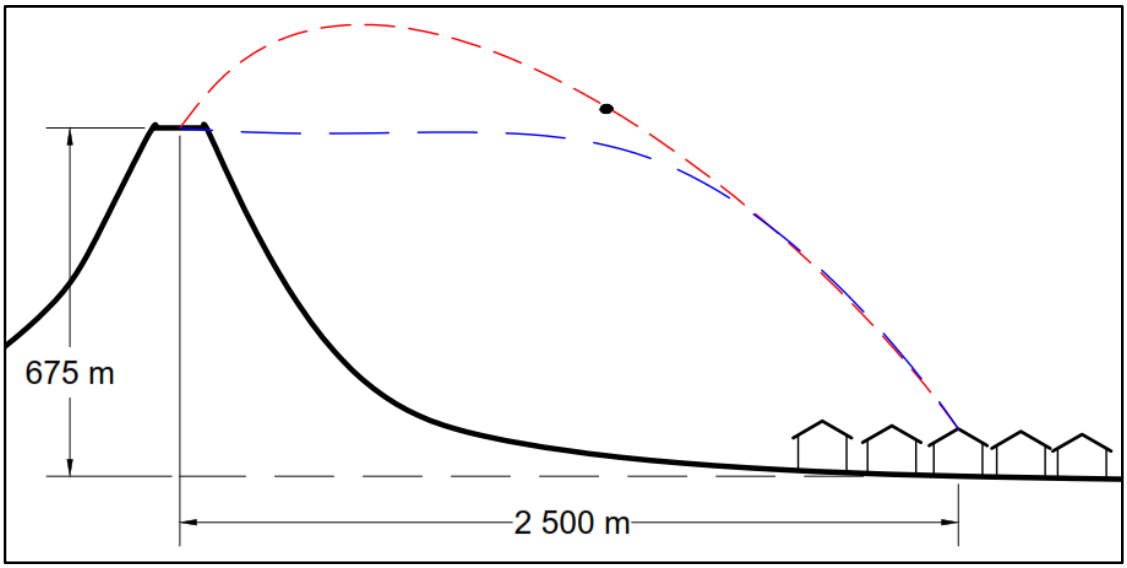
El segundo problema a resolver fue la caída de bombas balísticas, ya que son masas de lava, que por la efusividad del evento eruptivo, se elevan a mayor altura por arriba del cráter, descienden por gravedad, momento en el cual la lava se solidifica en su superficie, mientras que su interior permanece incandescente, lo cual genera en ocasiones, que al caer a la superficie ocasione incendios.

El problema consiste en que estas masas de lava ascienden a grandes alturas por encima del cráter y luego caen por gravedad. Ahora bien, las comunidades distan a pocos kilómetros del volcán, y a pesar de ello la diferencia de alturas solo entre el cráter y las comunidades supera los 500 metros. Estas bombas balísticas pueden tener poca masa, pero al ganar altura,

estas transforman la energía potencial almacenada en energía cinética, de tal manera que una pequeña masa, impacta contra una superficie, a altas velocidades. Esto se traduce en un daño potencial a los techos de las viviendas.

A manera de ejemplo, se puede presentar el caso de la aldea San Francisco de Sales, esta comunidad dista 2,5 kilómetros del volcán de Pacaya y la diferencia de altura entre la comunidad y el cráter son aproximadamente 675 metros. El peso de una bomba balística puede ser variable pero puede llegar a pesar hasta 20 libras o más, por lo que a continuación se presenta un análisis para mostrar un escenario equivalente en donde se perciba mejor la intensidad con la que este elemento puede hacer daños. Cabe señalar que el siguiente análisis desprecia la resistencia del aire, y asume que la energía potencial inicial es igual a la energía cinética final.

Figura 42. **Esquema de la situación de San Francisco de Sales y el volcán de Pacaya**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$E_{potencial\ inicial} + E_{cinética\ inicial} = E_{potencial\ final} + E_{cinética\ final}$$

$$mgh_o + \frac{1}{2}mv_o^2 = mgh_f + \frac{1}{2}mv_f^2$$

$$mg(h_o - h_f) + \frac{1}{2}mv_o^2 = \frac{1}{2}mv_f^2$$

$$mg(\Delta h) + \frac{1}{2}mv_o^2 = \frac{1}{2}mv_f^2$$

Una bomba balística al ser expulsada se eleva hasta su máxima altura, hasta el punto en que su velocidad llega a cero, de tal manera que en ese momento la energía cinética inicial es cero, mientras que la energía potencial inicial es máxima. Ahora bien, al momento de descender la bomba balística, ocurre que la energía potencial inicial se transforma en energía cinética, de tal manera que al momento de caer a la superficie la energía potencial es cero, mientras que la energía cinética final es la máxima. Por tanto se puede observar que la energía potencial inicial es igual a la energía cinética final.

$$mg(\Delta h) = \frac{1}{2}mv_f^2$$

Al ser una ecuación se puede despejar la variable v_f

$$g(\Delta h) = \frac{1}{2}v_f^2$$

$$\sqrt{2g(\Delta h)} = v_f$$

Ahora, con esta ecuación se puede sustituir Δh como la diferencia de altura entre el cráter y la aldea de San Francisco de Sales, esta es de 765 metros. Sin embargo, es importante señalar que se está dando la diferencia de altura entre el cráter y la comunidad, pero realmente estas bombas balísticas son expulsadas del cráter y estas ascienden por arriba del nivel del cráter hasta que su velocidad se aproxima a cero y por efecto de la gravedad, esta desciende hasta impactar sobre la superficie. Por tanto al sustituir el valor de Δh, la velocidad mínima con la que puede impactar el elemento será:

$$v_f = \sqrt{2\left(9{,}81\ \frac{m}{s^2}\right)(675\ m)} = 115{,}0804\ \frac{m}{s}$$

Ahora conociendo la velocidad con la que impacta una bomba balística se puede llegar a determinar cuál es la energía cinética final del elemento. La masa que se utilizará será de 20 libras, lo cual equivale a 9,091 kilogramos.

$$E_{cinética\ final} = \frac{1}{2} m v_f^2$$

$$E_{cinética\ final} = \frac{1}{2}(9{,}091\ kg)\left(115{,}0804\ \frac{m}{s}\right)^2$$

$$E_{cinética\ final} = 60\ 197{,}73\ Joules$$

Con esta energía cinética se puede proponer un escenario equivalente, uno en donde se tenga la misma energía, pero proponiendo una altura mucho más perceptible y encontrando la masa equivalente para mantener la energía del sistema anteriormente calculada. Se usará una altura de 4 metros.

$$E_{cinética\ final} = mg(\Delta \mathrm{h})$$

$$60197{,}73\ Joules = (masa)\left(9{,}81\frac{m}{s^2}\right)(4\ \mathrm{m})$$

$$masa = \frac{60197{,}73\ J}{\left(9{,}81\ \frac{m}{s^2}\right)(4\ m)} = 1\ 534{,}09\ kg$$

Esto significa que un escenario en donde se deje caer una masa de $1534{,}09\ kg$, a cuatro metros de altura de la superficie genera la misma energía calculada al inicio de este ejemplo. Por tanto, esto permite percibir que entre mayor sea la velocidad con la que cae una bomba balística, mayor impacto generará sobre la estructura del techo. Con la masa anteriormente determinada, se puede calcular la fuerza que esta generaría sobre la cubierta del techo.

$$F = mg$$

$$F = (1\ 534{,}09\ kg)\left(9{,}81\frac{m}{s^2}\right) = 15\ 049{,}42\ Newton$$

$$F = 1{,}53\ \ Toneladas$$

Es así como se justifica que aun materiales resistentes, tales como una losa de concreto armado serían susceptibles de colapso ante el impacto de una bomba balística de este tipo. Por tanto, se establece que no será posible construir un sistema económicamente accesible para las familias que habitan en esta comunidad, y que a la vez resista totalmente el impacto de estas bombas balísticas.

Para mejorar la capacidad del techo ante impacto se ha propuesto colocarle topes longitudinales que permitan el almacenamiento de arena volcánica sobre la cubierta en las zonas más críticas, de tal manera que al caer

una bomba balística la arena absorba parte del impacto. Al final del presente trabajo se concluirá cual fue el aporte en resistencia ante fuerzas de impacto sobre el techo y que tan factible resultaría su aplicación en campo.

Figura 43. **Ensayo de arena sobre la cubierta**

Fuente: Sección de Estructuras. CII. USAC.

El espesor de arena que se propone mantener sobre la cubierta es de 10 centímetros aproximadamente. Para estudiar el comportamiento del espesor de arena sobre el techo se realizaron ensayos experimentales, utilizando el mismo prototipo mostrado anteriormente en la figura 43. En la figura se puede observar que los topes laterales están colocados al borde de toda la lámina, pero los

topes internos están diferentemente espaciados, esto con el fin de determinar si la fricción entre la lámina y la arena volcánica incidía o no en la uniformidad del espesor de la arena sobre el techo. De esta manera se colocaron topes a 2, 3 y 1,5 pies de distancia respectivamente, como se puede apreciar en la figura 43.

Se logró determinar que entre mayor es el espaciamiento entre topes, mayor es el empuje de la arena volcánica y al ser escasa la fricción entre la lámina y el material, esta resbalaba e impedía que se almacenara uniformemente la arena sobre la cubierta del techo. Es así como se recomienda colocar topes de lámina a no más de 3 pies de distancia.

Ahora al disponer de los topes y al tener una inclinación del techo de $30 - 35°$ y tener o no llenos los compartimientos, permite que al momento de presentarse una erupción, la arena que caiga resbale y llene los compartimientos (si estaban inicialmente vacíos) y que al estar completamente llenos, el material excedente al no encontrar un tope, resbale por la cubierta y caiga al suelo, esto impide la acumulación de excesivos espesores de arena sobre la cubierta y permite que los esfuerzos de flexión estén dentro de los parámetros de diseño. Por tanto al momento de caer las bombas balísticas se espera que el espesor de arena apañe el impacto producido.

Es importante señalar que los techos propuestos en este capítulo, están enfocados al tamaño típico de una vivienda en zonas aledañas a volcanes, para ello se realizó una visita de campo a San Francisco de Sales, una aldea situada a las cercanías del volcán de Pacaya, con el fin de apreciar el tipo de viviendas que se suelen construir. Se pudo observar que la comunidad cuenta con viviendas conformadas por dos habitaciones, una que es utilizada como dormitorio y otra donde se ubica la cocina y el comedor. Asimismo, se pudo apreciar que el tamaño de las habitaciones comúnmente era de 3×4 metros.

La estructura del techo estará sustentada por muros de mampostería confinada, y para la aplicación en campo de la propuesta de techo presentada a continuación, los muros deberán ser construidos con *block* de 15 centímetros de espesor, por tanto no será permitido el *block* de 10 centímetros, a menos que sea utilizado para dividir ambientes dentro de la vivienda. Esta restricción en cuanto al material de los muros principales de la vivienda, se debe a que el presente trabajo de graduación está dirigido primordialmente al diseño de un techo resistente a la caída de arena y bombas balísticas. Sin embargo, para cumplir con dicho objetivo se requiere de un muro que cumpla con los requerimientos mínimos, que sea resistente y capaz de transmitir las cargas provenientes del techo hasta la cimentación.

Así, los muros y la cimentación deberán estimar, además de la arena y bombas balísticas, los efectos producidos por otras amenazas volcánicas, lo cual se encuentra fuera de los límites de esta investigación, por lo que se pretende que otro estudiante le dé seguimiento al tema y continúe con el diseño de los muros de la vivienda.

Es así como se establece entonces que las dimensiones de la vivienda serán de 3×4 metros, y que al establecer que los muros serán de *block* de 15 cm, las dimensiones internas de la vivienda serán de $2{,}70 \times 3{,}70$ metros.

4. PROPUESTA DE TECHOS PARA VIVIENDAS UNIFAMILIARES ALEDAÑAS A ZONAS VOLCÁNICAS EN GUATEMALA

El presente capitulo muestra las tres diferentes propuestas de techo para mitigar los daños estructurales producidos a viviendas aledañas a zonas volcánicas en Guatemala.

Con base en el estudio realizado se busca proponer un techo que se ajuste, en la medida de lo posible, a la capacidad económica de la familia. Además, es importante señalar que no se pretende proponer un techo cien por ciento resistente a toda amenaza volcánica, sino más bien se busca proponer mejoras al sistema de techo, para maximizar su resistencia ante las cargas solicitadas.

De este modo el presente trabajo de investigación pretende determinar cuál es la máxima capacidad que cada sistema posee y así permitirle al lector establecer que con base en la selección del sistema de techo que aplique, así será la seguridad estructural que la vivienda proveerá en un dado evento de erupción volcánica.

4.1. Sistema de techo de lámina de zinc

El presente sistema de lámina aquí propuesto es diferente al sistema de la lámina convencional que se construye actualmente. Este propone aumentar la pendiente de la estructura del techo con el fin de disipar la arena y de esta manera evitar el almacenamiento excesivo de este material sobre la cubierta del

techo, y por consiguiente reducir la probabilidad de colapso del techo ante esfuerzos de flexión, mayores a los que es capaz de soportar el sistema.

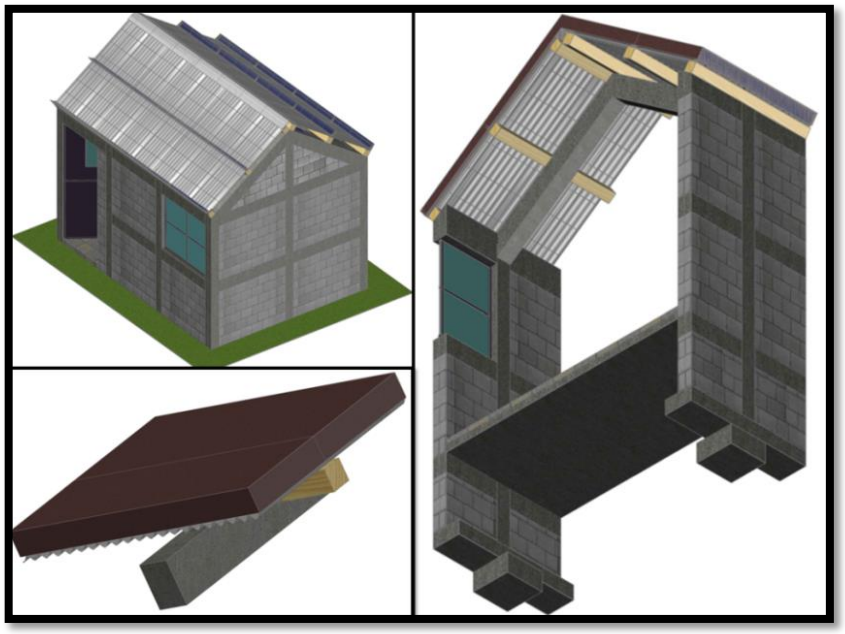
A continuación se presentan dos variaciones del diseño de la propuesta de techo de lámina de zinc, una en la que la estructura de soporte está constituida por vigas inclinadas de concreto y sobre ellas descansan costaneras de madera, y otra en donde la estructura de soporte está conformada totalmente por piezas de madera. Se llevará a cabo la comparación en costos de construcción, y se construirá solo aquella que resulte más económica y sencilla de practicar.

4.1.1. Sistema de lámina de zinc con vigas inclinadas de concreto armado y costaneras de madera

El sistema estará compuesto por una estructura de soporte, que consiste en vigas inclinadas de concreto armado, sobre las cuales se colocarán vigas de madera. Estos elementos tendrán secciones adecuadas para resistir los efectos de flexión e impacto que se requieran bajo las cargas de diseño.

Con el fin de reducir los efectos del impacto de bombas balísticas sobre la cubierta de lámina, se agregarán topes longitudinales de lámina separados a una distancia no mayor a 3 pies, los cuales serán sujetados a la cubierta y a las costaneras de madera que componen la estructura de soporte del techo. La figura 44, muestra a manera de esquema, el aspecto físico del sistema constructivo de lámina con topes hechos de lámina plana, en donde se puede apreciar además, la manera en que los materiales estarán configurados, así como también el esquema, de la parte derecha de dicha figura, muestra como estarán ubicados los elementos y como la arena se almacenará para formar una capa de material sobre el techo.

Figura 44. **Prototipo de techo de lámina de zinc**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

En el capítulo anterior se aclaró que las dimensiones de la vivienda se fijarán a una vivienda típica de 3 metros de ancho por 4 metros de largo. La altura de la vivienda se establecerá en 2,4 metros de altura, pero debido a la inclinación del techo, la altura final del mismo dependerá de la pendiente a utilizar para su construcción. La tabla II resume lo anteriormente descrito.

Tabla II. **Dimensiones de la vivienda a diseñar**

Ancho “a” (m)	Largo “b” (m)	Altura de vivienda (m)
3,0	4,0	2,4

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

La figura 44 muestra que las vigas inclinadas descansarán sobre las columnas principales en el sentido más largo de la vivienda. Por tanto, al tener una vivienda de 4 metros de largo se ubicarán, en dicho sentido, 4 columnas principales y por consiguiente 4 vigas de concreto inclinadas, esto con el fin de reducir el área tributaria de cada viga inclinada y así reducir también las cargas que actuarán sobre ellas.

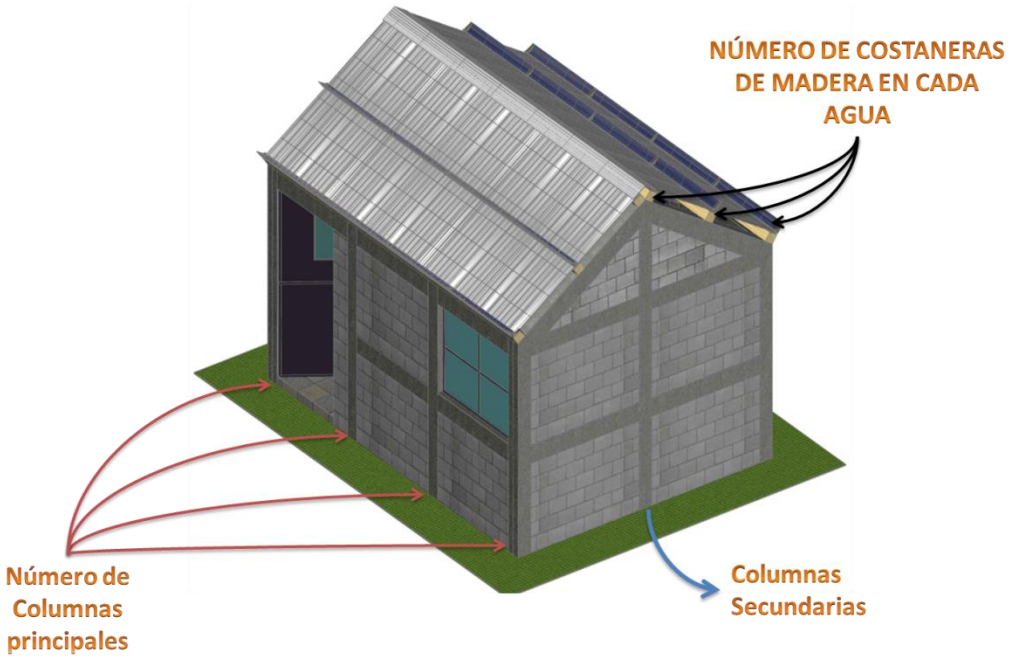
Asimismo, se estableció en el capítulo anterior, que la distancia entre topes longitudinales, para almacenar un espesor controlado de arena sobre la cubierta, no debería superar de 3 pies de separación entre los mismos. Por tanto, para ubicar dichos topes, y debido a las cargas considerables que genera dicha arena sobre la cubierta, deberán ubicarse costaneras de madera debajo de cada tope longitudinal. Por tanto, en cada agua de la cubierta deberán ubicarse, para el presente caso, un mínimo de 3 costaneras en cada agua.

Tabla III. **Cantidad de elementos estructurales constituyentes de la vivienda**

Elemento a considerar	Cantidad
Columnas principales	4
Columnas secundarias	1
Vigas inclinadas de concreto	4
Costaneras en cada agua de vigas de concreto	3

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

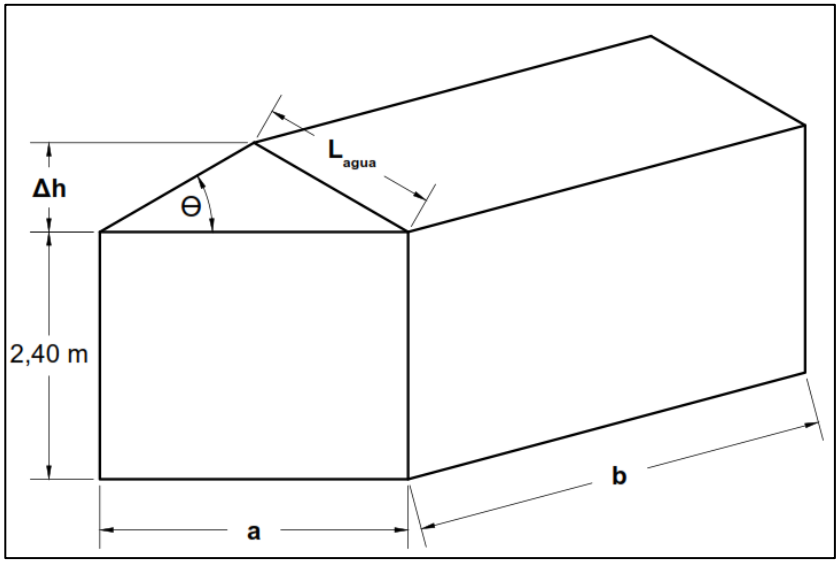
Figura 45. **Dimensiones y ubicación de elementos de la vivienda**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Asimismo, se estableció que la pendiente del techo óptima para evitar el almacenamiento excesivo de arena sobre la cubierta sería de 35 grados de inclinación (al encontrarse la arena en estado seco). Por tanto, se detallará a manera de ejemplo, el procedimiento de cálculo para un techo con 35 grados de inclinación (70 % de pendiente). Sin embargo, se realizará el cálculo para techos con diferentes inclinaciones, con el fin percibir el problema de manejar pendientes poco pronunciadas para las viviendas aledañas a zonas volcánicas. Se buscará comprobar que a menor inclinación de la cubierta mayor será la solicitación de resistencia por parte de la estructura de soporte del techo, lo que se traduce en mayores secciones de elementos estructurales. La tabla III muestra las diferentes alturas que podría tener la estructura del techo (Δh), en función de la pendiente a manejar, tal y como lo muestra la figura 46.

Figura 46. **Descripción de símbolos a utilizar**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$\Delta h = \left(\frac{a}{2}\right) Tan(\theta)$$

$$\Delta h = \left(\frac{3\ m}{2}\right) \tan(35°) = 1{,}05\ m$$

$$Altura\ final\ del\ techo = 2{,}4m + \Delta h$$

$$Altura\ final\ del\ techo = 2{,}4\ m + 1{,}05\ m = 2{,}45\ m$$

$$Longitud\ de\ agua = L_{agua} = \frac{(a/2\ )}{\cos(\theta)}$$

$$L_{agua} = \frac{(3m/2\ )}{\cos(35°)} = 1{,}83\ m$$

Tabla IV. **Altura de estructura de techo, altura final y área de cubierta**

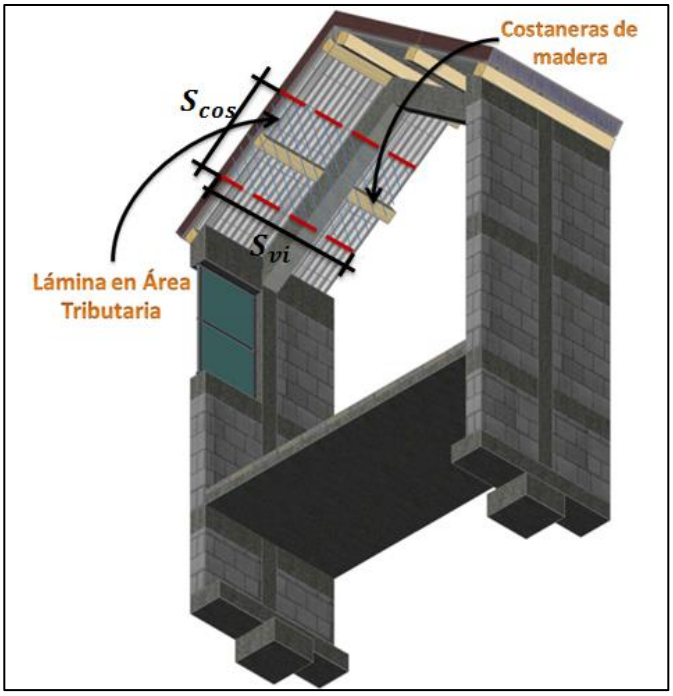
PENDIENTE DEL TECHO	PENDIENTE DEL TECHO (GRADOS)	Δh (m)	ALTURA FINAL DEL TECHO (m)	LONGITUD DE AGUA (m)	LONGITUD DE AGUA (PIES)
5 %	2,9	0,075	2,475	1,50	4,93
10 %	5,7	0,150	2,550	1,51	4,95
15 %	8,5	0,225	2,625	1,52	4,98
20 %	11,3	0,300	2,700	1,53	5,02
30 %	16,7	0,450	2.850	1,57	5,14
40 %	21,8	0,600	3,000	1,62	5,30
50 %	26,6	0,750	3,150	1,68	5,50
60 %	31,0	0,900	3,300	1,75	5,74
70 %	35,0	1,050	3,450	1,83	6,01

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Para iniciar con el diseño de la estructura de soporte deberá tomarse en cuenta que el sistema actuará de la siguiente manera: la arena que se almacenará en la cubierta (debido a la colocación de los topes),ejercerá presión sobre la cubierta de lámina, carga uniformemente distribuida que será transmitida a las costaneras, las cuales generarán cargas puntuales sobre las vigas inclinadas de concreto armado, las cuales descansarán sobre las columnas principales en la vivienda, que serán amarradas por solera de humedad, intermedia y corona.

Ahora bien, se iniciará por diseñar la sección de las costaneras de madera que soporten las cargas anteriormente señaladas. De esta manera se calculará la carga distribuida generada por la arena y la lámina, así como también el peso propio de la viga de madera, que se encuentra dentro del área tributaria de cada una de las mismas, tal y como se muestra en la figura 47.

Figura 47. **Esquema representativo de dimensiones de área tributaria de costaneras de madera**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Para determinar el área tributaria de cada costanera es necesario determinar cuál será la distancia entre costaneras. Para ello, hay que tomar en cuenta, que anteriormente se justificó que mínimo deberían haber 3 costaneras en cada agua, ubicadas a los extremos y al medio de cada agua, tal y como muestra la figura 47. De esta manera la separación entre costaneras S_{cos} será:

$$S_{cos} = \frac{L_{agua}}{(Núm. Costaneras - 1)}$$

$$S_{cos} = \frac{1{,}83\ m}{(3-1)} = 0{,}925\ m$$

Tabla V. **Distancia entre costaneras de madera**

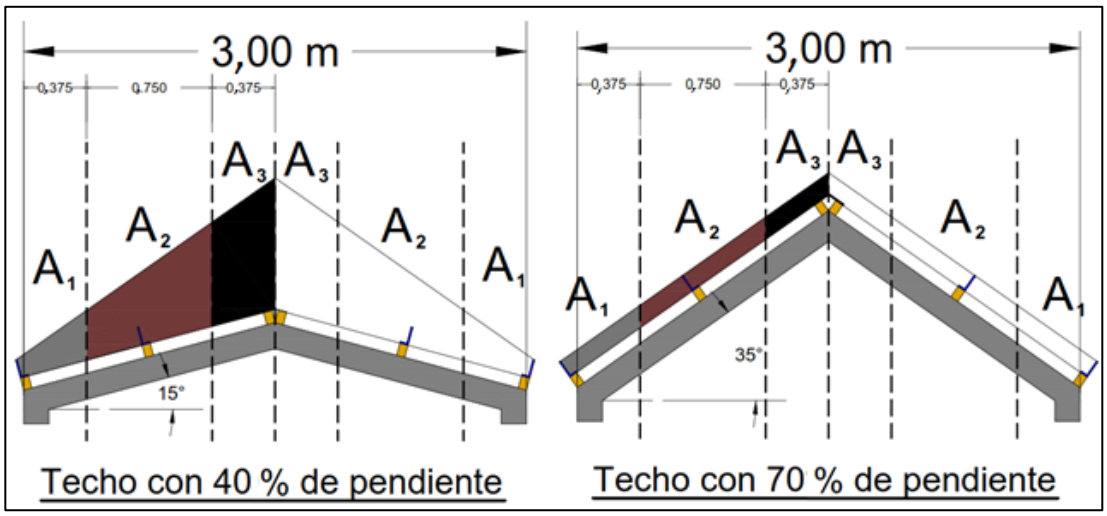
PENDIENTE DEL TECHO	PENDIENTE DEL TECHO (GRADOS)	LONGITUD DE AGUA (m)	DISTANCIA ENTRE COSTANERAS (m)
5 %	2,9	1,50	0,75
10 %	5,7	1,51	0,75
15 %	8,5	1,52	0,76
20 %	11,3	1,53	0,76
30 %	16,7	1,57	0,78
40 %	21,8	1,62	0,81
50 %	26,6	1,68	0,84
60 %	31,0	1,75	0,87
70 %	35,0	1,83	0,92

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Ahora bien, como se puede observar en la tabla V, a mayor pendiente se tendrá mayor separación entre costaneras de madera, sin embargo, se puede observar que la mayor separación es de 0,92 metros, lo cual equivale a 3 pies, por lo que se cumple con el requisito de que la separación entre topes de arena estuviesen espaciados a una distancia no mayor de 3 pies.

El área tributaria se determinará tomando en consideración que el ángulo de reposo de la arena volcánica es de 35 grados, por lo que se asumirá el caso en el cual la arena cae sobre la cubierta y solo llega a disiparse en el momento en el cual, el material volcánico adopta la inclinación descrita anteriormente. Por tanto el área de la sección de arena que cargará cada costanera deberá calcularse en función de la pendiente del techo a considerar, ya que a menor pendiente habrá mayor acumulación de material volcánico. Esto se puede apreciar en la figura 47, en donde se muestran dos diferentes inclinaciones de techo y cómo influye dicha inclinación en el material acumulado en la cubierta.

Figura 48. **Integración de cargas en área tributaria de costaneras**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

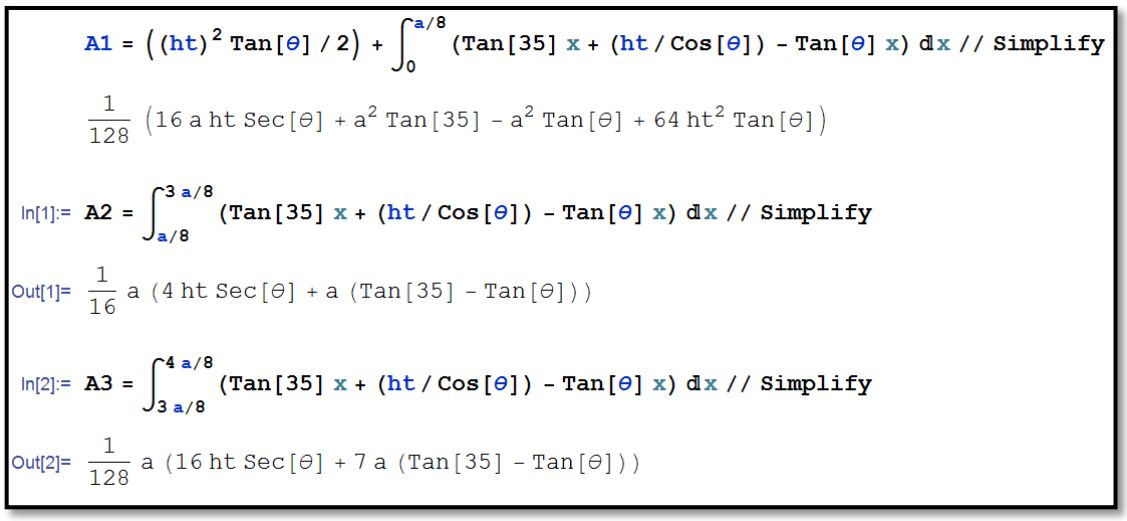
Para facilitar el cálculo de cada una de estas áreas, se hizo uso del software Wolfram Mathematica, el cual permitió plantear las fórmulas simplificadas. Los resultados mostrados en la figura 48 se utilizan a continuación en el cálculo correspondiente de cada área de la sección de arena, correspondiente a cada área tributaria. Posteriormente, la tabla VI, resume los resultados de áreas tributarias y la carga distribuida que generan sobre cada costanera.

$$A_1 = (1/128)[16(3\,m)(0{,}1\,m)(\sec(35°)\,) + (3\,m)^2\tan(35°) - (3\,m)^2\tan(35°) + 64(0{,}1)^2\tan(35)] = 0{,}049\,m^2$$

$$A_2 = (1/16)(3\,m)[(4)(0{,}1\,m)\sec(35°) + (3\,m)(\tan(35°) - \tan(35°))] = 0{,}092\,m^2$$

$$A_3 = \left(\frac{1}{128}\right)(3\,m)[16(0{,}1\,m)\sec(35°) + 7(\tan(35°) - \tan(35°))] = 0{,}046\,m^2$$

Figura 49. **Fórmulas simplificadas para cálculo de área de sección de arena en área tributaria de costaneras**



Fuente: elaboración propia, con programa Wolfram Mathematica.

Para determinar la carga distribuida debido al espesor de arena sobre la cubierta se tomará, como densidad de la arena volcánica, el valor de 1 800 kg/m^3. Este valor fue tomado del AGIES NSE 2-10 *Demandas Estructurales, Condiciones de Sitio y Niveles de Protección* de las Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala. Documento del cual se cita:

> **"6.1** Aspectos volcánicos
>
> **6.1.1** Las edificaciones y otras estructuras y todas las partes de las mismas que se encuentren en zonas bajo amenaza de caída de ceniza o arena volcánica deben diseñarse para resistir las cargas de arena volcánica húmeda, de acuerdo con las combinaciones de cargas establecidas en el capítulo 8 de esta norma.

6.1.2 El diseñador estructural debe investigar la zona donde se construirá la obra, para establecer la altura de arena volcánica que se estimará, conforme la cercanía al volcán generador.

6.1.3 La carga se debe estimar de la altura en metros a considerar por la densidad de la arena húmeda que puede establecerse en 1800 kg/m^3”

La carga distribuida debida a la arena sobre la cubierta estará en función del producto del área de la sección de arena y la densidad de la arena descrita anteriormente. La tabla VI permite analizar que en cuanto menor pendiente se tiene en la estructura de soporte del techo, mayor será la acumulación de arena sobre el mismo. De tal manera, como fue mostrado en la figura 48, al disponer de una inclinación de la estructura de techo, igual al ángulo de reposo de la arena, esto permite que los topes que se le colocarán a la cubierta, permitan almacenar un espesor igual a la altura de los mismos, y que el excedente de arena se desfogue al no encontrar ningún tope o restricción.

$$W_{arena_n} = (A_n)(\rho_{arena})$$

$$W_{arena_1} = (0{,}049\ \mathrm{m}^2)\left(1\,800\,\frac{kg}{m^3}\right) = 88{,}72\,\frac{kg}{m}$$

$$W_{arena_1} = (0{,}092\ \mathrm{m}^2)\left(1\,800\,\frac{kg}{m^3}\right) = 165{,}00\,\frac{kg}{m}$$

$$W_{arena_1} = (0{,}046\ \mathrm{m}^2)\left(1\,800\,\frac{kg}{m^3}\right) = 82{,}58\,\frac{kg}{m}$$

Tabla VI. **Áreas tributarias y cargas distribuidas debido a la arena volcánica para diseño de sección de vigas de madera**

PENDIENTE DEL TECHO	AREA 1 (m^2)	AREA 2 (m^2)	AREA 3 (m^2)	W_{arena_1} (kg/m)	W_{arena_2} (kg/m)	W_{arena_3} (kg/m)
5 %	0,084	0,441	0,358	150,33	793,50	643,63
10 %	0,080	0,413	0,333	144,70	743,38	599,58
15 %	0,077	0,385	0,309	139,24	693,60	555,70
20 %	0,074	0,358	0,284	133,94	644,13	511,99
30 %	0,069	0,303	0,236	123,82	546,15	425,03
40 %	0,063	0,250	0,188	114,29	449,36	338,66
50 %	0,059	0,196	0,140	105,31	353,64	252,84
60 %	0,054	0,144	0,093	96,80	258,90	167,50
70 %	0,049	0,092	0,046	88,72	165,00	82,58

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Las cargas distribuidas anteriormente determinadas serán consideradas como cargas vivas, esto debido a que el diseño contempla que la arena puede estar permanentemente sobre el techo, o presentarse durante un evento de erupción volcánica. Además, con el fin de contemplar el impacto de bombas balísticas, se tomará para el diseño por impacto un 15 % de la carga viva, por lo que se tomará un 15 % de la carga de arena.

$$W_{Impacto_n} = (15{,}0\ \%)(W_{arena_n})$$

$$W_{Impacto_1} = (0{,}15)(88{,}72\ kg/m) = 13{,}31\ kg/m$$

$$W_{Impacto_2} = (0{,}15)(165{,}00\ kg/m) = 24{,}75\ kg/m$$

$$W_{Impacto_3} = (0{,}15)(82{,}58\ kg/m) = 12{,}39\ kg/m$$

Tabla VII. **Determinación de cargas de impacto**

PENDIENTE TECHO (%)	W_{arena_1} (kg/m)	W_{arena_2} (kg/m)	W_{arena_3} (kg/m)	W_{Imp_1} (kg/m)	W_{Imp_1} (kg/m)	W_{Imp_1} (kg/m)
5	150,33	793,50	643,63	22,55	119,03	96,54
10	144,70	743,38	599,58	21,71	111,51	89,94
15	139,24	693,60	555,70	20,89	104,04	83,36
20	133,94	644,13	511,99	20,09	96,62	76,80
30	123,82	546,15	425,03	18,57	81,92	63,75
40	114,29	449,36	338,66	17,14	67,40	50,80
50	105,31	353,64	252,84	15,80	53,05	37,93
60	96,80	258,90	167,50	14,52	38,83	25,12
70	88,72	165,00	82,58	13,31	24,75	12,39

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

La carga que genera la lámina de zinc, se calculará como el producto de la separación entre costaneras de madera y el peso por metro cuadrado de dicha lámina, el cual se tomará como 4 kg/m^2. La tabla VIII el resumen de resultados.

$$W_{lámina} = (S_{cos})\left(4\frac{kg}{m^2}\right)$$

$$W_{lámina} = (0{,}92)\left(4\ \frac{kg}{m^2}\right) = 3{,}68\ kg/m$$

Tabla VIII. **Carga distribuida debido a lámina de zinc**

PENDIENTE DEL TECHO	S_{cos} (m)	$W_{lámina}$ (kg/m)
5 %	0,75	3,00
10 %	0,75	3,01

Continuación de la tabla VIII.

15 %	0,76	3,03
20 %	0,76	3,06
30 %	0,78	3,13
40 %	0,81	3,23
50 %	0,84	3,35
60 %	0,87	3,50
70 %	0,92	3,66

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

La carga distribuida debida al peso propio de las costaneras de madera se calculará como el producto de la sección (obtenida por predimensionamiento) y la densidad de madera a utilizar. Para ello se considerará que la madera a utilizar para su construcción será madera de pino, debido a que es más accesible para la población aledaña a zonas volcánicas en Guatemala. Además se considerará la densidad de la madera de pino como 600 kg/m^3.

Para el predimensionamiento de la costanera de madera se usará como luz de la costanera la distancia a ejes entre vigas inclinadas de concreto S_{vi}, por lo que si la vivienda tendrá 4 metros de largo y tendrá 4 vigas inclinadas en dicho sentido, se tiene que la luz de las costaneras será:

$$L_{cos} = S_{vi} = \frac{b}{\text{Núm. de vigas inclinadas} - 1}$$

$$L_{cos} = \frac{4\ m}{4-1} = \frac{4}{3}\ m \cong 1{,}33\ m$$

$$h_{cos} = \frac{L_{cm}}{17} = \frac{(4/3\ m)}{17} \cong 0{,}0784\ m \approx 3{,}09\ pulgadas$$

Se usará de peralte de costanera de madera h_{cos}, el equivalente a 3 pulgadas (0,0762 m), debido a que en pulgadas se comercia este material en el aserradero o ventas de madera.

$$b_{cos} = \frac{h_{cos}}{2} = \frac{0{,}0762}{2} = 0{,}0381\ m = 1{,}5\ pulgadas$$

Se usará de base de costanera de madera b_{cos}, como el equivalente a 2 pulgadas (0,0508 m).

$$W_{cos} = (b_{cm} \cdot h_{cm})(\rho_{cm})$$

$$W_{cos} = [(0{,}0508\ m)(0{,}0762)](600\ kg/m^3) = 2{,}32\ kg/m$$

Este valor de carga distribuida para costaneras de madera, es válido para cualquier inclinación, debido a que independientemente de la inclinación del techo siempre se tendrá la misma sección del elemento.

La carga última será calculada, tomando en consideración todas las cargas anteriormente calculadas, mediante la ecuación 9-2 del Código de construcción ACI 318-08.

$$U = 1{,}2(D + F + T) + 1{,}6(L + H) + 0{,}5(L_r\ o\ S\ o\ R)$$

$$W_u = 1{,}2(W_{CM}) + 1{,}6(W_{CV})$$

$$W_u = 1{,}2(W_{lámina} + W_{cos}) + 1{,}6\left(W_{arena} + W_{imp}\right)$$

A continuación se presenta una serie de tablas en las cuales se muestran por separado, la integración de cargas muertas, cargas vivas y cargas últimas. En la tabla IX se observa que las cargas muertas son mayores a medida que la pendiente del techo se incrementa, esto debido a que la cantidad de materiales se incrementa a medida que el techo se construye con mayor pendiente.

Tabla IX. **Integración de cargas muertas para diseño de costaneras**

PENDIENTE DEL TECHO	$W_{lámina}$ (kg/m)	W_{cos} (kg/m)	CARGA MUERTA SIN MAYORAR (kg/m)	CARGA MUERTA MAYORADA (kg/m)
5 %	3,00	2,32	5,33	6,39
10 %	3,01	2,32	5,34	6,41
15 %	3,03	2,32	5,36	6,43
20 %	3,06	2,32	5,38	6,46
30 %	3,13	2,32	5,46	6,55
40 %	3,23	2,32	5,55	6,67
50 %	3,35	2,32	5,68	6,81
60 %	3,50	2,32	5,82	6,99
70 %	3,66	2,32	5,99	7,18

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

La tabla X muestra que las cargas vivas son menores en la medida que la pendiente del techo se incrementa. Esto se debe a que el ángulo de reposo del material volcánico (arena) fluctúa entre 30 a 35 grados (en estado seco). Es por ello, que en cuanto más cerca de dicho ángulo se construya una cubierta, menor cantidad de material volcánico podría almacenarse sobre la cubierta. Para su cálculo fue utilizada la carga distribuida de arena W_{arena_2} y W_{Impacto_2} por ser estas las más críticas.

Tabla X. **Integración cargas vivas para diseño de costaneras**

PENDIENTE DEL TECHO	W_{arena_2} (kg/m)	$W_{Impacto_2}$ (kg/m)	CARGA VIVA SIN MAYORAR (kg/m)	CARGA VIVA MAYORADA (kg/m)
5 %	793,50	119,03	912,53	1 460,05
10 %	743,38	111,51	854,89	1 367,83
15 %	693,60	104,04	797,63	1 276,22
20 %	644,13	96,62	740,75	1 185,21
30 %	546,15	81,92	628,08	1 004,92
40 %	449,36	67,40	516,76	826,82
50 %	353,64	53,05	406,69	650,71
60 %	258,90	38,83	297,73	476,37
70 %	165,00	24,75	189,75	303,60

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

La tabla XI muestra que las cargas distribuidas últimas son menores en la medida que se incrementa la pendiente del techo.

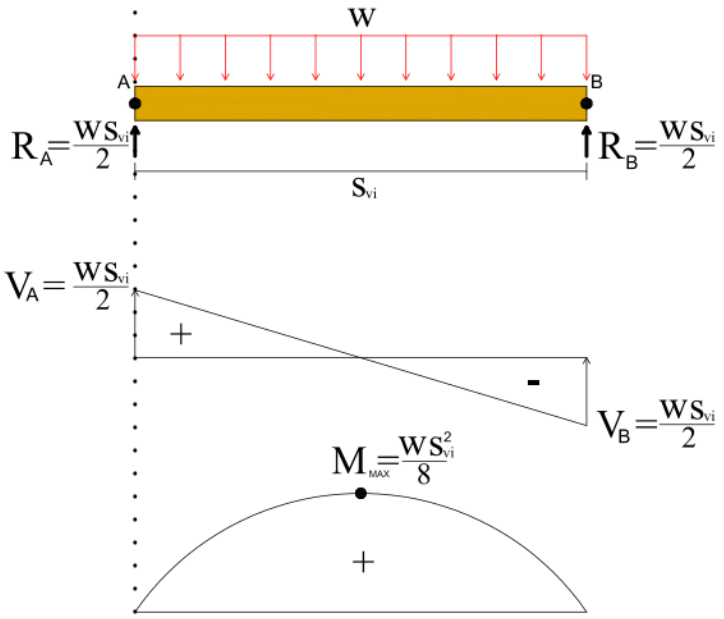
Tabla XI. **Carga distribuida última para diseño de costaneras**

PENDIENTE DEL TECHO	CARGA MUERTA MAYORADAS (kg/m)	CARGA VIVA MAYORADA (kg/m)	CARGA ULTIMA (kg/m)
5 %	6,39	1 460,05	1 466,44
10 %	6,41	1 367,83	1 374,23
15 %	6,43	1 276,22	1 282,64
20 %	6,46	1 185,21	1 191,67
30 %	6,55	1 004,92	1 011,47
40 %	6,67	826,82	833,49
50 %	6,81	650,71	657,52
60 %	6,99	476,37	483,36
70 %	7,18	303,60	310,78

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Para el diseño de las costaneras de madera es necesario determinar el diagrama de carga, corte y momento, el cual se calculará con las fórmulas que se muestran en la figura 50.

Figura 50. **Diagrama de carga, corte y momento de una costanera**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$R_A = R_B = \frac{W_U \cdot S_{vi}}{2} = \frac{\left(310{,}78\,\frac{kg}{m}\right) \cdot \left(\frac{4}{3}\ m\right)}{2} = 207{,}19\ kg$$

$$V_A = V_B = \frac{W_U \cdot S_{vi}}{2} = \frac{\left(310{,}78\,\frac{kg}{m}\right) \cdot \left(\frac{4}{3}\ m\right)}{2} = 207{,}19\ kg$$

$$M_{max} = \frac{W_U \cdot (S_{vi})^2}{8} = \frac{\left(310{,}78\ \frac{kg}{m}\right)\left(\frac{4}{3}\ m\right)^2}{8} = 69{,}06\ kg \cdot m$$

En la tabla XII se puede observar de igual forma que en la medida que se incrementa la pendiente del techo se reducen los cortantes y momentos máximos actuantes sobre la costanera.

Tabla XII. **Cortantes y momentos máximos actuantes en costanera**

PENDIENTE DEL TECHO	W_u (Kg/m)	S_{vi} (m)	V_a (Kg)	V_b (Kg)	M_{max} (Kg-m)
5 %	1 466,44	1,33	977,63	977,63	325,88
10 %	1 374,23	1,33	916,15	916,15	305,38
15 %	1 282,64	1,33	855,10	855,10	285,03
20 %	1 191,67	1,33	794,44	794,44	264,81
30 %	1 011,47	1,33	674,31	674,31	224,77
40 %	833,49	1,33	555,66	555,66	185,22
50 %	657,52	1,33	438,35	438,35	146,12
60 %	483,36	1,33	322,24	322,24	107,41
70 %	310,78	1,33	207,19	207,19	69,06

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Con los cortantes y momentos máximos obtenidos anteriormente, se puede hacer el cálculo de los valores de diseño para las costaneras de madera. El diseño en madera debe cumplir con los esfuerzos permisibles de trabajo para la madera utilizar. En cuanto mayor sea el grado de la madera a utilizar, se tendrá mejores características de resistencia ante la flexión, el corte y deflexión. Sin embargo, para el presente trabajo, se hace el cálculo tomando en consideración, que la madera más accesible para la población guatemalteca es la madera de pino. Por ello, en la tabla XIII se muestran los esfuerzos permisibles de trabajo para madera de diferentes grados, aplicables a maderas verdes o poco sazonadas y maderas secadas al aire.

Tabla XIII. **Esfuerzos permisibles de trabajo para madera**

TIPO	ESPECIE	FLEXIÓN ESTATICA f_m (kg/m^2)	CORTE PARALELO f_v (kg/m^2)	MODULO DE ELASTICIDAD E_d (kg/m^2)
A	PINO COLORADO	1,70E+06	1,70E+05	1,19E+09
	PINO DE EL PETEN	1,82E+06	1,87E+05	1,20E+09
	OTROS PINOS	9,70E+05	1,36E+05	6,60E+08
B	PINO COLORADO	1,40E+06	1,40E+05	1,19E+09
	PINO DE EL PETEN	1,50E+06	1,54E+05	1,20E+09
	OTROS PINOS	8,00E+05	1,12E+05	6,60E+08
C	PINO COLORADO	1,00E+06	1,00E+05	1,19E+09
	PINO DE EL PETEN	1,05E+06	1,10E+05	1,20E+09
	OTROS PINOS	5,80E+05	8,00E+04	6,60E+08

Fuente: GODÍNEZ, William. *Ingeniería de la madera en Guatemala*. p. 12.

Existen otros trabajos de graduación enfocados en determinar los esfuerzos permisibles, para los diferentes tipos maderas que se pueden encontrar en Guatemala. Por ejemplo, el trabajo de graduación de Mario Domingo Samayoa Flores, cuyo trabajo muestra los esfuerzos permisibles para 7 especies de pino de Guatemala, y para determinarlos se basa en las Normas ASTM D-143 y D-245. Asimismo, también se tiene el trabajo de graduación de José Gabriel Ordoñez Morales, cuyos valores de esfuerzos permisibles fueron determinados a través de las Normas ASTM D-198-84, ASTM D-1990-91 y ASTM D-2115. Las tablas correspondientes a estas investigaciones se muestran en la sección de anexos.

Es importante señalar que en la tabla XIII la especie “otros pinos” representa los esfuerzos permisibles menores que se pueden llegar a presentar en una madera de pino.

Anteriormente se propuso una sección de costanera de 2 pulgadas de base por 3 pulgadas de peralte. A continuación se determinará si esta sección

cumple con los esfuerzos permisibles mostrados en la tabla XIII. Lo ideal es que cumpla con la madera tipo C, ya que este exige menores valores de esfuerzo.

- Flexión

Para el diseño por flexión se calcula inicialmente la distancia C, la cual consiste en la distancia existente del eje neutro a la fibra más alejada.

$$C = h_{cos}/2 = 0{,}0762/2 = 0{,}0381\ m$$

El momento de inercia de la sección será:

$$I = \frac{(b_{cos}) \cdot (h_{cos})^3}{12} = \frac{(0{,}0508\ m) \cdot (0{,}0762\ m)^3}{12} = 1{,}87 \times 10^{-6}\ m^4$$

Para secciones rectangulares se tiene que el esfuerzo de flexión que está actuando sobre la sección será:

$$f_m = \frac{M_{max} \cdot C}{I} = \frac{(69{,}06\ kg - m)(0{,}0381\ m)}{1{,}87 \times 10^{-6}\ m^4} = 1{,}407 \times 10^6\ \frac{kg}{m^2}$$

Este valor de esfuerzo de flexión no cumple para ninguno de los valores mostrados para la categoría “otros pinos” en la tabla XIII, puesto que es mayor a los tres valores mostrados en la tabla. Sin embargo, el hecho de que cumpla para otros tipos y especies de madera de pino (en la tabla), no certifica que las comunidades aledañas a zonas volcánicas en Guatemala tengan acceso a dichos materiales, por el hecho que su costo sea mayor, por ende se concluye que no satisface la condición para que la costanera sea de fácil acceso para la comunidad. Posteriormente, se procederá a proponer una sección diferente, más se continuara con el diseño por corte y deflexión de la sección propuesta.

- Corte

Para el diseño por corte de las costaneras de madera se calculará el área de la sección de la costanera:

$$A = (b_{cos})(h_{cos}) = (0{,}0508\ m)(0{,}0762\ m) = 0{,}00387\ m^2$$

El esfuerzo de corte que está actuando sobre la sección será:

$$f_v = \frac{3 \cdot V_A}{2 \cdot A} = \frac{3 \cdot (207{,}19\ \text{kg})}{2 \cdot (0{,}00387\ m^2)} = 8{,}02 \times 10^4\ \frac{kg}{m^2}$$

La clasificación de tipo C de la tabla XIII muestra que el valor de esfuerzo permisible de corte es de $8 \times 10^4\ kg/m^2$. Al ser mayor el esfuerzo actuante de corte sobre la costanera, que el esfuerzo permisible de corte, se puede concluir que no cumple. De manera que se debe plantear una sección con mayores dimensiones.

- Deflexión: para el diseño por deflexión se usará la siguiente fórmula:

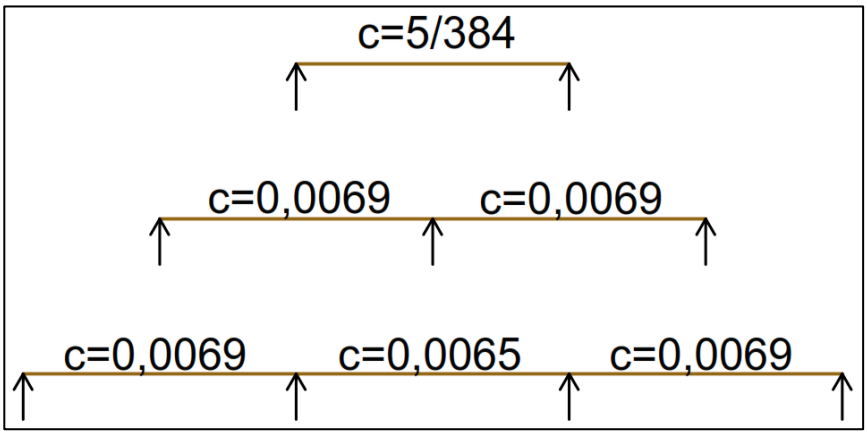
$$E_d = \frac{c \cdot W_U \cdot L^4}{\Delta \cdot I}$$

En ella se tiene un coeficiente **c**, el cual está dado en función de las condiciones de apoyo de la costanera, tal y como lo muestra la figura 50. Además, la deflexión máxima admisible Δ, será:

$$\Delta = \frac{L}{360} = \frac{S_{vi}}{360} = \frac{\frac{4}{3}\ m}{360} = \frac{1}{270}\ m \cong 0{,}0037\ m$$

Donde L es la luz del elemento, en este caso L representa lo que se ha venido designando como la distancia a ejes entre vigas inclinadas S_{vi}.

Figura 51. **Coeficiente C para diseño por deflexión de costaneras**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$E_d = \frac{c \cdot W_U \cdot L^4}{\Delta \cdot I} = \frac{c \cdot W_U \cdot (S_{vi})^4}{\Delta \cdot I}$$

$$E_d = \frac{\left(\frac{5}{384}\right)\left(310{,}78\,\frac{\text{kg}}{m}\right)\left(\frac{4}{3}\,m\right)^4}{\left(\frac{1}{270}\,m\right)(1{,}87 \times 10^{-6}\,m^4)} = 1{,}844 \times 10^9\,\frac{kg}{m^2}$$

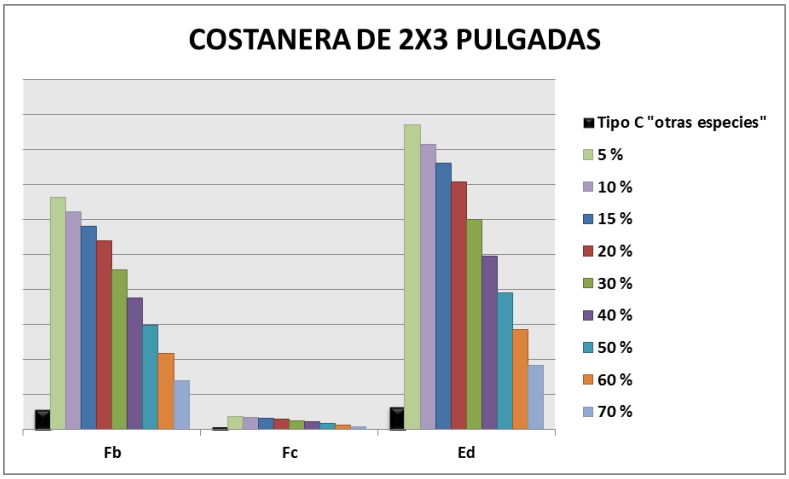
Al comparar este valor, se puede apreciar que es mayor que el módulo de elasticidad para una madera tipo C de especie “otros pinos”, por tanto se procede a concluir que la sección propuesta no cumple con las características mínimas de esfuerzos permisibles de trabajo mostrados en la tabla XIII. A continuación se presenta una serie de tablas y gráficos en donde se muestran los resultados del análisis de secciones típicas que se usan en el medio, para su implementación en vigas, costaneras o tendales.

Tabla XIV. **Valores de esfuerzos de flexión, corte y módulo de elasticidad de sección de costaneras de 2x3 pulgadas**

PENDIENTE (%)	Va (kg)	MOMENTO MÁXIMO (kg-m)	CARGA ULTIMA (kg/m)	Fb (kg/m^2)	Fc (kg/m^2)	Ed (kg/m^2)
5	977,63	325,88	1466,44	6,629E+06	3,788E+05	8,699E+09
10	916,15	305,38	1374,23	6,212E+06	3,550E+05	8,152E+09
15	855,10	285,03	1282,64	5,798E+06	3,314E+05	7,609E+09
20	794,44	264,81	1191,67	5,387E+06	3,078E+05	7,069E+09
30	674,31	224,77	1011,47	4,572E+06	2,613E+05	6,000E+09
40	555,66	185,22	833,49	3,768E+06	2,153E+05	4,944E+09
50	438,35	146,12	657,52	2,972E+06	1,699E+05	3,900E+09
60	322,24	107,41	483,36	2,185E+06	1,249E+05	2,867E+09
70	207,19	69,06	310,78	1,405E+06	80285,09	1,844E+09
“otros pinos” tipo C				5,80E+05	8,00E+04	6,60E+08

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Figura 52. **Comparación de esfuerzos actuantes en costanera para techos con distintas pendientes**



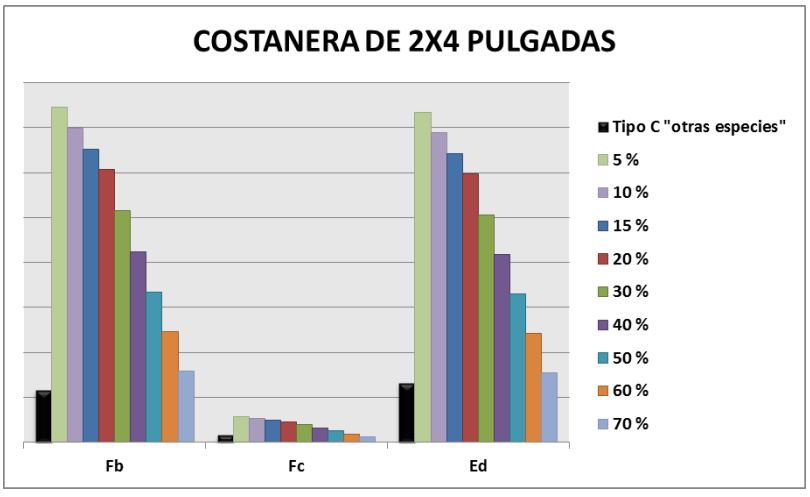
Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Tabla XV. **Valores de esfuerzos de flexión, corte y módulo de elasticidad de sección de costaneras de 2x4 pulgadas**

PENDIENTE DEL TECHO (%)	Vb (Kg)	MOMENTO MÁXIMO (Kg-m)	CARGA ULTIMA (Kg/m)	Fb (Kg/m^2)	Fc (Kg/m^2)	Ed (Kg/m^2)
5	977,63	325,88	1 466,44	3,729E+06	2,841E+05	3,670E+09
10	916,15	305,38	1 374,23	3,494E+06	2,663E+05	3,439E+09
15	855,10	285,03	1 282,64	3,261E+06	2,485E+05	3,210E+09
20	794,44	264,81	1 191,67	3,030E+06	2,309E+05	2,982E+09
30	674,31	224,77	1 011,47	2,572E+06	1,960E+05	2,531E+09
40	555,66	185,22	833,49	2,119E+06	1,615E+05	2,086E+09
50	438,35	146,12	657,52	1,672E+06	1,274E+05	1,646E+09
60	322,24	107,41	483,36	1,229E+06	9,365E+04	1,210E+09
70	207,19	69,06	310,78	7,902E+05	6,021E+04	7,778E+08
“otros pinos” tipo C				5,80E+05	8,00E+04	6,60E+08

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Figura 53. **Comparación de esfuerzos actuantes en costanera para techos con distintas pendientes**



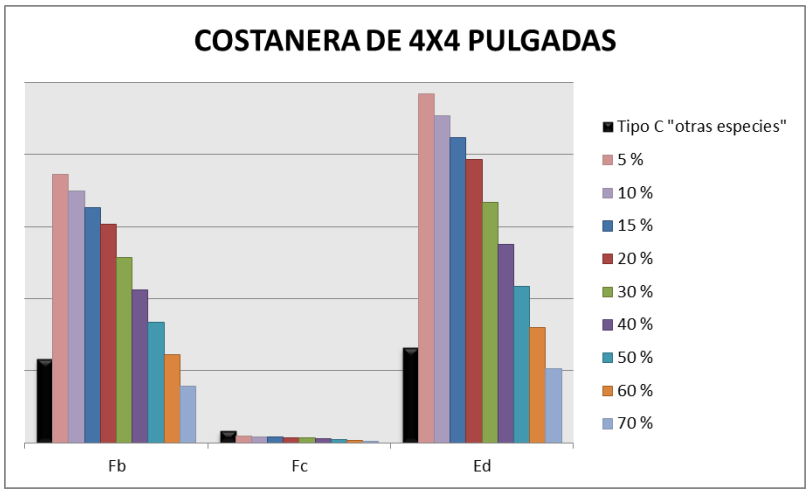
Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Tabla XVI. **Valores de esfuerzos de flexión, corte y módulo de elasticidad de sección de costaneras de 4x4 pulgadas**

PENDIENTE DEL TECHO (%)	Vb (kg)	MOMENTO MÁXIMO (kg-m)	CARGA ULTIMA (kg/m)	Fb (kg/m^2)	Fc (kg/m^2)	Ed (kg/m^2)
5	977,63	325,88	1 466,44	1,864E+06	4,735E+04	1,223E+09
10	916,15	305,38	1 374,23	1,747E+06	4,438E+04	1,146E+09
15	855,10	285,03	1 282,64	1,631E+06	4,142E+04	1,070E+09
20	794,44	264,81	1 191,67	1,515E+06	3,848E+04	9,941E+08
30	674,31	224,77	1 011,47	1,286E+06	3,266E+04	8,438E+08
40	555,66	185,22	833,49	1,060E+06	2,691E+04	6,953E+08
50	438,35	146,12	657,52	8,359E+05	2,123E+04	5,485E+08
60	322,24	107,41	483,36	6,145E+05	1,561E+04	4,032E+08
70	207,19	69,06	310,78	3,951E+05	1,004E+04	2,593E+08
“otros pinos” tipo C				5,80E+05	8,00E+04	6,60E+08

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Figura 54. **Comparación de esfuerzos actuantes en costanera para techos con distintas pendientes**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

En los resultados mostrados anteriormente se puede observar que la única sección que permite tener esfuerzos actuantes menores a los permisibles, de madera tipo c para “otras especies” de la tabla XIII, es la sección de 4x4 pulgada al utilizarse únicamente en un techo con 35 grados de inclinación.

Se procederá con el diseño, de tal manera de crear una ecuación que permita determinar la sección que satisfaga con dichos requisitos de esfuerzos permisibles. Sin embargo, como bien se pudo observar en los resultados anteriores los esfuerzos actuantes sobre la estructura del techo son menores a medida que la pendiente se incrementa. Por ello se trabajará con los las cargas uniformemente distribuidas, cortantes y momentos máximos, para una pendiente de 70 %, lo cual equivale a techos con 35 grados de inclinación.

- Diseño por flexión

Para la flexión se planteará la misma ecuación utilizada anteriormente, con la variante que ahora se utilizará el esfuerzo permisible de madera tipo c para especie “otros pinos”, así como el valor del momento máximo sobre la costanera cuando el techo posee una inclinación de 35 grados, de tal manera que sea posible determinar una fórmula que permita determinar una sección que cumpla con las condiciones de carga mencionadas.

$$C = \frac{h_{cos}}{2}$$

$$I = \frac{(b_{cos}) \cdot (h_{cos})^3}{12}$$

$$f_m \geq \frac{M_{max} \cdot C}{I}$$

Sustituyendo las fórmulas de C e I en la ecuación anterior:

$$f_m \geq \frac{M_{max} \cdot \left(\frac{h_{cos}}{2}\right)}{\frac{(b_{cos}) \cdot (h_{cos})^3}{12}}$$

Lo cual resulta que se simplifica en:

$$f_m \geq \frac{6 \cdot M_{max}}{(b_{cos}) \cdot (h_{cos})^2}$$

Al tener esta ecuación, es posible sustituir el valor del momento máximo actuante M_{max} sobre la costanera y proponer un valor de esfuerzo de flexión permisible f_m, para el cual se tomará en consideración únicamente la madera de tipo C para “otras especies”.

Sin embargo, se debe proponer una relación entre base y peralte para dejar la ecuación en términos de una sola incógnita. Es por eso que se trabajará con una sección con una relación $b:h$ de $3:4$. Por tanto la ecuación anterior resultaría de la siguiente manera:

$$h_{cos} = \frac{4}{3} \cdot b_{cos}$$

$$f_m \geq \frac{6 \cdot M_{max}}{\left(\frac{4 \cdot b_{cos}}{3}\right)^3}$$

Despejando la altura h_{cos}:

$$b_{cos} \geq \sqrt[3]{\frac{81 \cdot M_{max}}{32 \cdot f_m}}$$

Sustituyendo el momento máximo de 69,06 kg-m y el esfuerzo permisible de flexión para madera de especie “otros pinos” tipo C de $5{,}80 \times 10^5\ kg/m^2$, se obtiene que:

$$b_{cos} \geq \sqrt[3]{\frac{81 \cdot (69{,}06\ \text{kg} - \text{m})}{32 \cdot \left(5{,}80 \times 10^5 \frac{kg}{m^2}\right)}} = 0{,}0670\ m \approx 2{,}64\ pulgadas$$

De esta manera el peralte de la costanera sería:

$$h_{cos} \geq \frac{4}{3} \cdot b_{cos}$$

$$h_{cos} \geq \left(\frac{4}{3}\right) \cdot (1{,}69\ pulgadas) \approx 3{,}52\ pulgadas$$

Al no haber en el mercado una sección con las dimensiones calculadas anteriormente se procede a aproximar las dimensiones obtenidas a una sección de 3 pulgadas de base y 4 pulgadas de peralte. Sin embargo, esta sección debe compararse con la sección resultante del diseño por corte y por deflexión, en donde se establecerá como sección para la costanera, la mayor de las tres secciones obtenidas.

- Diseño por corte

Se sabe que la fórmula de diseño en madera por corte es:

$$f_v \geq \frac{3 \cdot V_A}{2 \cdot A}$$

En donde A representa el área de la sección de la costanera:

$$A = (b_{cos})(h_{cos})$$

Anteriormente se había establecido que la relación de base a peralte sería de 3 a 4 $h_{cos} = (4/3)(b_{cos})$. Por tanto el esfuerzo de corte quedaría de la siguiente manera:

$$f_v \geq \frac{3 \cdot V_A}{2 \cdot (b_{cos}) \left(\frac{3 \cdot b_{cos}}{4}\right)}$$

Despejando la base b_{cos} de la costanera:

$$b_{cos} \geq \sqrt{\frac{2 \cdot V_A}{f_v}}$$

Sustituyendo el cortante máximo de $207{,}19\ kg$, y el esfuerzo permisible de corte paralelo para madera de especie “otros pinos” tipo c de $8{,}00 \times 10^4 \frac{kg}{m^2}$, se obtiene que:

$$b_{cos} \geq \sqrt{\frac{2 \cdot (207{,}19\ kg)}{\left(8{,}00 \times 10^4 \frac{kg}{m^2}\right)}} \cong 0{,}072\ m \approx 2{,}83\ pulgadas$$

De esta manera el peralte de la costanera sería:

$$h_{cos} \geq \frac{4 \cdot b_{cos}}{3}$$

$$h_{cos} \geq \left(\frac{4}{3}\right) \cdot (2{,}83\ pulgadas) \approx 3{,}78\ pulgadas$$

Se procede a aproximar las dimensiones obtenidas a una sección de 3 pulgadas de base y 4 pulgadas de peralte. Al comparar las dimensiones exactas de sección obtenidas en este apartado en comparación al anterior, se puede mencionar que se requiere una mayor sección por corte que por flexión. Sin embargo, al aproximarlos se llega a una misma sección.

- Diseño por deflexión

Se sabe que la fórmula de diseño en madera por deflexión es:

$$E_d \geq \frac{c \cdot W_U \cdot L^4}{\Delta \cdot I}$$

En ella se tiene un coeficiente **c**, el cual está dado en función de las condiciones de apoyo de la costanera, tal y como lo muestra la figura 50. Además, la deflexión máxima admisible Δ, será:

$$\Delta = \frac{S_{vi}}{360}$$

Donde L es la luz del elemento, en este caso L representa lo que se ha venido designando como la distancia S_{vi}. Por tanto, al sustituir estas expresiones resultaría:

$$E_d = \frac{c \cdot W_U \cdot L^4}{\Delta \cdot I} = \frac{c \cdot W_U \cdot {S_{vi}}^4}{\left(\frac{S_{vi}}{360}\right) \cdot \frac{(b_{cos}) \cdot (h_{cos})^3}{12}}$$

Anteriormente se había establecido que la relación de base a peralte sería de 3:4, es decir $h_{cos} = (4/3)(b_{cos})$. El módulo de elasticidad quedaría así:

$$E_d \geq \frac{c \cdot W_U \cdot {S_{vi}}^4}{\left(\frac{S_{vi}}{360}\right) \cdot \frac{(b_{cos}) \left(\frac{4(b_{cos})}{3}\right)^3}{12}}$$

Al simplificar y despejar la base b_{cos} de la costanera:

$$b_{cos} \geq \sqrt[4]{\frac{3645 \cdot c \cdot W_U \cdot {S_{vi}}^3}{2 \cdot E_d}}$$

Sustituyendo la carga distribuida última como $310{,}78\ kg/m$, el valor del coeficiente C como $5/384$, el valor de la distancia entre vigas inclinadas S_{vi} como $4/3\ m$, y el esfuerzo permisible de módulo de elasticidad para madera de especie “otros pinos” tipo C de $6{,}60 \times 10^8\ \frac{kg}{m^2}$, se obtiene que:

$$b_{cos} \geq \sqrt[4]{\frac{3645 \cdot \left(\frac{5}{384}\right) \cdot \left(310{,}78\,\frac{kg}{m}\right) \cdot \left(\frac{4}{3}\ m\right)^3}{2 \cdot \left(6{,}60 \times 10^8\,\frac{kg}{m^2}\right)}} \cong 0{,}0717\ m \approx 2{,}82\ pulgadas$$

De esta manera el peralte de la costanera sería:

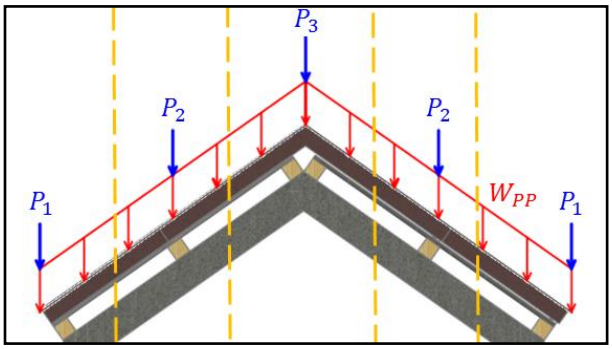
$$h_{cos} \geq (4/3) \cdot b_{cos}$$

$$h_{cos} \geq \left(\frac{4}{3}\right) \cdot (2{,}82\ pulgadas) \approx 3{,}77\ pulgadas$$

Se procede a aproximar las dimensiones obtenidas a una sección de 2 pulgadas de base y 4 pulgadas de peralte. Al comparar los resultados obtenidos, del diseño por flexión, corte y deflexión, se puede observar que se coincidió en una sección de 3×4 pulgadas.

Se deja este procedimiento para que el lector, si deseara modificar las dimensiones de la vivienda tome en consideración que deberá hacer los chequeos correspondientes a manera de comprobar si la sección cumple con los esfuerzos permisibles de la madera a utilizar. Ya habiendo determinado las dimensiones de la sección para las costaneras, entonces se procede a cuantificar las cargas que serán transmitidas a las vigas inclinadas. Las cargas distribuidas sobre las costaneras serán ahora cargas puntuales que actúan en el punto donde estas estarán apoyadas sobre las vigas inclinadas, como lo muestra el esquema de la figura 55.

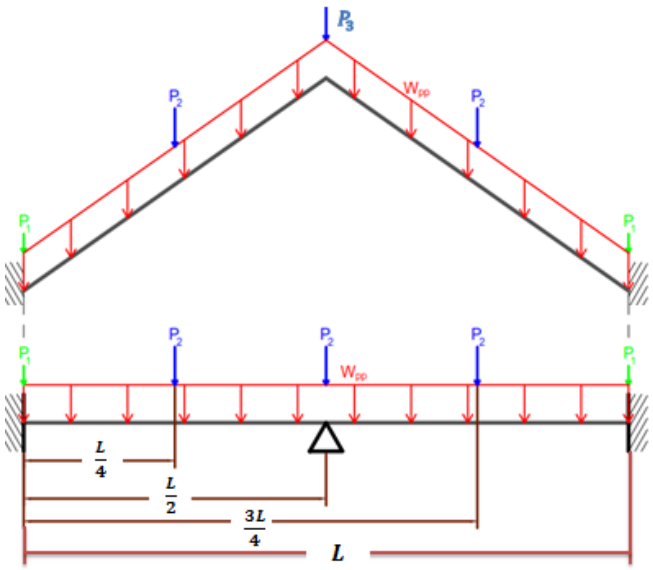
Figura 55. **Esquema representativo de cargas actuantes en vigas inclinadas de concreto armado**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Se tomará en cuenta que debido a que las vigas de concreto estarán inclinadas, para su diseño, se analizará tomando como luz, su proyección horizontal, es decir, los 3 metros que posee la vivienda en el sentido más corto, tal y como lo muestra la figura 56. Las vigas inclinadas de concreto armado serán fundidas conjuntamente con las columnas. De esta manera, se procederá por pre-dimensionamiento a trabajar con una sección igual a la de las columnas principales, es decir, con una sección de $0{,}15 \times 0{,}15$ metros. Por tanto, más adelante la sección se modificará, siempre que el diseño por flexión y corte lo amerite.

Figura 56. **Esquema representativo de análisis para diseño**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Integración de cargas

Se iniciará por determinar la carga distribuida que produce el peso propio de la viga. Este dependerá de la inclinación que la propia viga posea, de esta

manera se calculará el volumen del elemento y luego se dividirá dentro de la longitud, que constituye su proyección horizontal “a”. De la tabla IV se tomarán los valores de longitud de agua L_{agua}.

$$W_{pp} = \frac{\left[2\left(L_{agua}\right)(b_{vi})(h_{vi})\right](\sigma_{concreto})}{a}$$

Para un techo con 35 grados de inclinación la carga distribuida debido al peso propio de la viga inclinada sería:

$$W_{pp} = \frac{2(1{,}8311\ m)(0{,}15\ m)(0{,}15\ m)\left(2\ 400\ \frac{kg}{m^3}\right)}{3\ m} = 65{,}92\ \frac{kg}{m}$$

En la tabla XVII se resumen las cargas distribuidas para cada pendiente.

Tabla XVII. **Carga distribuida por peso propio de vigas inclinadas**

PENDIENTE DEL TECHO	LONGITUD DE AGUA L_{agua} (m)	VOLUMEN DE CADA VIGA INCLINADA A DOS AGUAS (m^3)	PESO PROPIO W_{pp} (kg/m)
5 %	1,50	0,0676	54,07
10 %	1,51	0,0678	54,27
15 %	1,52	0,0683	54,60
20 %	1,53	0,0688	55,07
30 %	1,57	0,0705	56,38
40 %	1,62	0,0727	58,16
50 %	1,68	0,0755	60,37
60 %	1,75	0,0787	62,97
70 %	1,83	0,0824	65,92

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Las cargas puntuales mostradas en la figura 55 están compuestas por las cargas distribuidas de madera, lámina y arena. De esta manera se hará uso de las cargas distribuidas calculadas anteriormente y se les multiplicará por la separación entre vigas inclinadas, con el objetivo de determinar la carga total que actúa sobre el elemento inclinado.

La carga distribuida de las costaneras deberá calcularse nuevamente debido a que la sección que se estableció para ellas fue de 3×4 pulgadas.

$$W_{cos} = (b_{cm} \cdot h_{cm})(\rho_{cm})$$

$$W_{cos} = (0{,}0762\ m)(0{,}1016\ m)\left(600\ \frac{kg}{m^3}\right) = 4{,}65\ \frac{kg}{m}$$

$$P_{cos} = (W_{cos})(S_{vi})$$

$$P_{cos} = \left(4{,}65\ \frac{kg}{m}\right)\left(\frac{4}{3}\ m\right) = 6{,}19\ kg$$

Es importante señalar que el valor aquí obtenido no varía según la pendiente del techo. Ahora bien, la carga puntual debido a la lámina se calculará utilizando tomando en consideración el valor obtenido anteriormente de carga distribuida de lámina. Es así, que para un techo con 35 grados de inclinación las cargas puntuales debido a la lámina serían:

$$W_{lámina} = 3{,}66\ kg/m$$

$$P_{1\,lámina} = P_{3\,lámina} = (W_{lámina})\left(\frac{S_{cos}}{2}\right)$$

$$P_{1_{lámina}} = P_{3_{lámina}} = (3{,}66\ kg/m)\left(\frac{0{,}92\ m}{2}\right) = 1{,}68\ kg$$

$$P_{2_{lámina}} = (W_{lámina})(S_{cos}) = (3{,}66\ kg/m)(0{,}92) = 3{,}35\ kg$$

En la tabla XVIII se resumen los resultados de cargas puntuales debido a la lámina.

Tabla XVIII. **Cargas puntuales en vigas inclinadas debido a lámina**

PENDIENTE DEL TECHO	CARGA DISTRIBUIDA DE LÁMINA $W_{lámina}$ (kg/m)	SEPARACIÓN ENTRE COSTANERAS S_{cos} (m)	CARGA P1 LÁMINA $P_{lámina_1}$ (kg)	CARGA P2 LÁMINA $P_{lámina_2}$ (kg)	CARGA P3 LÁMINA $P_{lámina_3}$ (kg)
5 %	3,00	0,75	1,13	2,26	1,13
10 %	3,01	0,75	1,14	2,27	1,14
15 %	3,03	0,76	1,15	2,30	1,15
20 %	3,06	0,76	1,17	2,34	1,17
30 %	3,13	0,78	1,23	2,45	1,23
40 %	3,23	0,81	1,31	2,61	1,31
50 %	3,35	0,84	1,41	2,81	1,41
60 %	3,50	0,87	1,53	3,06	1,53
70 %	3,66	0,92	1,68	3,35	1,68

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

A continuación se calculará la carga puntual debido al espesor de arena sobre la cubierta:

$$P_{arena\ n} = \left(W_{arena_n}\right)(S_{vi})$$

$$P_{arena\ 1} = \left(88{,}72\ \frac{kg}{m}\right)\left(\frac{4}{3}\ m\right) = 118{,}29\ kg$$

$$P_{arena\ 2} = \left(165{,}00\ \frac{kg}{m}\right)\left(\frac{4}{3}\ m\right) = 220{,}00\ kg$$

Hay que tomar en cuenta que la carga P3 debe considerar el aporte debido a ambas aguas, por tanto debe multiplicarse la carga distribuida por dos.

$$P_{arena\ 3} = 2\left(W_{arena_n}\right)(S_{vi})$$

$$P_{arena\ 3} = 2\left(82{,}58\ \frac{kg}{m}\right)\left(\frac{4}{3}\ m\right) = 220{,}21\ kg$$

La tabla XIX se puede observar que las cargas puntuales se incrementan, en la medida que la inclinación del techo aumenta.

Tabla XIX. **Carga puntual en viga inclinada debido a espesor de arena**

PENDIENTE DEL TECHO	W_{arena_1} (kg/m)	W_{arena_2} (kg/m)	W_{arena_3} (kg/m)	CARGA P1 ARENA (kg)	CARGA P2 ARENA (kg)	CARGA P3 ARENA (kg)
5 %	150,33	793,50	643,63	200,43	1 058,01	1 716,34
10 %	144,70	743,38	599,58	192,93	991,18	1 598,89
15 %	139,24	693,60	555,70	185,65	924,79	1 481,88
20 %	133,94	644,13	511,99	178,59	858,84	1 365,31
30 %	123,82	546,15	425,03	165,10	728,21	1 133,42
40 %	114,29	449,36	338,66	152,39	599,15	903,11
50 %	105,31	353,64	252,84	140,41	471,53	674,24
60 %	96,80	258,90	167,50	129,07	345,19	446,65
70 %	88,72	165,00	82,58	118,29	220,00	220,21

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Las cargas puntuales anteriormente determinadas serán consideradas como cargas vivas, esto debido a que el diseño contempla que la arena puede estar permanentemente sobre el techo, o presentarse durante un evento de erupción volcánica. Además, con el fin de contemplar el impacto de bombas balísticas, se tomará para el diseño por impacto un 15 % de la carga viva, por lo que se tomará un 15 % de la carga de arena.

$$P_{Impacto_n} = (W_{arena_n})(0{,}15)$$

$$P_{Impacto_1} = (118{,}29\ kg)(0{,}15) = 13{,}31\ kg$$

$$P_{Impacto_2} = (220{,}00\ kg)(0{,}15) = 24{,}75\ kg$$

$$P_{Impacto_3} = (220{,}21\ kg)(0{,}15) = 12{,}39\ kg$$

Tabla XX. **Carga de impacto sobre vigas inclinadas**

PENDIENTE DEL TECHO	CARGA P1 ARENA (kg)	CARGA P2 ARENA (kg)	CARGA P3 ARENA (kg)	CARGA PUNTUAL 15 %P1 (kg)	CARGA PUNTUAL 15 %P2 (kg)	CARGA PUNTUAL 15 %P3 (kg)
5 %	200,43	1 058,01	1 716,34	30,07	158,70	257,45
10 %	192,93	991,18	1 598,89	28,94	148,68	239,83
15 %	185,65	924,79	1 481,88	27,85	138,72	222,28
20 %	178,59	858,84	1 365,31	26,79	128,83	204,80
30 %	165,10	728,21	1 133,42	24,76	109,23	170,01
40 %	152,39	599,15	903,11	22,86	89,87	135,47
50 %	140,41	471,53	674,24	21,06	70,73	101,14
60 %	129,07	345,19	446,65	19,36	51,78	67,00
70 %	118,29	220,00	220,21	17,74	33,00	33,03

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

La carga última será calculada, tomando en consideración todas las cargas anteriormente calculadas, mediante la ecuación 9-2 del código de construcción ACI 318-08.

$$U = 1{,}2(D + F + T) + 1{,}6(L + H) + 0{,}5(L_r \; o \; S \; o \; R)$$

$$P_u = 1{,}2(P_{CM}) + 1{,}6(P_{CV})$$

$$P_u = 1{,}4(P_{lámina} + P_{cos}) + 1{,}6\left(P_{arena} + P_{imp}\right)$$

Para un techo con 35 grados de inclinación las cargas últimas quedarían de la siguiente forma:

$$P_{u_1} = 1{,}2(1{,}68 \text{ kg} + 6{,}19 \text{ kg}) + 1{,}6(118{,}29 \text{ kg} + 17{,}74 \text{ kg}) = 227{,}09 \text{ kg}$$

$$P_{u_2} = 1{,}2(3{,}35 \text{ kg} + 6{,}19 \text{ kg}) + 1{,}6(220{,}00 \text{ kg} + 33{,}00 \text{ kg}) = 416{,}25 \text{ kg}$$

$$P_{u_3} = 1{,}2(1{,}68 \text{ kg} + 6{,}19 \text{ kg}) + 1{,}6(220{,}21 \text{ kg} + 33{,}03 \text{ kg}) = 414{,}63 \text{ kg}$$

La carga distribuida última, debido al peso propio de las vigas inclinadas será:

$$W_u = 1{,}2\left(W_{pp}\right) = 1{,}2 \; (65{,}92 \text{ kg/m}) = \; 79.10 \text{ kg/m}$$

Estas cargas serán utilizadas para el análisis estructural de las vigas inclinadas. En las tablas que se incluyen a continuación se muestran las cargas actuantes últimas en función de la pendiente. En ellas se puede observar que a medida que se aumenta la pendiente del techo las cargas se reducen. Es por ello que se aconseja utilizar una pendiente de 30-35 grados de inclinación.

Tabla XXI. **Carga última P1 en viga inclinada de concreto armado**

PENDIENTE DEL TECHO	CARGA MUERTA SIN MAYORAR			CARGA VIVA SIN MAYORAR			CARGA ÚLTIMA
	$P_{lámina_1}$ (kg)	P_{cos} (kg)	CARGA MUERTA (kg)	$P_{arena\ 1}$ (kg)	$P_{Impacto_1}$ (kg)	CARGA VIVA (kg)	P1 (kg)
5 %	1,13	6,19	7,32	200,43	30,07	230,50	377,59
10 %	1,14	6,19	7,33	192,93	28,94	221,87	363,79
15 %	1,15	6,19	7,34	185,65	27,85	213,50	350,42
20 %	1,17	6,19	7,36	178,59	26,79	205,38	337,45
30 %	1,23	6,19	7,42	165,10	24,76	189,86	312,68
40 %	1,31	6,19	7,50	152,39	22,86	175,25	289,40
50 %	1,41	6,19	7,60	140,41	21,06	161,47	267,47
60 %	1,53	6,19	7,72	129,07	19,36	148,43	246,75
70 %	1,68	6,19	7,87	118,29	17,74	136,04	227,10

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Tabla XXII. **Carga última P2 en viga inclinada de concreto armado**

PENDIENTE DEL TECHO	CARGA MUERTA SIN MAYORAR			CARGA VIVA SIN MAYORAR			CARGA ÚLTIMA
	$P_{lámina_2}$ (kg)	P_{cos} (kg)	CARGA MUERTA (kg)	$P_{arena\ 2}$ (kg)	$P_{Impacto_2}$ (kg)	CARGA VIVA (kg)	P2 (kg)
5 %	2,26	6,19	8,45	1 058,01	158,70	1 216,71	1 956,87
10 %	2,27	6,19	8,47	991,18	148,68	1 139,85	1 833,93
15 %	2,30	6,19	8,49	924,79	138,72	1 063,51	1 711,81
20 %	2,34	6,19	8,53	858,84	128,83	987,67	1 590,51
30 %	2,45	6,19	8,65	728,21	109,23	837,44	1 350,27
40 %	2,61	6,19	8,80	599,15	89,87	689,02	1 112,99
50 %	2,81	6,19	9,01	471,53	70,73	542,26	878,42
60 %	3,06	6,19	9,25	345,19	51,78	396,97	646,26
70 %	3,35	6,19	9,55	220,00	33,00	253,00	416,25

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Tabla XXIII. **Carga última P3 en viga inclinada de concreto armado**

PENDIENTE DEL TECHO	CARGA MUERTA SIN MAYORAR			CARGA VIVA SIN MAYORAR			CARGA ÚLTIMA
	$P_{lámina_3}$ (kg)	P_{cos} (kg)	CARGA MUERTA (kg)	$P_{arena\ 3}$ (kg)	$P_{Impacto_3}$ (kg)	CARGA VIVA (kg)	P3 (kg)
5 %	1,13	6,19	7,32	1 716,34	257,45	1 973,79	3 166,85
10 %	1,14	6,19	7,33	1 598,89	239,83	1 838,72	2 950,75
15 %	1,15	6,19	7,34	1 481,88	222,28	1 704,16	2 735,47
20 %	1,17	6,19	7,36	1 365,31	204,80	1 570,10	2 521,00
30 %	1,23	6,19	7,42	1 133,42	170,01	1 303,43	2 094,39
40 %	1,31	6,19	7,50	903,11	135,47	1 038,57	1 670,71
50 %	1,41	6,19	7,60	674,24	101,14	775,37	1 249,71
60 %	1,53	6,19	7,72	446,65	67,00	513,65	831,11
70 %	1,68	6,19	7,87	220,21	33,03	253,24	414,63

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Tabla XXIV. **Carga última Wpp en viga inclinada de concreto armado**

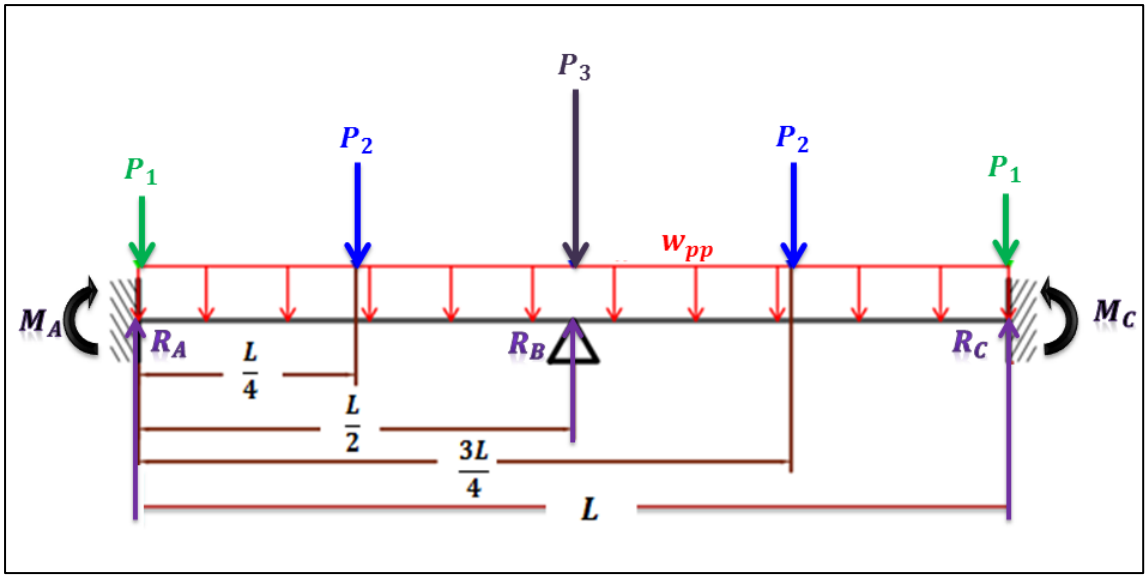
PENDIENTE DEL TECHO	CARGA DISTRIBUIDA PESO PROPIO W_{pp} (kg/m)	CARGA DISTRIBUIDA MAYORADA PESO PROPIO $(W_U) = 1,2 \cdot W_{pp}$ (kg/m)
5 %	54,07	64,88
10 %	54,27	65,12
15 %	54,60	65,52
20 %	55,07	66,08
30 %	56,38	67,65
40 %	58,16	69,79
50 %	60,37	72,45
60 %	62,97	75,57
70 %	65,92	79,10

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

- Determinación de diagrama de carga corte y momento

Para determinar el diagrama de cargas, corte y momento se utilizó el método de doble integral, el cual se basa en determinar un sistema de ecuaciones para resolver un sistema estáticamente determinado o indeterminado. A continuación se muestran únicamente en la figura 56 el esquema bajo el cual se analizó el sistema estructural y posteriormente se muestra en la figura 58, el resultado de la solución del sistema de ecuaciones que se obtuvo mediante el software Wolfram Mathematica, es así como el momento en los extremos, así como la figura 57.

Figura 57. **Esquema de análisis estructural para vigas inclinadas**

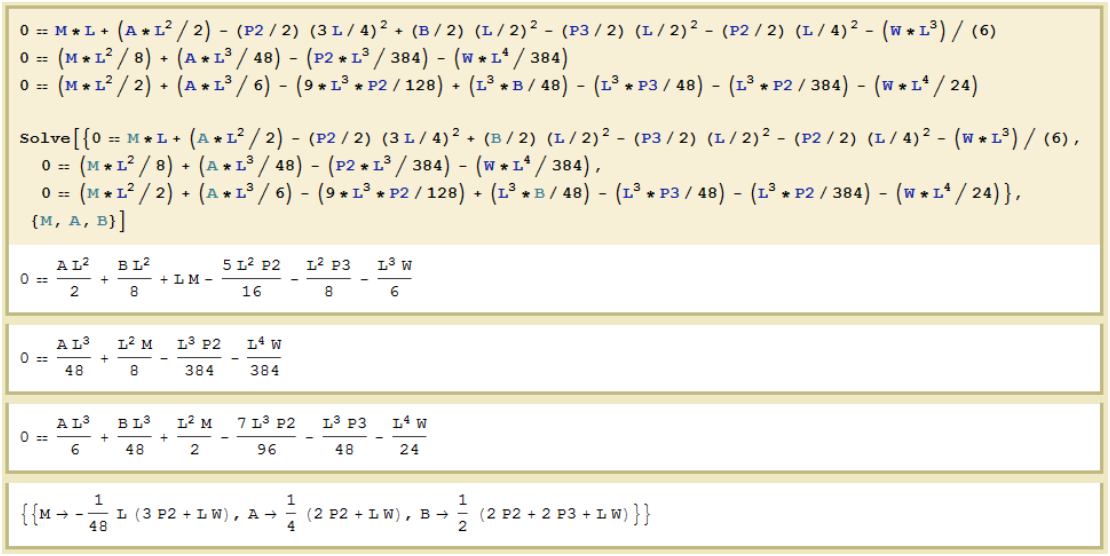


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

En la figura 57 se puede observar que el sistema incluye una articulación en el medio de la viga, esta es una articulación ficticia que se asume en

situaciones en las cuales dos elementos con diferente inclinación se conectan monolíticamente.

Figura 58. **Fórmulas para el cálculo de reacciones en apoyos y momentos en empotramientos**



```
0 == M * L + (A * L^2 / 2) - (P2 / 2) (3 L / 4)^2 + (B / 2) (L / 2)^2 - (P3 / 2) (L / 2)^2 - (P2 / 2) (L / 4)^2 - (W * L^3) / (6)
0 == (M * L^2 / 8) + (A * L^3 / 48) - (P2 * L^3 / 384) - (W * L^4 / 384)
0 == (M * L^2 / 2) + (A * L^3 / 6) - (9 * L^3 * P2 / 128) + (L^3 * B / 48) - (L^3 * P3 / 48) - (L^3 * P2 / 384) - (W * L^4 / 24)

Solve[{0 == M * L + (A * L^2 / 2) - (P2 / 2) (3 L / 4)^2 + (B / 2) (L / 2)^2 - (P3 / 2) (L / 2)^2 - (P2 / 2) (L / 4)^2 - (W * L^3) / (6),
  0 == (M * L^2 / 8) + (A * L^3 / 48) - (P2 * L^3 / 384) - (W * L^4 / 384),
  0 == (M * L^2 / 2) + (A * L^3 / 6) - (9 * L^3 * P2 / 128) + (L^3 * B / 48) - (L^3 * P3 / 48) - (L^3 * P2 / 384) - (W * L^4 / 24)},
 {M, A, B}]
```

$$0 == \frac{A\,L^2}{2} + \frac{B\,L^2}{8} + L\,M - \frac{5\,L^2\,P2}{16} - \frac{L^2\,P3}{8} - \frac{L^3\,W}{6}$$

$$0 == \frac{A\,L^3}{48} + \frac{L^2\,M}{8} - \frac{L^3\,P2}{384} - \frac{L^4\,W}{384}$$

$$0 == \frac{A\,L^3}{6} + \frac{B\,L^3}{48} + \frac{L^2\,M}{2} - \frac{7\,L^3\,P2}{96} - \frac{L^3\,P3}{48} - \frac{L^4\,W}{24}$$

$$\left\{\left\{M \to -\frac{1}{48}\,L\,(3\,P2 + L\,W),\ A \to \frac{1}{4}\,(2\,P2 + L\,W),\ B \to \frac{1}{2}\,(2\,P2 + 2\,P3 + L\,W)\right\}\right\}$$

Fuente: elaboración propia, con programa Wolfram Mathematica.

En la parte superior de la figura 58 se muestran las ecuaciones que se obtuvieron mediante el método de doble integral, y en la parte inferior se puede observar las fórmulas que se obtuvieron al resolver dicho sistema de ecuaciones, y que permiten calcular las reacciones y momentos que se muestran en la figura 57. Hay que tomar en cuenta que lo que aparece como L es la luz de la viga, que en este caso es de 3 metros, al ser este el lado más corto de la vivienda. De esta manera se puede observar que el momento en A, la reacción en A y la reacción en B, para una viga inclinada con 35 grados de inclinación se calcula de la siguiente manera:

$$M_A = M_C = \frac{1}{48}(L)(3P_2 + L \cdot W_U)$$

$$M_A = M_C = \frac{1}{48}(3\ m)\left[3(416{,}25\ \text{kg}) + (3\ m)\left(79{,}10\ \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right)\right] = 92{,}88\ \text{kg} - \text{m}$$

$$R_A = R_C = \frac{1}{4}(2P_2 + L \cdot W_U)$$

$$R_A = R_C = \frac{1}{4}\left[2(416{,}25\ \text{kg}) + (3\ m)\left(79{,}10\ \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right)\right] = 267{,}45\ kg$$

$$R_B = \frac{1}{2}(2P_2 + 2P_3 + L \cdot W_U)$$

$$R_B = \frac{1}{2}\left[2(416{,}25\ \text{kg}) + 2(414{,}63\ \text{kg}) + (3\ m)\left(79{,}10\ \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right)\right] = 949{,}53\ kg$$

Tabla XXV. **Resumen de reacciones y momentos en vigas inclinadas**

S_{techo}	P_2 (kg)	P_3 (kg)	W_U $\left(\frac{kg}{m}\right)$	M_A $(kg\ m)$	R_A (kg)	R_B (kg)	R_C (kg)	M_C $(kg\ m)$
5 %	1 956,87	3 166,85	64,88	-379,08	1 027,09	5 221,04	1 027,09	-379,08
10 %	1 833,93	2 950,75	65,12	-356,07	965,81	4 882,36	965,81	-356,07
15 %	1 711,81	2 735,47	65,52	-333,25	905,05	4 545,57	905,05	-333,25
20 %	1 590,51	2 521,00	66,08	-310,61	844,82	4 210,64	844,82	-310,61
30 %	1 350,27	2 094,39	67,65	-265,86	725,88	3 546,14	725,88	-265,86
40 %	1 112,99	1 670,71	69,79	-221,77	608,84	2 888,39	608,84	-221,77
50 %	878,42	1 249,71	72,45	-178,29	493,54	2 236,80	493,54	-178,29
60 %	646,26	831,11	75,57	-135,34	379,81	1 590,73	379,81	-135,34
70 %	416,25	414,63	79,10	-92,88	267,45	949,53	267,45	-92,88

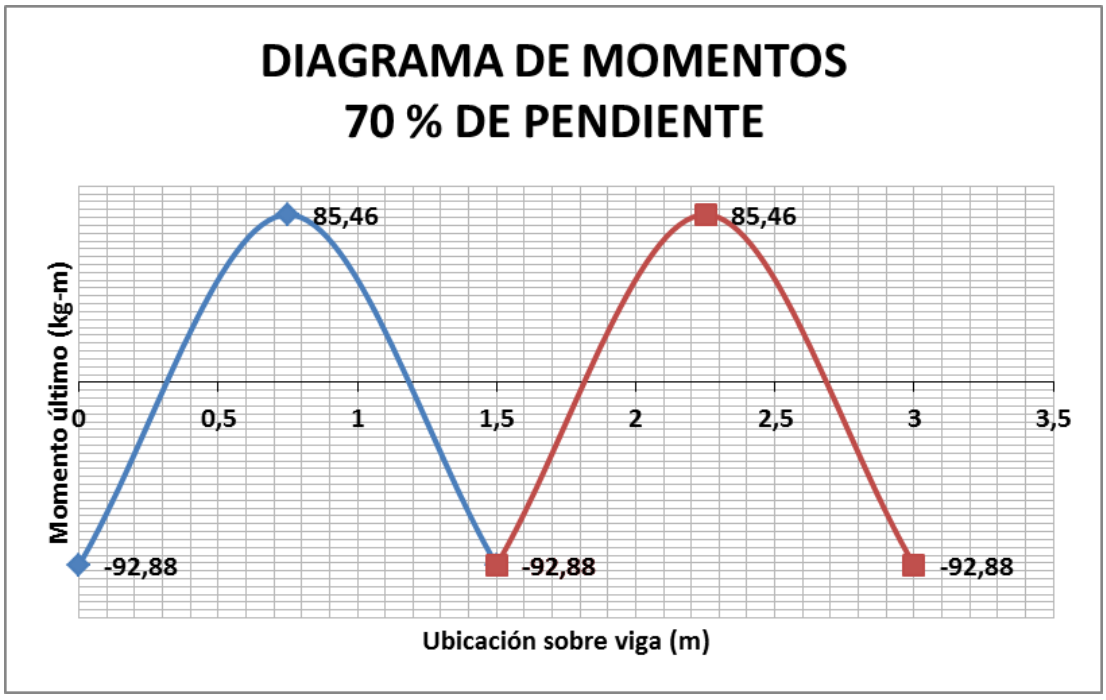
Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Es importante aclarar que el signo negativo que poseen los valores de momentos en la tabla XXV, significa que trabajan en la dirección opuesta a la que se propuso en la figura 57. A continuación, en la figura 59, se muestra el gráfico que muestra el diagrama de momentos que se tiene cuando la pendiente del techo es de 35.

- Diseño por flexión de vigas inclinadas

Con los valores de momentos y reacciones de la tabla XXV se construyó el diagrama de la figura 59. Este será utilizado para diseñar el armado por flexión en las vigas inclinadas.

Figura 59. **Diagrama de momentos para vigas inclinadas de concreto**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Anteriormente se había estipulado por pre-dimensionamiento que la sección de las vigas inclinadas sería de 15×15 centímetros. Además, las vigas serán armadas con varillas número 3, tanto para momento positivo como negativo, y el estribo estará constituido por barras número 2. De esta manera el peralte efectivo de la viga sería:

$$d = h - recubrimiento - \emptyset_{est} - \frac{\emptyset_{long}}{2}$$

$$d = 15\ cm - 1{,}5\ cm - 0{,}635\ cm - \frac{0{,}9525\ cm}{2} = 12{,}39\ cm$$

De esta manera el área efectiva de la sección sería:

$$A_e = b_{vi} \cdot d_{vi} = (15\ cm)(12{,}39\ cm) = 61{,}95\ cm^2$$

Ahora bien, la resistencia de los materiales a utilizar será para las barras de refuerzo $f_y = 2\,800\ kg/cm^2$ y un $f'_c = 210\ kg/cm^2$. Además, se utilizará el factor de reducción de resistencia $\emptyset = 0{,}90$. De esta forma el área que requiere el momento negativo de 92,88 kg-m (9 288 kg-cm) sería:

$$\left(\frac{(f_y)^2}{1{,}7 \cdot f'_c \cdot b_{vi}}\right) {A_s}^2 - (f_y \cdot d_{vi}) A_s + \frac{M_u}{\emptyset} = 0$$

$$\left(\frac{\left(2\,800\ \frac{kg}{cm^2}\right)^2}{1{,}7 \cdot \left(210 \frac{kg}{cm^2}\right) \cdot (15\ cm)}\right) {A_s}^2 - \left(2\,800\ \frac{kg}{cm^2}\right)(12{,}39\ cm) A_s + \frac{9\,288\ kg \cdot cm}{0{,}90} = 0$$

$$1\,464{,}05 {A_s}^2 - 3\,4692 A_s + 10\,320 = 0$$

$$A_s = \frac{-(-34\ 692) - \sqrt{(-34\ 692)^2 - 4(1\ 464{,}05)(10\ 320)}}{2(1\ 464{,}05)} = 0{,}3013\ cm^2$$

El área de acero que requiere el momento positivo de 85.46 kg-m será:

$$\left(\frac{(f_y)^2}{1{,}7 \cdot f'_c \cdot b_{vi}}\right) {A_s}^2 - (f_y \cdot d_{vi}) A_s + \frac{M_u}{\emptyset} = 0$$

$$\left(\frac{\left(2\ 800\ \frac{kg}{cm^2}\right)^2}{1{,}7 \cdot \left(210 \frac{kg}{cm^2}\right) \cdot (15\ cm)}\right) {A_s}^2 - \left(2\ 800\ \frac{kg}{cm^2}\right)(12{,}39\ cm) A_s + \frac{8\ 546\ kg \cdot cm}{0{,}90} = 0$$

$$1464{,}05 {A_s}^2 - 34692 A_s + 9495{,}56 = 0$$

$$A_s = \frac{-(-34\ 692) - \sqrt{(-34\ 692)^2 - 4(1\ 464{,}05)(9\ 495{,}56)}}{2(1\ 464{,}05)} = 0{,}2769\ cm^2$$

Posteriormente se calcula el área de acero mínimo que permite el ACI 318-08 en la ecuación 10-3:

$$A_{min} = \frac{0{,}8\sqrt{f'_c}}{f_y}(b_{vi})(d_{vi})$$

$$A_{min} = \frac{0{,}8\sqrt{210}}{2\ 800}(15\ cm)(12{,}39\ cm) = 0{,}7694\ cm^2$$

Según el ACI 318-08 el área de acero por flexión nunca deberá ser menor que:

$$A_{min} = \frac{14}{f_y}(b_{vi})(d_{vi})$$

$$A_{min} = \frac{14}{2\,800}(15\ cm)(12{,}39\ cm) = 0{,}9293\ cm^2$$

El área de acero mínimo obtenida anteriormente es mayor en comparación con el área de acero que requiere el momento. Al proponer 2 barras núm. 3 para el armado por flexión el área de acero a colocar sería:

$$A_s = 2\left(\frac{\pi(0{,}9525)^2}{4}\right) = 1{,}424\ cm^2$$

El área de las barras propuestas es mayor que el área de acero mínimo y por tanto mayor que el área que requiere el momento, sin embargo, deberá chequearse que no supere este valor el área de acero máximo:

$$A_{max} = 0{,}5\left[\left(\frac{0{,}85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y}\right)\left(\frac{0{,}003}{\frac{f_y}{E_s} + 0{,}003}\right)\right]\left((b_{vi})(d_{vi})\right)$$

$$A_{max} = \frac{1}{2}\left[\left(\frac{0{,}85 \cdot 210\,\frac{kg}{cm^2} \cdot 0{,}85}{2\,800\ \frac{kg}{cm^2}}\right)\left(\frac{0{,}003}{\frac{2\,800}{2{,}1 \times 10^6\,\frac{kg}{cm^2}} + 0{,}003}\right)\right](15\ cm)(12{,}39\ cm)$$

$$A_{max} = 3{,}4860\ cm^2$$

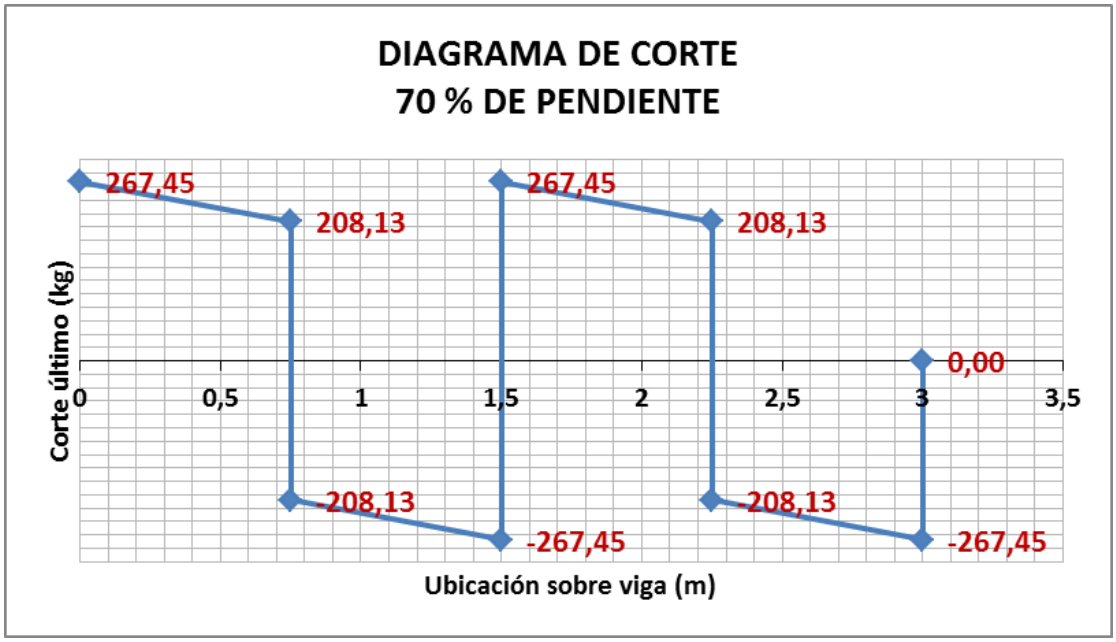
El área de 2 barras de acero número 3, tanto para momento negativo como positivo, satisface los requerimientos de momento y área de acero

mínimo, y no supera el valor de área de acero máximo de la sección. Por tanto se usará dicha configuración de barras de acero para el armazón por flexión de las vigas inclinadas.

- Diseño por corte de vigas inclinadas

Con los valores de cargas y reacciones en apoyos de la tabla XXV se construyó el diagrama de la figura 58. Este será utilizado para diseñar el armado por corte en las vigas inclinadas.

Figura 60. **Diagrama de corte en vigas inclinadas de concreto armado**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Los valores de resistencia de materiales y dimensiones de sección mencionados anteriormente serán utilizados para calcular el área de acero por corte. Inicialmente se calculará la resistencia a corte del concreto a utilizar:

$$V_c = 0{,}53\sqrt{f'_c}(b_{vi})(d_{vi})$$

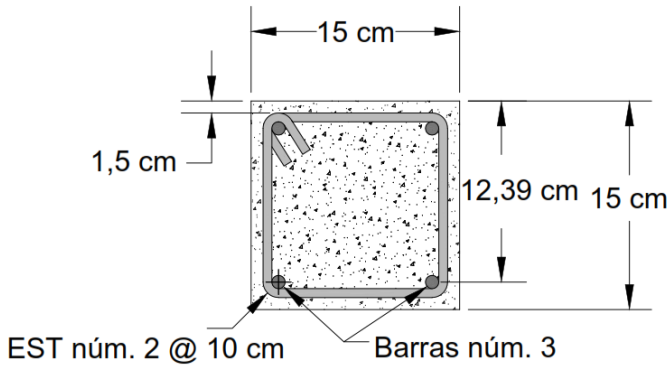
$$V_c = 0{,}53\sqrt{210}(15)(12{,}39) = 1\,427{,}41\ kg$$

Al observar este valor y compararlo con el cortante máximo actuante en el diagrama de corte de la figura 59, se puede concluir que el concreto por si solo resiste el cortante actuante sobre la viga. De esta forma se puede justificar que se colocará el primer estribo núm. 2 a 5 centímetros, y seguidamente estribos núm. 2 a cada $d_{vi}/2$.

$$\frac{d_{vi}}{2} = \frac{12{,}39\ cm}{2} = 6{,}195\ cm$$

El espaciamiento de los estribos calculado anteriormente no es posible cumplirlo en obra, por tanto se utilizará un espaciamiento de 5 centímetros. Por tanto, el armado por corte, estará conformado por estribos núm. 2 a cada 5 centímetros, en toda su longitud.

Figura 61. **Esquema de armado de vigas inclinadas de concreto**

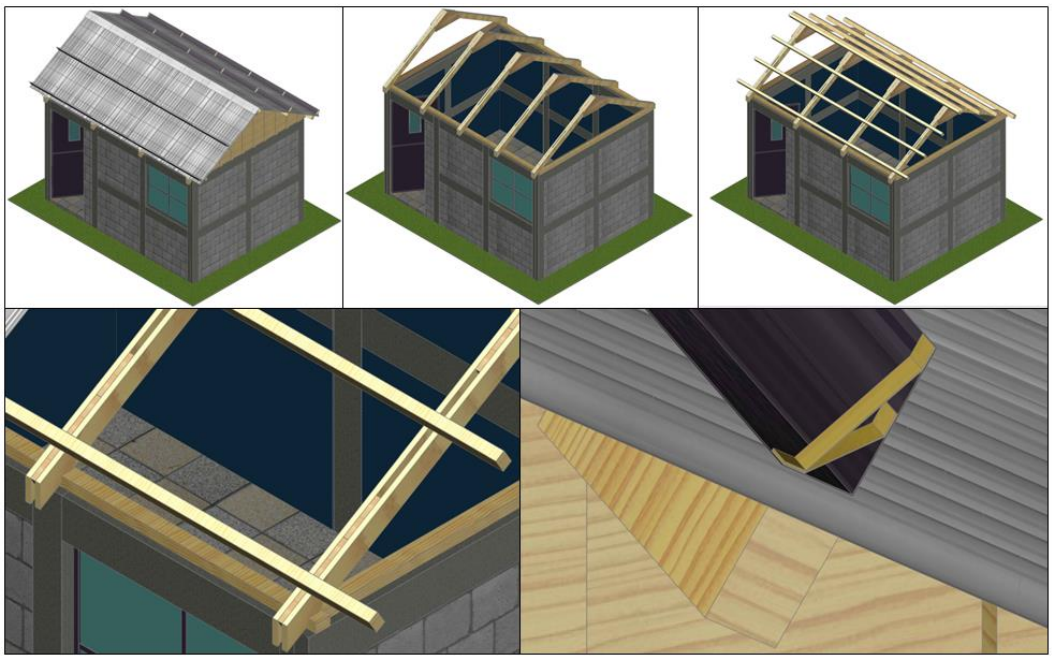


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

4.1.2. Sistema de lámina de zinc con estructura de soporte de madera

El sistema que se propone a continuación contempla como estructura de soporte del techo, elementos compuestos por piezas de madera, los cuales se diseñarán para resistir el mismo espesor de 10 centímetros de arena volcánica sobre la cubierta del techo. En la figura 62 se puede observar lo que en el campo de la construcción se conoce como tijerones de madera, estos son los elementos que se encuentran inclinados y permiten formar el techo a dos aguas. Los tijerones están encargados de transmitir las cargas provenientes de las costaneras, a los apoyos, que para el presente caso son muros de mampostería confinada.

Figura 62. **Estructura de soporte del techo construida con madera**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

La figura 62 muestra también la manera en la cual los topes de lámina permitirán el almacenamiento de arena volcánica sobre la cubierta. Estos tendrán sujetadores (que son las piezas de color dorado que muestra la figura), espaciados a cada 50 centímetros, para impedir que los topes se venzan con el uso.

El diseño contempla las mismas condiciones de vivienda que fueron detalladas para la propuesta de techo anterior. Sin embargo, a continuación se presentará el detalle de los cálculos cuando el techo posee 60 % de inclinación, que equivale a $30°$ aproximadamente. La tabla XXVI muestra las condiciones bajo las cuales se diseñará a continuación.

Tabla XXVI. **Dimensiones de vivienda y pesos específicos de materiales**

DIMENSIONES DE LA VIVIENDA		
ANCHO	**3**	Metros
LARGO	**4**	Metros
ALTURA DE VIVIENDA	**2,4**	Metros
PENDIENTE	**60 %**	porcentaje
Δh	**0,90**	Metros
ALTURA FINAL DEL TECHO	**3,30**	Metros
LONGITUD DE AGUA	**1,662**	Metros
ÁREA DE CUBIERTA	**13,99**	m^2
PESO ESPECÍFICO DE MATERIALES		
MADERA	**600**	kg/m^3
LÁMINA	**4**	kg/m^2
ARENA VOLCÁNICA	**1 800**	kg/m^3

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Se analizarán diferentes opciones de diseño, es decir, se planteará el caso en el cual se colocan 3, 4, 5 o 6 costaneras por cada agua. También se hará la variación de la cantidad de tijerones, utilizando 4, 5, 6 y 7 tijerones. Sin embargo, a continuación solo se detallará el procedimiento para un techo construido con 5 tijerones y 4 costaneras por cada agua, con una inclinación de la cubierta de $30°$. De esta manera la longitud de agua resultaría así:

$$L_{agua} = \frac{(a - t_{\ muro})/2}{\cos(\theta)} = \frac{(3\ m - 0{,}15\ m)/2}{\cos\left(tan^{-1}(60\ \%)\right)} \cong 1{,}662\ m$$

$$S_{cos} = \frac{L_{agua}}{No.Costaneras - 1} = \frac{1{,}662\ m}{4 - 1} \cong 0{,}55\ m$$

Para el presente caso se requiere nuevamente calcular las cargas distribuidas que actúan sobre las costaneras, sin embargo, para facilitar el cálculo, se asumirá que todas las costaneras resistirán la misma carga distribuida de arena, por tanto se tomará el caso de la costanera más crítica, es decir en la que actúa más carga de arena. Además, al tener conocimiento que con la inclinación del techo dada, el material excedente se disipa, se puede llegar a calcular la carga distribuida de arena de la siguiente forma:

$$A_{sección\ arena} = (S_{cos})\left(h_{tope}\right) = (0{,}554\ m)(0{,}1\ m) \cong 0{,}055\ m^2$$

$$W_{arena} = A_{sección\ arena} \cdot \sigma_{arena} = (0{,}055\ m^2)\left(1\ 800\ \frac{kg}{m^3}\right) = 99{,}0\ \frac{kg}{m}$$

La carga debido al impacto se tomará como en el diseño anterior, en el cual se tomó un 15 % de la carga viva. De esta manera la carga distribuida debida al impacto sería:

$$W_{Imp} = 0{,}15(W_{arena}) = 0{,}15\left(99{,}00\ \frac{kg}{m^3}\right) = \ 14{,}85\ \frac{kg}{m}$$

La carga viva resulta de la suma de la carga distribuida de arena $\boldsymbol{W_{arena}}$ y la carga distribuida de impacto $\boldsymbol{W_{Imp}}$. La tabla XXVII resume la carga viva resultante en función de la cantidad de costaneras por cada agua. En ella es posible observar que a manera que se aumenta la cantidad de costaneras por agua, la carga viva se reduce.

Tabla XXVII. **Carga viva en función de la cantidad de costaneras por agua**

Cantidad de costaneras por agua	$\boldsymbol{S_{cos}}$ $(\boldsymbol{m})$	$\boldsymbol{W_{arena}}$ $(\boldsymbol{kg/m})$	$\boldsymbol{W_{Imp}}$ $(\boldsymbol{kg/m})$	Carga viva $(\boldsymbol{kg/m})$
3	0,831	149,40	22,41	171,81
4	0,554	99,00	14,85	113,85
5	0,416	75,60	11,34	86,94
6	0,332	59,40	8,91	68,31

Fuente: elaboración propia con programa Microsoft Excel.

La carga muerta estará compuesta por la carga proveniente de la lámina y el peso propio de las costaneras de madera. Por tanto, para la sección de las costaneras se propondrá una sección usualmente utilizada en el medio, una sección de 3X2 pulgadas.

$$W_{lámina} = (S_{cos})\left(4\ \frac{kg}{m^2}\right)$$

$$W_{lámina} = (0{,}55\ m)\left(4\ \frac{kg}{m^2}\right) = 2{,}20\ \frac{kg}{m}$$

$$W_{cos} = (A_{cos})(\sigma_{madera})$$

$$W_{cos} = [(2 \cdot 0{,}0254\ m)(3 \cdot 0{,}0254\ m)]\left(600\ \frac{kg}{m^3}\right) = 2{,}32\ \frac{kg}{m}$$

La carga muerta resulta de la suma de la carga distribuida de las costaneras W_{cos} y la carga distribuida de lámina $W_{lámina}$. La carga muerta según la cantidad de costaneras por cada agua se resume en la tabla XXVIII.

Tabla XXVIII. **Carga muerta en función del número de costaneras por cada agua**

Cantidad de costaneras por agua	$\boldsymbol{W_{cos}}$ $(\boldsymbol{kg/m})$	$\boldsymbol{W_{lámina}}$ $(\boldsymbol{kg/m})$	Carga muerta $(\boldsymbol{kg/m})$
3	2,32	3,32	5,64
4	2,32	2,22	4,54
5	2,32	1,66	3,98
6	2,32	1,33	3,65

Fuente: elaboración propia con programa Microsoft Excel.

La carga última W_U será calculada en función de las cargas vivas y muertas, mediante la ecuación 9-2 del código de construcción ACI 318-08.

$$W_U = 1{,}2(CM) + 1{,}6(CV)$$

$$W_U = 1{,}2(4{,}54\ \text{kg/m}) + 1{,}6(113{,}85\ \text{kg/m}) = 187{,}61$$

La tabla XXIX resume la carga última con base en las costaneras que se ubiquen por cada agua. En ella se puede observar que a medida que se incrementa la cantidad de costaneras la carga distribuida última se reduce.

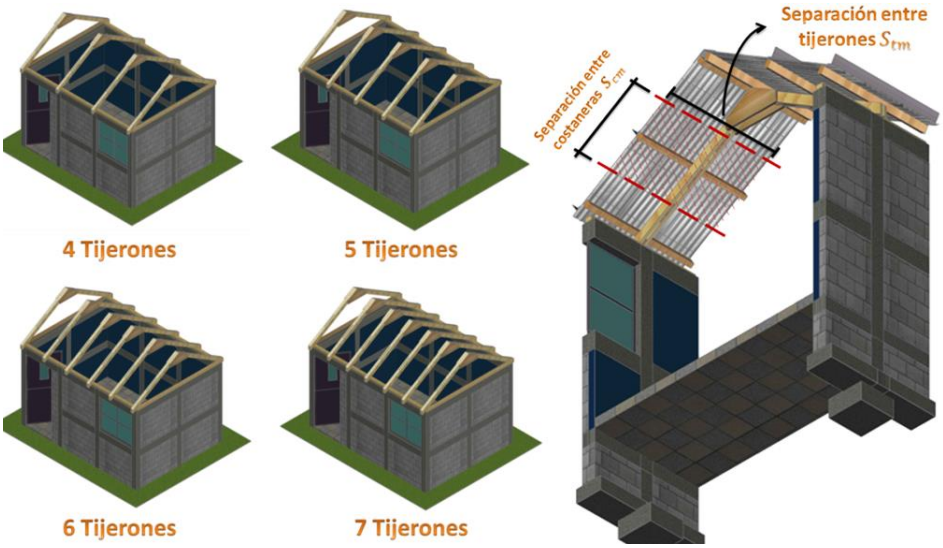
Tabla XXIX. **Carga última en función de la cantidad de costaneras**

Cantidad de costaneras por agua	Carga muerta (kg/m)	Carga viva (kg/m)	Carga última $W_U\ (kg/m)$
3	5,64	171,81	281,66
4	4,54	113,85	187,61
5	3,98	86,94	143,88
6	3,65	68,31	113,68

Fuente: elaboración propia con programa Microsoft Excel.

Para el diseño de costaneras se tiene que prever que este dependerá de la cantidad de tijerones, ya que este permitirá aumentar o reducir la cantidad de apoyos y la luz libre entre apoyos. A manera de ilustración se muestra en la figura 63, las diferentes variantes en cuanto a la cantidad de tijerones a tomar en cuenta para la presente propuesta de techo.

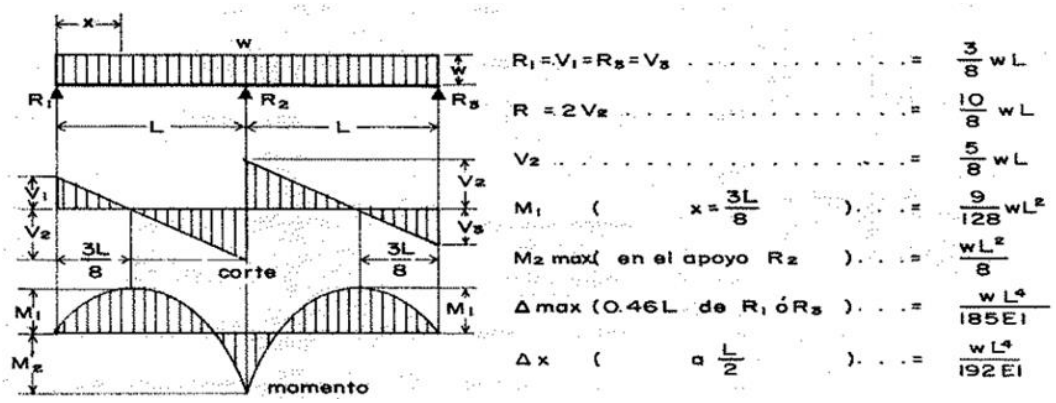
Figura 63. **Esquema de variación de tijerones de madera**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Ahora que ya que se ha calculado la carga distribuida última, es necesario determinar el cortante y momento último, los cuales serán calculados en función del diagrama de la figura 64. Sin embargo, anteriormente se hizo la aclaración que el caso del cual se iba a dejar el cálculo desarrollado sería del caso en el cual se tienen 5 tijerones y 4 costaneras por agua.

Figura 64. **Diagrama de corte y momento para costaneras**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$V_U = \frac{5}{8} WL = \frac{5}{8} W_U \cdot S_{tij}$$

$$S_{tij} = \frac{b}{cantidad\ de\ tijerones - 1} = \frac{4\ m}{5 - 1} = 1\ m$$

$$V_U = \frac{5}{8}\left(187{,}61\ \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right)(1\ m) = 117{,}26\ \text{kg}$$

$$M_U = \frac{WL^2}{8} = \frac{W_U \cdot S_{tij}^2}{8}$$

$$M_U = \frac{\left(187{,}61\,\frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) \cdot (1\,m)^2}{8} = 23{,}45\,kg - m$$

En la tabla XXX se muestra el resumen de resultados de cortante y momento último, para el diseño de costaneras de madera. En ella es posible apreciar que conforme se aumenta la cantidad de tijerones, la distancia entre tijerones se reduce y, por tanto los valores de cortante y momento último también se reducen.

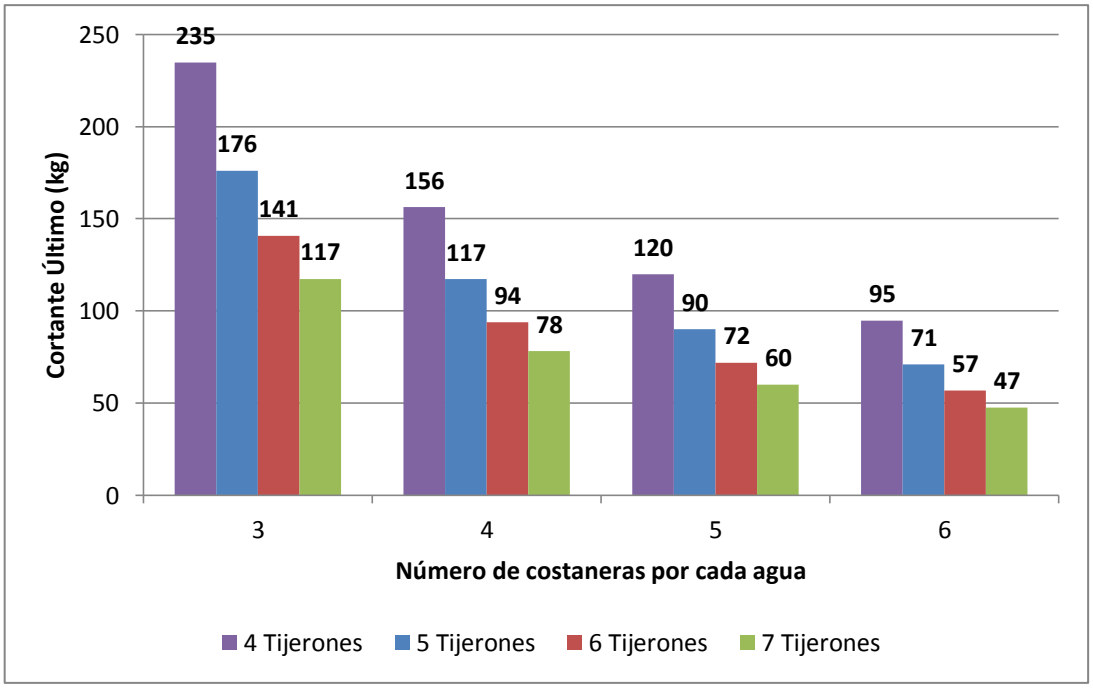
Tabla XXX. **Cortante y momento máximo último resistente para diseño de costaneras de madera**

Número de tijerones	Número de costaneras por cada agua	W_U (kg/m)	S_{tij} (m)	V_U (kg)	M_U $(kg-m)$
4	3	281,97	1,33	234,98	62,66
	4	188,91	1,33	157,43	41,98
	5	142,38	1,33	118,65	31,64
	6	114,46	1,33	95,38	25,44
5	3	281,97	1,00	176,23	35,25
	4	188,91	1,00	118,07	23,61
	5	142,38	1,00	88,99	17,80
	6	114,46	1,00	71,54	14,31
6	3	281,97	0,80	140,99	22,56
	4	188,91	0,80	94,46	15,11
	5	142,38	0,80	71,19	11,39
	6	114,46	0,80	57,23	9,16
7	3	281,66	0,67	117,36	15,65
	4	187,61	0,67	78,17	10,42
	5	143,88	0,67	59,95	7,99
	6	113,68	0,67	47,37	6,32

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Para visualizar de mejor manera los valores de cortante y momento último expuestos en la tabla XXX, se muestra en la figura 65, la gráfica que muestra el comportamiento del corte último, y la figura 66 que muestra la gráfica del comportamiento del momento último al variar el número de tijerones y costaneras.

Figura 65. **Gráfica de comparación de cortante último resistente de costaneras**

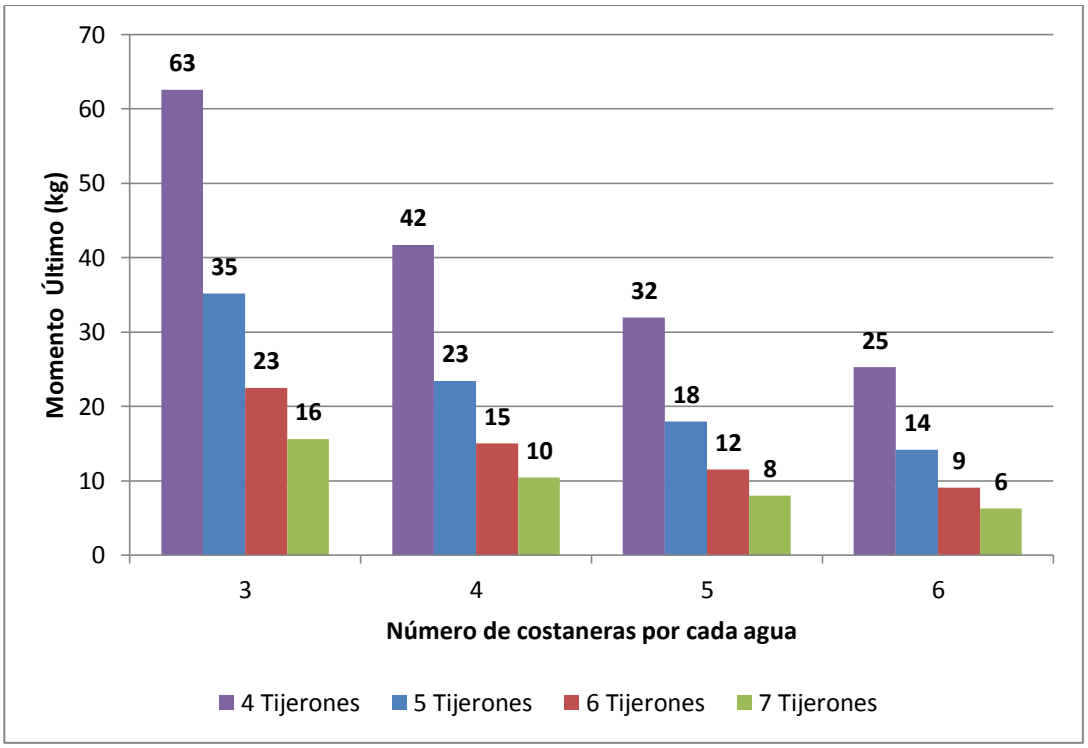


Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

En la figura 65, se confirma que a medida que se aumenta la cantidad de tijerones, se reduce el corte último sobre las costaneras. Ahora bien, es necesario saber que al aumentar la cantidad de tijerones representa un aumento en costos de materiales de construcción. Por tanto se debe elegir un caso óptimo, en el cual se tenga el máximo aprovechamiento de los elementos.

Para la presente propuesta, se evalúa el caso en el cual se tienen 5 tijerones, ya que se puede apreciar en el gráfico, que el corte último generado por el caso de tener 5 tijerones representa una reducción de casi un 25 % del cortante último que se genera al tener únicamente 4 tijerones de madera.

Figura 66. **Gráfica de comparación de momento último resistente de costaneras**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

La figura 66 muestra que a medida que se aumenta la cantidad de tijerones se reduce el momento último actuante sobre las costaneras. Como se dijo con el corte último, la reducción más representativa de momento último se da cuando se tienen 5 tijerones.

Para el diseño de las costaneras de madera se utilizará el criterio de que estas deberán cumplir con los esfuerzos permisibles, de la tabla XIII, para madera de especie “otros pinos” tipo C, esto debido a que no se podrá asegurar la calidad de los materiales que cada familia adquiera para la construcción de su vivienda.

Por pre-dimensionamiento de costaneras se había propuesto una sección típica en el medio de 2×3 pulgadas. Para el diseño de la costanera se analizará esta misma sección. La tabla XXXI muestra los resultados de calcular el área e inercia de dicha sección.

Tabla XXXI. **Valores de diseño para costaneras 2×3 pulgadas de sección**

Base (m)	**Altura** (m)	**Área** (m^2)	**C flexión**	**Inercia** (m^4)	**c Deflexión**
0,051	0,076	0,0039	0,0381	$1{,}87 \times 10^{-6}$	$5/384$

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Para el cálculo de los esfuerzos últimos, se hizo uso de las mismas fórmulas que en la sección 4.1.1. Además, para el cálculo de deflexión, se hizo uso de L/360. Los resultados de estos esfuerzos se muestran en la tabla XXXII, donde N_{tij} representa la cantidad de tijerones y N_{cos} la cantidad de costaneras por cada agua. En ella se puede apreciar que a medida que se aumenta la cantidad de tijerones, los valores de los esfuerzos se reducen. Sin embargo, para establecer que valores de esfuerzo último, no cumplen para la madera especificada anteriormente, se requiere un método gráfico que facilite observar que esfuerzo y bajo qué condiciones de costaneras y tijerones es que no se podría llevar a cabo la estructura del techo de la vivienda.

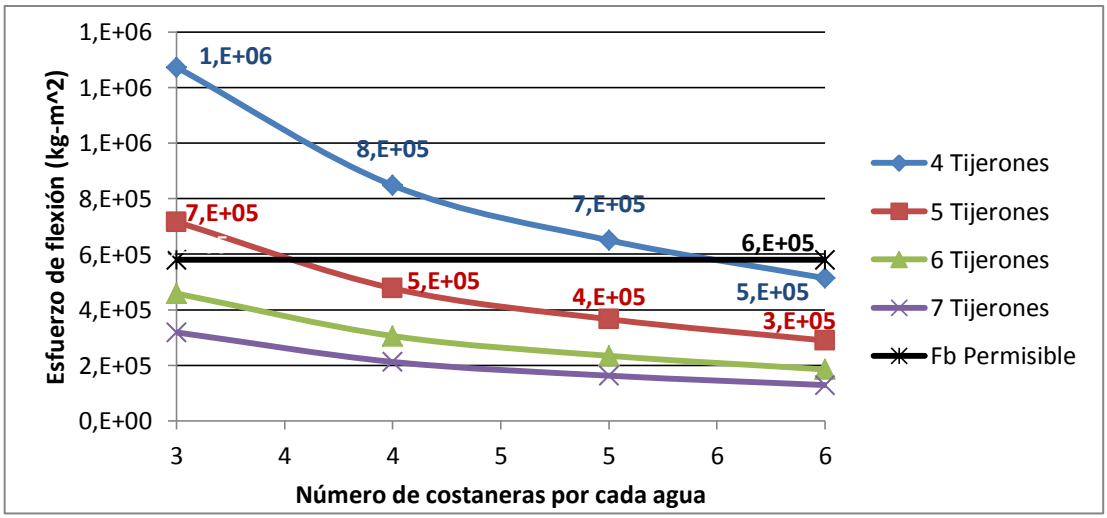
Tabla XXXII. **Esfuerzos últimos resistentes en costaneras de $2" \times 3"$**

N_{tij}	N_{cos}	S_{tij} (m)	W_U $\left(\frac{kg}{m}\right)$	M_{max} (kg-m)	V_{max} (kg)	F_b $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$	F_c $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$	E_d $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$
4	3	1,33	281,66	62,59	234,72	1 273 159	90 954	693 634 913
	4	1,33	187,61	41,69	156,34	848 027	60 582	462 009 553
	5	1,33	143,88	31,97	119,90	650 310	46 461	354 323 560
	6	1,33	113,68	25,26	94,73	513 820	36 708	279 942 209
5	3	1,00	281,66	35,21	176,04	716 215	68 216	292 627 229
	4	1,00	187,61	23,45	117,26	477 002	45 438	194 910 280
	5	1,00	143,88	17,99	89,93	365 939	34 848	149 480 252
	6	1,00	113,68	14,21	71,05	289 049	27 532	118 100 619
6	3	0,80	281,66	22,53	140,83	458 288	54 572	149 825 141
	4	0,80	187,61	15,01	93,80	305 322	36 348	99 794 063
	5	0,80	143,88	11,51	71,94	234 128	27 877	76 533 889
	6	0,80	113,68	9,09	56,84	184 902	22 026	60 467 517
7	3	0,67	281,66	15,65	117,36	318 341	45 477	86 704 364
	4	0,67	187,61	10,42	78,17	211 956	30 291	57 751 194
	5	0,67	143,88	7,99	59,95	162 527	23 231	44 290 445
	6	0,67	113,68	6,32	47,37	128 557	18 356	34 992 776

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

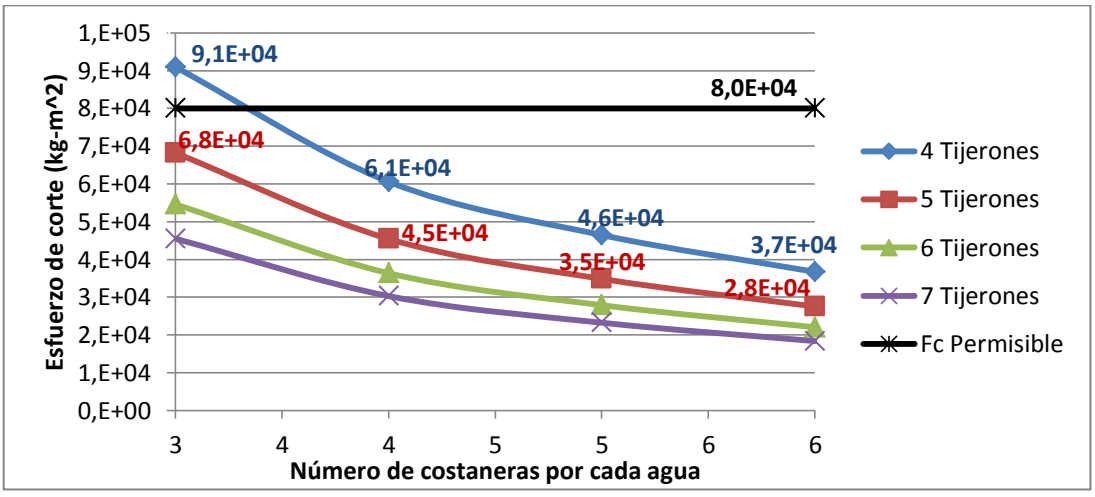
Se presenta en la figura 67 el comportamiento de los esfuerzos últimos por flexión en las costaneras a medida que se aumenta la cantidad de costaneras por cada agua. En ella la línea horizontal de color negro representa el esfuerzo de flexión permisible para madera de especie “otros pinos” y clasificación C, la cual se muestra en la tabla XIII. Todo valor de esfuerzo último superior al esfuerzo permisible es inaceptable y de suceder se tendrá que elegir entre una mayor cantidad de costaneras por cada agua o una mayor cantidad de tijerones. Además, se presenta también en la figura 68 los diferentes esfuerzos de corte y el esfuerzo de corte permisible, así como también en la figura 69 se muestra los módulos de elasticidad para diferentes condiciones y el permisible.

Figura 67. **Comparación de esfuerzos de flexión último resistente y esfuerzo permisible**



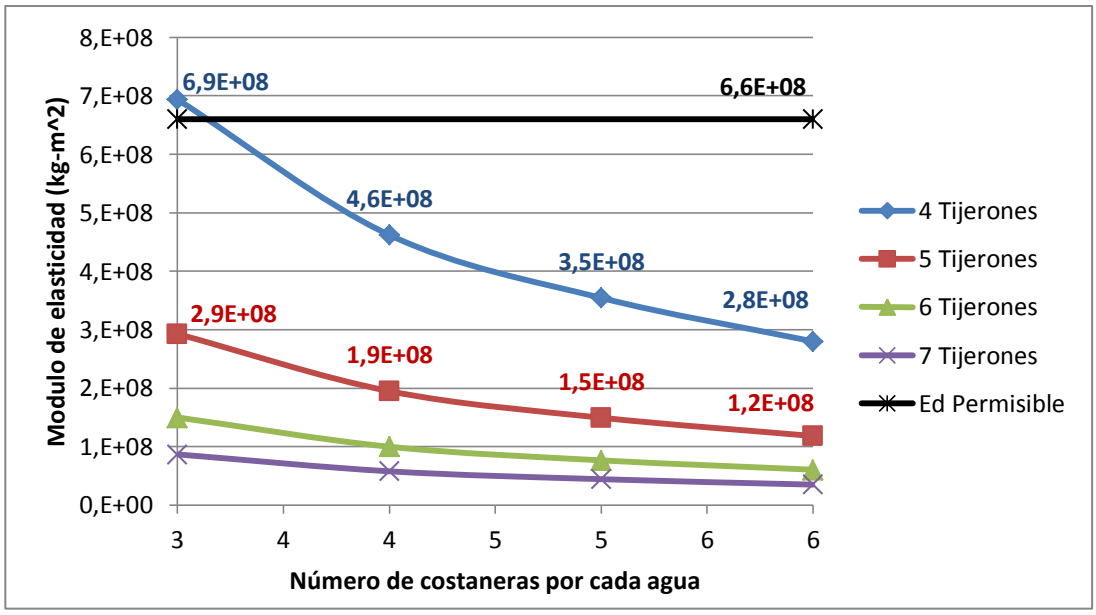
Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Figura 68. **Comparación de esfuerzos de corte último resistente y esfuerzo permisible**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Figura 69. **Comparación de módulos de elasticidad último resistente y módulo de elasticidad permisible**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Es posible apreciar, en las gráficas mostradas anteriormente, que el caso para el cual se tienen 4 costaneras por cada agua y cinco tijerones chequea para flexión, corte y deflexión. Por tanto, para la presente propuesta de techo, se establece que se colocarán 4 costaneras por cada agua, de madera de pino, de 3×2 pulgadas de sección.

Al haber establecido la configuración de costaneras por cada agua, se puede llevar a cabo la integración de cargas para el diseño de los tijerones de madera. En lugar de calcular cada carga puntual, se tomará la carga más crítica y se usará para todas las costaneras, a manera de hacer uniforme el sistema de cargas y facilitar el cálculo de reacciones y los diagramas de corte y momento de los tijerones de madera.

$$P_{lámina} = (W_{lámina})(S_{tij}) = (2{,}22\ kg/m)(1\ m) = 2{,}22\ kg$$

$$P_{cos} = (W_{cos})(S_{tij}) = (2{,}32\ kg/m)(1\ m) = 2{,}32\ kg$$

$$P_{arena} = (W_{arena})(S_{tij}) = (99{,}00\ kg/m)(1\ m) = 99{,}00\ kg$$

$$P_{imp} = (W_{imp})(S_{tij}) = (14{,}85\ kg/m)(1\ m) = 14{,}85\ kg$$

$$P_U = P_{lámina} + P_{cos} + P_{arena} + P_{imp}$$

$$P_U = (2{,}22 + 2{,}32 + 99{,}00 + 14{,}85)\ kg = 187{,}61\ kg$$

Tabla XXXIII. **Integración de cargas para diseño de tijerones**

N_{tij}	N_{cos}	S_{tij} (m)	$P_{lámina}$ (kg)	P_{cos} (kg)	P_{arena} (kg)	P_{imp} (kg)	P_U (kg)	W_{pp} $\left(\frac{kg}{m}\right)$
4	3	1,33	4,43	3,09	199,20	29,88	375,55	4,65
	4	1,33	2,96	3,09	132,00	19,80	250,14	4,65
	5	1,33	2,21	3,09	100,80	15,12	191,84	4,65
	6	1,33	1,77	3,09	79,20	11,88	151,57	4,65
5	3	1,00	3,32	2,32	149,40	22,41	281,66	4,65
	4	1,00	2,22	2,32	99,00	14,85	187,61	4,65
	5	1,00	1,66	2,32	75,60	11,34	143,88	4,65
	6	1,00	1,33	2,32	59,40	8,91	113,68	4,65
6	3	0,80	2,66	1,86	119,52	17,93	225,33	4,65
	4	0,80	1,78	1,86	79,20	11,88	150,09	4,65
	5	0,80	1,33	1,86	60,48	9,07	115,10	4,65
	6	0,80	1,06	1,86	47,52	7,13	90,94	4,65
7	3	0,67	2,21	1,55	99,60	14,94	187,78	4,65
	4	0,67	1,48	1,55	66,00	9,90	125,07	4,65
	5	0,67	1,11	1,55	50,40	7,56	95,92	4,65
	6	0,67	0,89	1,55	39,60	5,94	75,78	4,65

Fuente: elaboración propia con programa Microsoft Excel.

El peso propio de los tijerones se determinará proponiendo una sección peraltada de 6×2 pulgadas, la cual será analizada posteriormente y de superar los esfuerzos permisibles para maderas de especie “otros pinos” tipo c, se procederá a incrementar el tamaño de la sección.

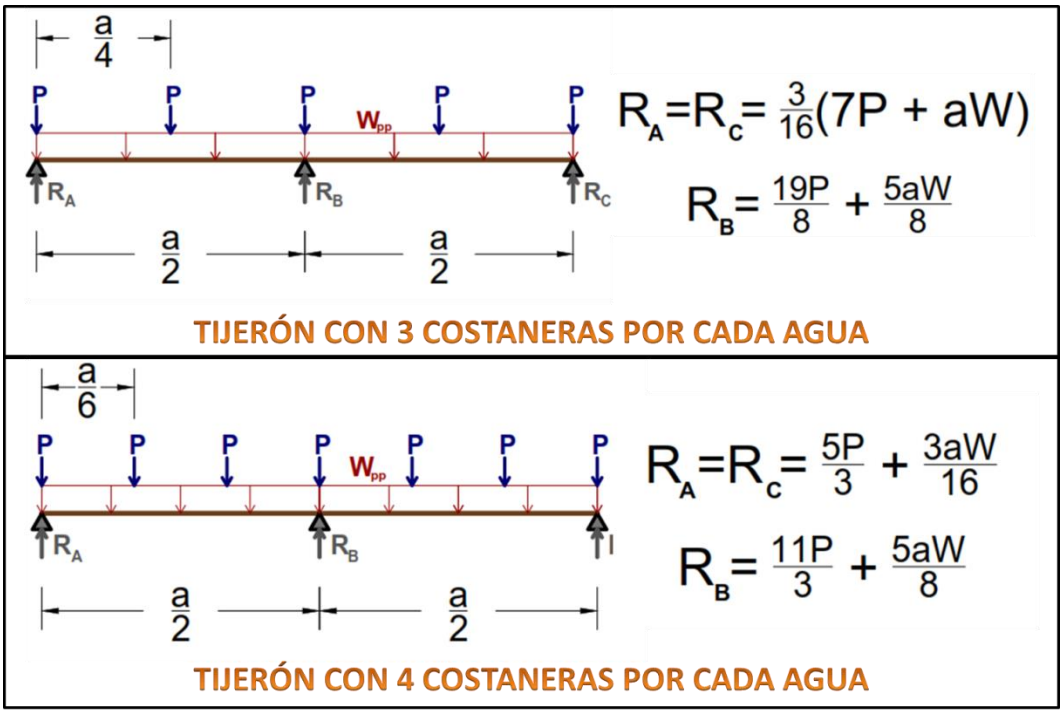
$$A_{tij} = (6 \cdot 0{,}0254\ m)(2 \cdot 0{,}0254\ m) = 0{,}00774\ m^2$$

$$W_{pp} = \left(A_{tij}\right)\left(\sigma_{tij}\right) = (0{,}00774\ m^2)(600\ kg/m^3) = 4{,}65\ kg/m$$

Al tener determinada la carga concentrada última y la carga distribuida debida al peso propio, es posible determinar las reacciones en los apoyos del tijeron. Es importante señalar que el diseño de los tijerones se basará en el mismo concepto manejado para las vigas inclinadas de concreto armado, vistas en la sección 4.1.1, en donde elementos que se encontraban inclinados, fueron diseñados en función de su proyección horizontal, y en cuya zona media (punto de unión de los dos elementos inclinados) se agregó un apoyo ficticio, el cual se manejó como una articulación.

En la figura 70 se muestran las fórmulas para el cálculo de reacciones en los apoyos del tijerón, sin embargo, solo se muestran para los casos en los cuales se tienen 3 o 4 costaneras por cada agua. A partir de este punto, se dejará de trabajar con los casos en los cuales se tienen 5 o 6 costaneras por cada agua, debido a que no es factible, por el tamaño de la vivienda y la inclinación de la cubierta, el trabajar con dicha cantidad de costaneras; el cual comparando el costo-beneficio, resulta un incremento considerable en costos de material y una escasa reducción en los valores de carga.

Figura 70. **Fórmulas para cálculo de reacciones en apoyos de tijerón**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

El caso que se ha trabajado a lo largo de esta explicación, es el caso en el cual se tienen 4 costaneras por cada agua, con sección de 3×2 pulgadas de madera de pino, y 5 tijerones de madera con una sección de 6×2 pulgadas también de madera de pino. Al tener claro esto, se puede observar que las reacciones se determinarán con base en las fórmulas del caso del tijerón con 4 costaneras por cada agua mostrado en la figura 70.

$$R_A = R_C = \frac{5}{3} P_U + \frac{3aW_{pp}}{16}$$

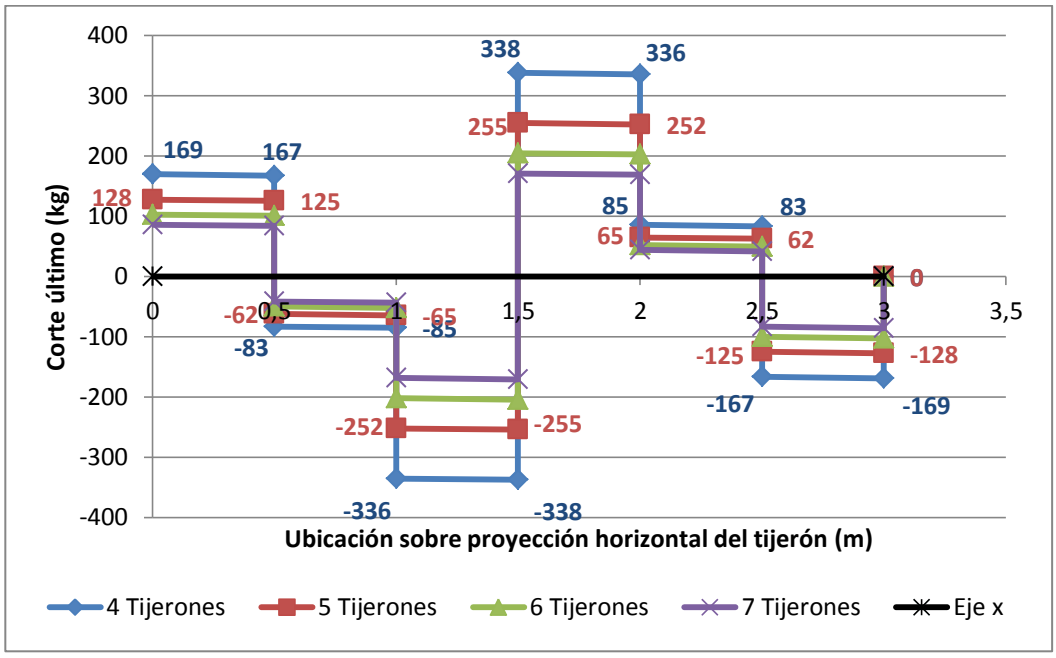
$$R_A = R_C = \frac{5}{3}(187{,}61\ kg) + \frac{3(3\ m)(4{,}65\ kg/m)}{16} = 315{,}30\ kg$$

$$R_B = \frac{11}{3}\ P + \frac{5aW}{8}$$

$$R_B = \frac{11}{3}\ (187{,}61\ kg) + \frac{5(3\ m)(4{,}65\ kg/m)}{8} = 696{,}62\ kg$$

Estas reacciones son utilizadas a continuación para realizar el diagrama de corte y momento. En la figura 71 se muestra el diagrama de corte último para los tijerones de madera cuando se tienen 4 costaneras por cada agua. En él se puede apreciar que el caso en el cual se tienen 5 tijerones es el óptimo debido a que se puede observar una reducción de casi el 25 % con respecto al corte último cuando se tienen únicamente 4 tijerones.

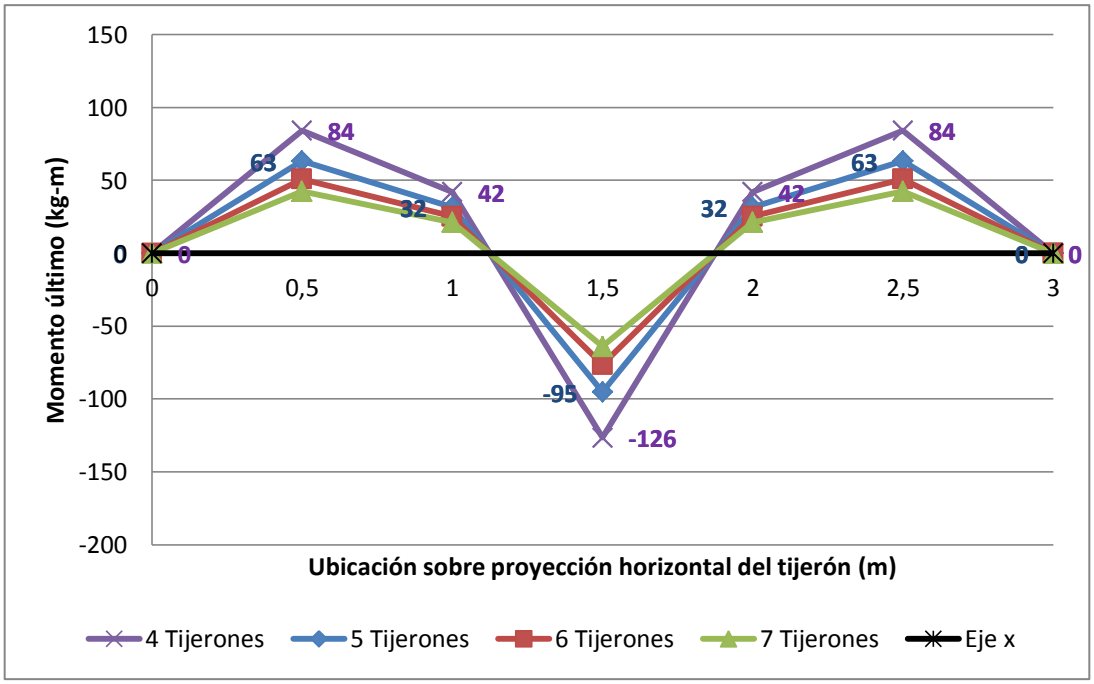
Figura 71. **Diagrama de corte último resistente en tijerones de madera cuando se tienen 4 costaneras por cada agua**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

La figura 72 muestra el diagrama de momento último en tijerones de madera cuando se tienen 4 costaneras por cada agua. En él se puede apreciar de igual forma que en la figura anterior, que el caso óptimo es cuando se tienen 5 tijerones, ya que este representa una reducción de casi 25 % con respecto al caso cuando se usan únicamente 4 tijerones.

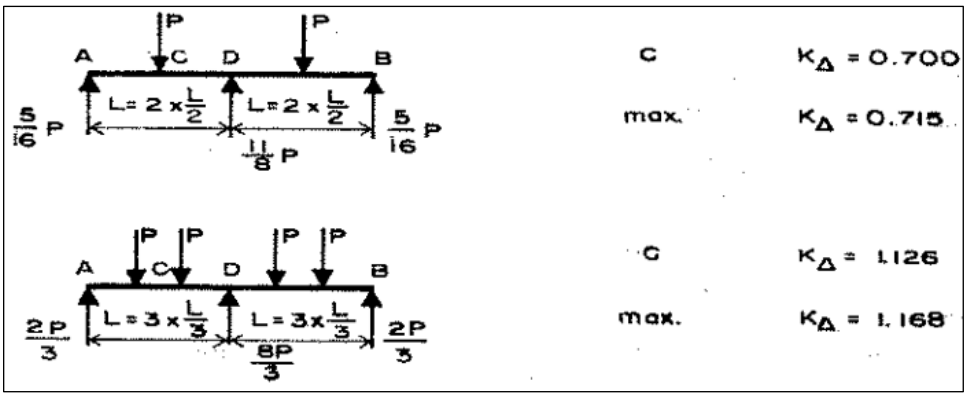
Figura 72. **Diagrama de momento último resistente en tijerones de madera cuando se tienen 4 costaneras por cada agua**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Para el cálculo del módulo de elasticidad Ed se requiere determinar el coeficiente $\boldsymbol{k}\Delta$, este es un coeficiente que permite transformar las cargas puntuales en carga uniformemente distribuida. La figura 73 muestra el valor que puede llegar a tener dicho coeficiente con base en la configuración de cargas dadas.

Figura 73. **Valores de $k\Delta$ para convertir de carga puntual a carga uniformemente distribuida equivalente**



Fuente: *Manual de diseño de maderas del grupo andino*. p. 8-77.

Mediante el factor $k\Delta$ es posible determinar la carga distribuida equivalente W_{eq} que produce la misma deformación que las cargas concentradas aplicadas, para ser usada en el diseño de tijerones.

$$W_{eq} = \frac{P}{L} k\Delta$$

Por tanto la carga uniformemente distribuida a utilizar en la fórmula de módulo de elasticidad será:

$$W_{total} = W_{pp} + W_{eq}$$

La tabla XXXIV expresa los valores de diseño para el análisis por flexión corte y deflexión de los tijerones. A continuación, se realiza el cálculo de la luz del tijeron y de la deflexión:

$$Luz_{tij} = \frac{a}{2} = \frac{3\ m}{2} = 1{,}5\ m$$

$$\Delta = \frac{Luz_{tij}}{360} = \frac{1{,}5\ m}{360} = 0{,}0042\ m$$

Tabla XXXIV. **Valores de diseño para tijerones de $2" \times 6"$ de sección**

Base (m)	**Altura** (m)	**C Flexión**	**Inercia** (m^4)	**c Deflexión**	Luz_{tij} **(m)**	**Deflexión** $\Delta\ (m)$	$k\Delta$
0,051	0,152	0,0762	1,49E-05	$\frac{5}{384}$	1,50	0,0042	1,168

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

El cálculo de los esfuerzos mostrados en la tabla XXXV fueron determinados mediante las fórmulas planteadas en la sección 4.1.1, con la única diferencia que los valores de corte y momento utilizados en las fórmulas fueron tomados de los valores máximos que se pueden apreciar en las figuras 71 y 72, para cada caso en específico.

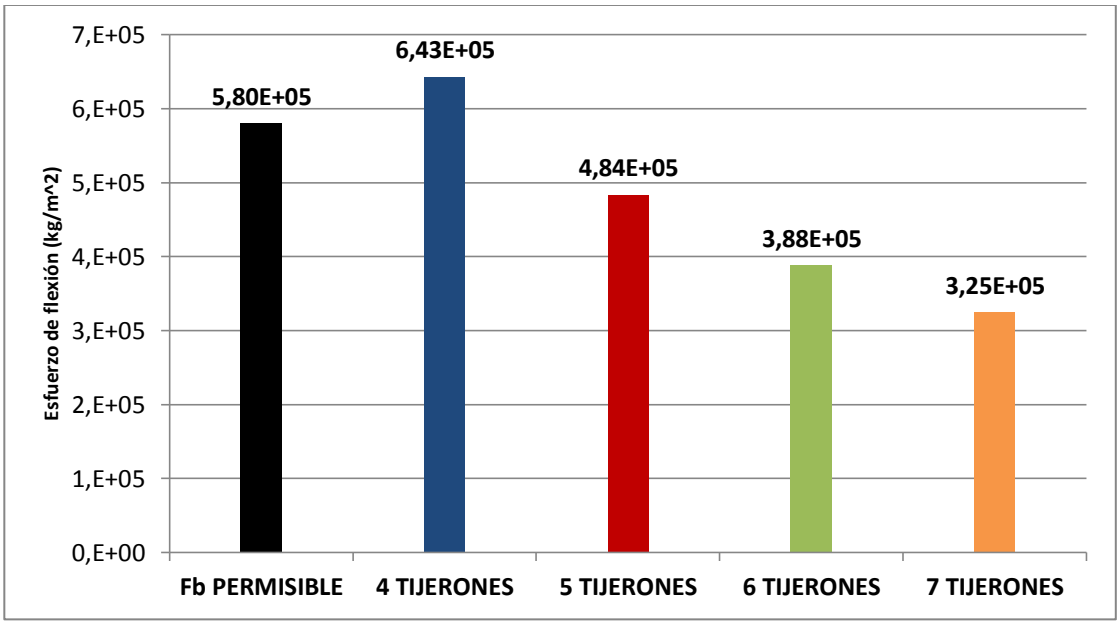
Tabla XXXV. **Esfuerzos de flexión, corte y módulo de elasticidad de tijerones con $2" \times 6"$ de sección**

N_{tij}	P_U (kg)	W_{pp} (kg)	M_{max} (kg)	V_{max} (kg)	F_b $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$	F_c $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$	E_d $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$
4	250,14	4,65	126,37	337,89	642 637	65 465	210 546 591
5	187,61	4,65	95,11	254,51	483 670	49 310	159 140 131
6	150,09	4,65	76,35	204,49	388 245	39 619	128 294 610
7	125,07	4,65	63,84	171,13	324 627	33 156	107 725 449

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

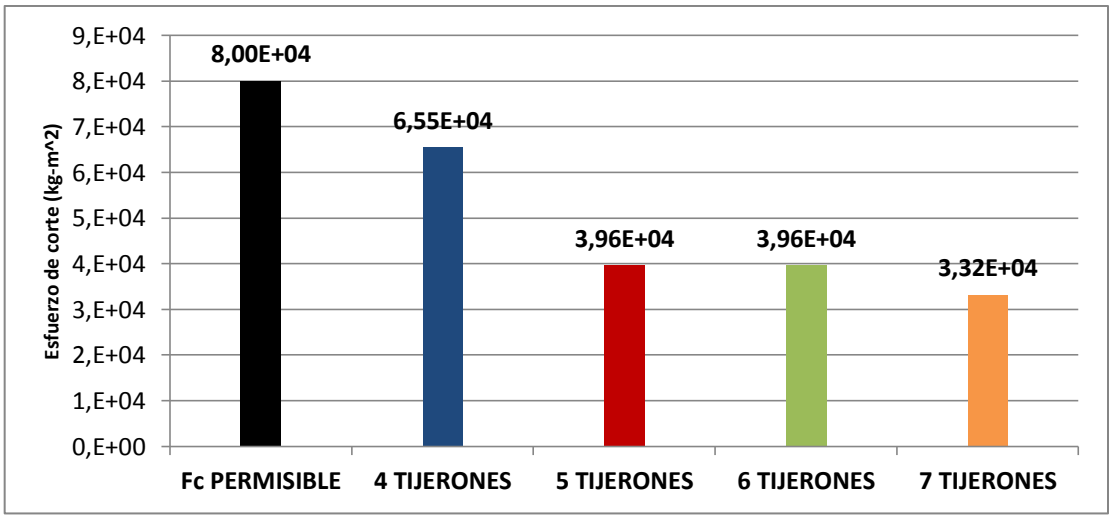
Debido a la dificultad para realizar una comparación entre diferentes valores de esfuerzos en la tabla XXXV, se procede a realizar gráficos comparativos de los diferentes esfuerzos y el esfuerzo permisible respectivo para maderas de especie “otros pinos” tipo C de la tabla XIII.

Figura 74. **Gráfica de esfuerzos de flexión último resistente en tijerones con cuatro costaneras por cada agua**



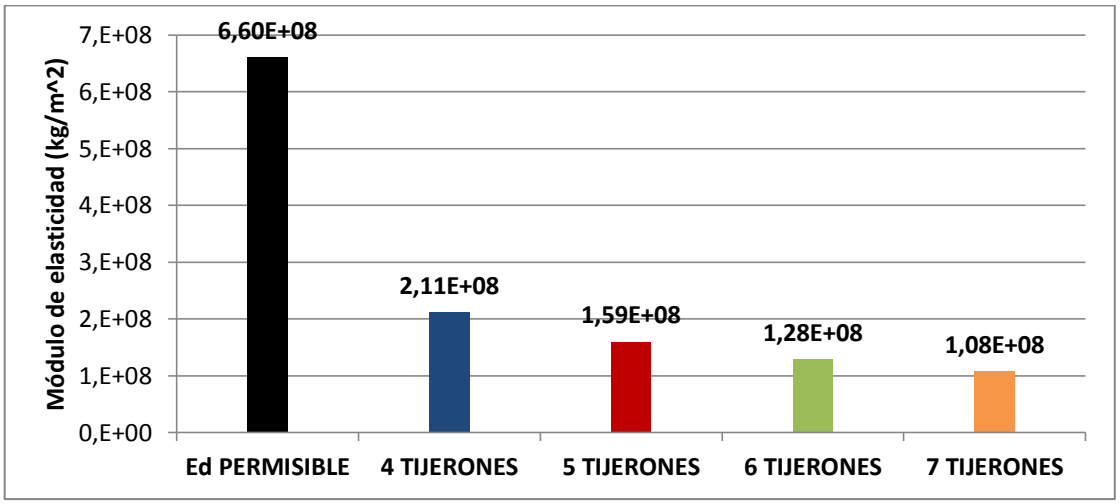
Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Figura 75. **Gráfica de esfuerzos de corte último resistente en tijerones con cuatro costaneras por cada agua**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Figura 76. **Gráfica de módulos de elasticidad último resistente en tijerones con cuatro costaneras por cada agua**

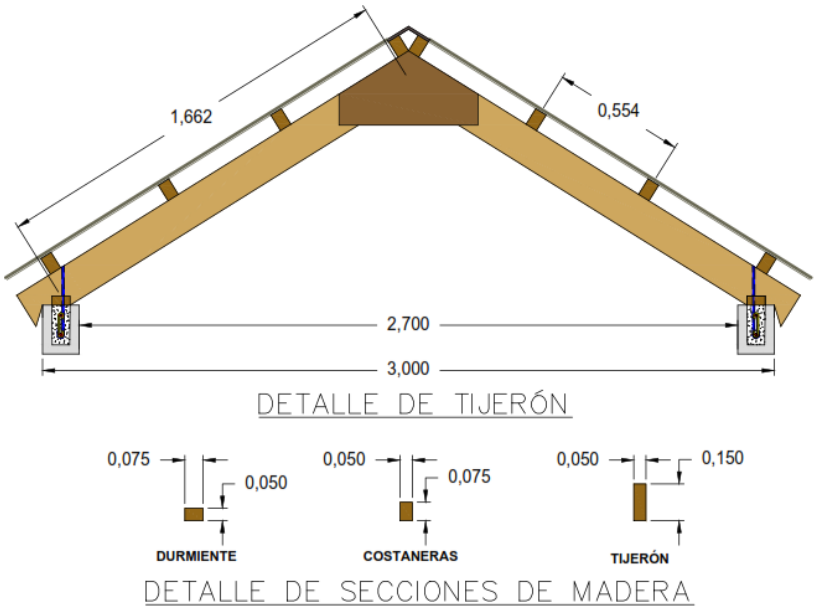


Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Es posible apreciar mediante los gráficos expuestos en las figuras 74, 75 y 76 que al tener 5 tijerones con 4 costaneras por cada agua se cumple con los esfuerzos permisibles para maderas de especie “otros pinos” tipo C de la tabla XIII.

Es así como el caso propuesto se da por aprobado, y al comprobar que satisface los requisitos de esfuerzos permisibles, es posible construir un prototipo para revisar si en la práctica se cumple con los valores de diseño y además estudiar el aporte en resistencia ante impacto, al poseer un espesor constante de arena sobre la cubierta. La figura 77 muestra la manera en que la estructura de soporte del techo se anclará a los muros de mampostería confinada, y además muestra las secciones de cada uno de los componentes de madera a utilizar para su construcción.

Figura 77. **Detalle de estructura de costaneras y tijerones de madera**

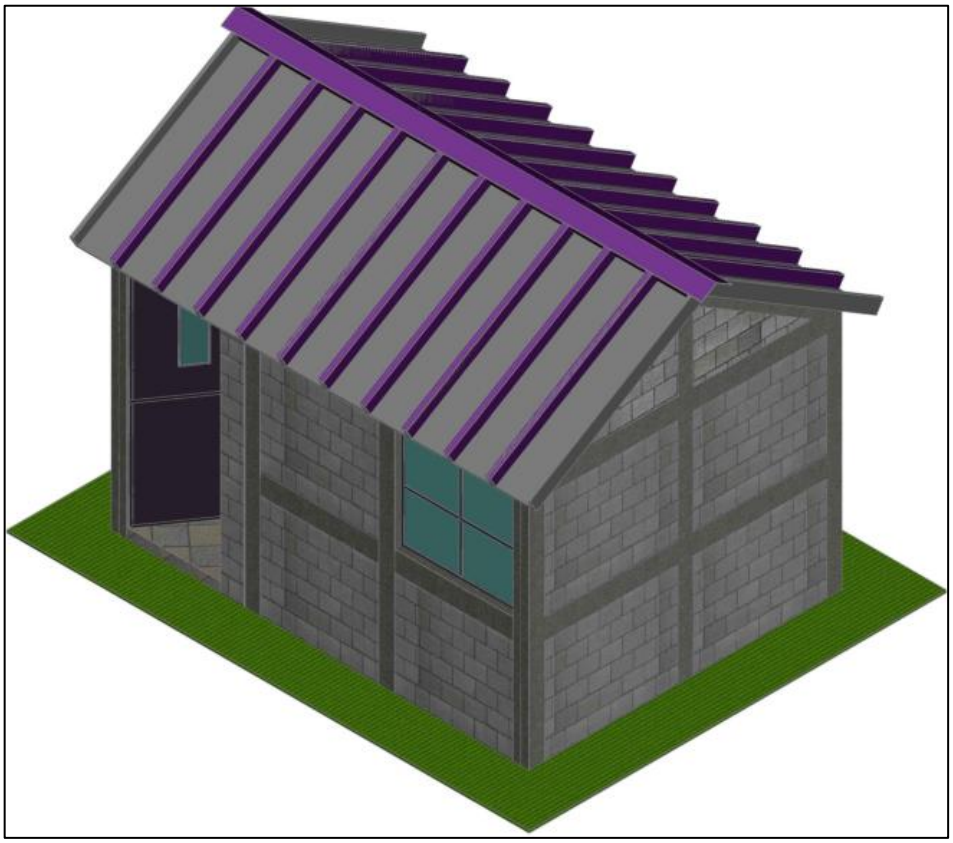


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

4.1.3. Sistema de losetas de ferrocemento

El sistema que se presenta a continuación está compuesto por una cubierta formada por módulos de ferrocemento, los cuales estarán simplemente apoyados sobre vigas de concreto armado. El sistema se verá como lo muestra la figura 78, en ella se puede observar elementos de color morado, los cuales tienen dicho color para diferenciarlo del resto del sistema, estos representan los capotes que se requieren para cubrir las uniones que existen entre losetas de ferrocemento.

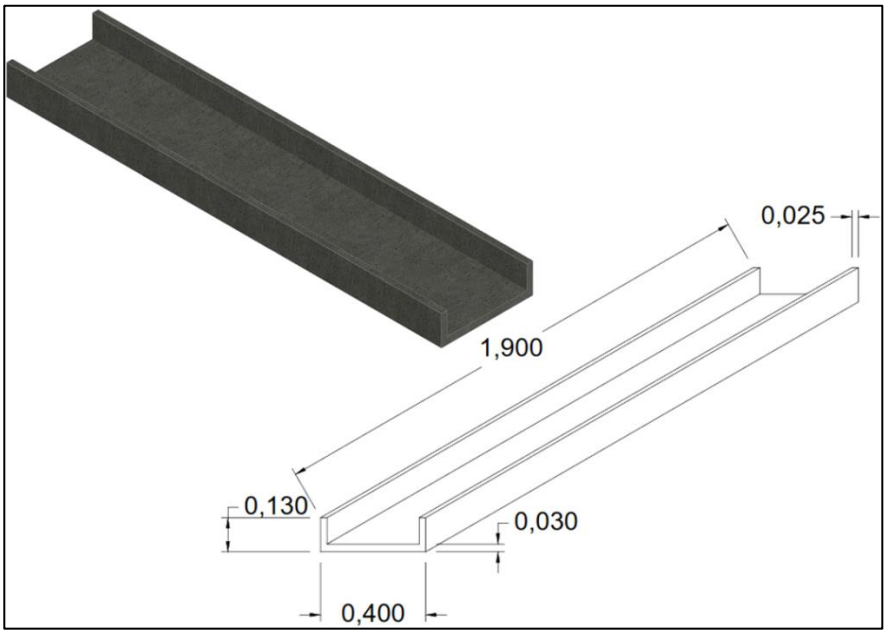
Figura 78. **Modelo de sistema techo a base de losetas de ferrocemento**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Los módulos de ferrocemento para el presente caso se les conocerá con el nombre de losetas, serán construidas como se muestra en la figura 79, en ella se puede observar la forma y las dimensiones del elemento, las cuales son dadas en metros.

Figura 79. **Dimensiones de losetas de ferrocemento**

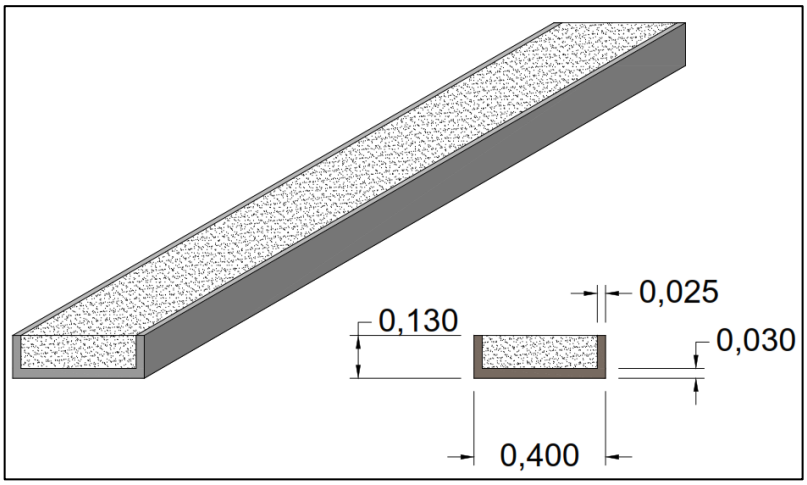


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Para el diseño de las losetas de ferrocemento se realizará un análisis estructural, tomando en cuenta las cargas aplicadas directamente sobre el módulo de ferrocemento, siendo estas la carga viva que provienen directamente del espesor de arena sobre la cubierta, así como también se incluye el impacto producido por bombas balísticas y la carga muerta, que comprende el peso propio de la estructura.

Para determinar la carga viva distribuida a lo largo de la loseta de ferrocemento, es necesario aclarar que el concepto utilizado, será el mismo que se ha venido utilizando para las propuestas desarrolladas anteriormente, en donde se espera almacenar un espesor constante de 10 centímetros sobre la cubierta de techo. La figura 80 muestra a manera de esquema la acumulación de arena sobre las losetas de ferrocemento.

Figura 80. **Espesor de arena sobre losetas de ferrocemento**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

De esta manera la carga distribuida estará dada por:

$$W_{arena} = (A_{sección\ de\ arena})(\sigma_{arena})$$

$$W_{arena} = (A_{sección\ de\ arena})(1\ 800\ kg/m^3)$$

$$W_{arena} = [(0{,}35\ m)(0{,}1\ m)](1\ 800\ kg/m^3) = 63\ kg/m$$

La carga por impacto sería el 10 % de la carga distribuida de arena:

$$W_{imp} = (0{,}15)(W_{arena})$$

$$W_{imp} = (0{,}15)(63\ kg/m) = 9{,}45\ kg/m$$

La carga viva total sería entonces:

$$W_{cv} = W_{arena} + W_{imp}$$

$$W_{cv} = 63\ \frac{kg}{m} + \ 9{,}45\ \frac{kg}{m} = 72{,}45\ \frac{kg}{m}$$

La carga muerta estaría dada por el peso propio de los módulos de ferrocemento, por tanto la carga muerta distribuida estaría dada por:

$$A_{módulo} = [(0{,}40\ m)(0{,}13\ m) - (0{,}35\ m)(0{,}10\ m)] = 0{,}017\ m^2$$

$$W_{cm} = W_{pp} = (A_{módulo})(\sigma_{concreto})$$

$$W_{cm} = W_{pp} = (0{,}017\ m^2)(2\ 400\ kg/m^3) = 40{,}8\ kg/m$$

La carga última W_U será calculada en función de las cargas vivas y muertas, mediante la ecuación 9-2 del código de construcción ACI 318-08.

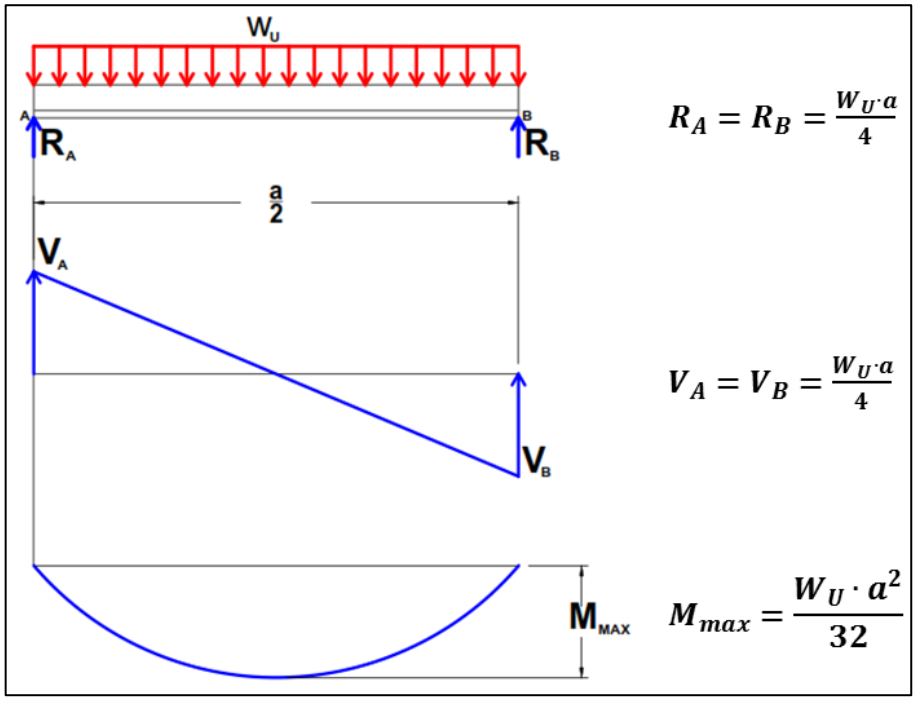
$$W_U = 1{,}2(CM) + 1{,}6(CV)$$

$$W_U = 1{,}2(W_{cm}) + 1{,}6(W_{cv})$$

$$W_U = 1{,}2(40{,}8\ kg/m) + 1{,}6(72{,}45\ kg/m) = 164{,}88\ kg/m$$

La figura 81 muestra el diagrama de carga corte y momento de una loseta de ferrocemento simplemente apoyada. En donde “a” representa la dimensión más corta de la vivienda (en metros), el cual para el presente caso de investigación tiene un valor único de 3 metros.

Figura 81. **Diagrama de carga, corte y momento de loseta**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

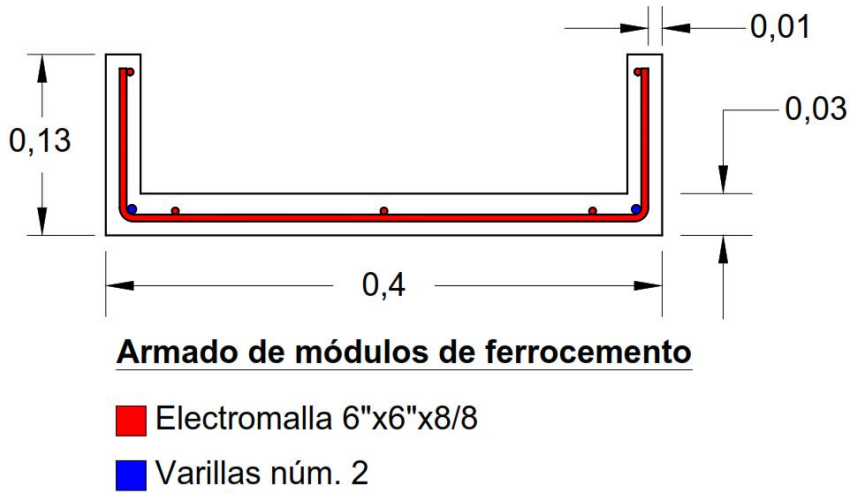
Por medio de la figura 81 se procederá a calcular el momento máximo último en la loseta de ferrocemento:

$$M_{max} = \frac{W_U \cdot a^2}{32} = \frac{(164{,}88\ kg/m)(3\ m)^2}{32} = 46{,}8137\ kg - m$$

$$M_{max} = 4\,681{,}37\ kg - cm$$

Para el armado de las losetas de ferrocemento se utilizará electromalla grado $70 = 4\,900\ kg/cm^2$. La figura 82 muestra el detalle de armado, en él se puede apreciar que la electromalla servirá para reforzar el nervio que compone la loseta de ferrocemento, además se puede notar que se deberá colocar una varilla de 2/8 de pulgada en cada esquina inferior de la loseta de ferrocemento, lo cual permitirá aumentar la capacidad del nervio a flexión.

Figura 82. **Propuesta de armado para losetas de ferrocemento**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

El peralte efectivo del módulo de ferrocemento resulta de restarle al espesor del módulo, el recubrimiento. De esta manera:

$$d = 3\ cm - recubrimiento$$

$$d = 3\ cm - 1\ cm = 2\ cm \cong 0{,}02\ m$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$A_s = \frac{M_U}{0{,}9 \cdot f_y \cdot (d - a/2)}$$

Usando como refuerzo de acero electromalla grado 60, lo cual equivale a $f_y = 4\,218\ kg/cm^2$, la cual según características de fabricación posee $1{,}05\ cm^2/m$. Además se designará como $f'_c = 280\ kg/cm^2$.

$$a = \frac{A_s \cdot (4\,218\ kg/cm^2)}{0{,}85(280\ kg/cm^2)(100\ cm)} = 0{,}177(A_s)$$

$$A_s = \frac{4\,681{,}37\ kg - cm}{0{,}9(4\,218\ kg/cm^2)\left(2\ cm - \frac{a}{2}\right)}$$

Usando las fórmulas dadas anteriormente y llevando a cabo el método iterativo en la tabla XXXVI, se logra determinar que el área de acero requerido para el momento nominal es de $0{,}6344\ cm^2$.

Tabla XXXVI. **Cálculo de área de acero en módulo de ferrocemento**

$\boldsymbol{a}$ $(\boldsymbol{cm})$	$\boldsymbol{As}$ $(\boldsymbol{cm^2})$	$\boldsymbol{a}$ $(\boldsymbol{cm})$
1,0000	0,8221	0,1457
0,1457	0,6399	0,1134
0,1134	0,6346	0,1125
0,1125	0,6344	0,1124
0,1124	0,6344	0,1124
0,1124	0,6344	0,1124

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

La flexión más crítica es la que sucede en el sentido perpendicular a los nervios, ya que el peralte de los mismos permite una reducción en la capacidad de flexión en sentido paralelo a estos. Por tanto, al no tener nervios en el sentido perpendicular a los nervios, es necesario chequear que realmente la cantidad de acero que se provee al elemento en dicho sentido, es el adecuado.

El proveedor de la electromalla especifica que la malla $6 \times 6 \times 8/8$ y grado 60 tiene un área de $0{,}88\ cm^2/m$. De esta manera, el área de acero que se dispone, con el armado propuesto inicialmente, para flexión es:

$$A_s = (1{,}5\ m)(0{,}88\ cm^2/m) = 1{,}32\ cm^2$$

Para que se cumpla la condición, el área de acero calculada para el momento nominal debe ser menor que el refuerzo propuesto. Al ser $0{,}6344\ cm^2$ el área requerida por el momento, y al tener el armado propuesto inicialmente $1{,}32\ cm^2$ de área de acero, se puede afirmar que el armado chequea.

Al haber chequeado el área de acero requerido para la flexión, es posible chequear el área de acero que se requiere en los nervios del módulo de ferrocemento.

- Diseño de nervios

Los nervios son pequeñas vigas que dan rigidez al módulo de ferrocemento y a la vez soportan las cargas y las transmiten hacia los muros de la vivienda.

Cada nervio soportará la carga correspondiente a la mitad del módulo de ferrocemento. Para el diseño de los nervios se simulará una viga simplemente

apoyada con carga aplicada. Por lo antes mencionado procede al análisis de cargas vivas y muertas previo al diseño de los nervios, por tanto la carga muerta que resista cada nervio será:

$$W_{cm_{nervio}} = \frac{W_{cm}}{2} = \frac{40{,}8\ kg/m}{2} = 20{,}4\ \frac{kg}{m}$$

La carga viva se calcula tomando en consideración que cada nervio recibe la mitad de la carga viva.

$$W_{cv_{nervio}} = \frac{W_{cm}}{2} = \frac{72{,}45\ kg/m}{2} = 36{,}225\ \frac{kg}{m}$$

La carga última será calculada de la misma forma que se hizo anteriormente para el chequeo de área de acero de refuerzo para flexión en el módulo de ferrocemento.

$$W_{U_{nervio}} = 1{,}2\left(20{,}4\ \frac{kg}{m}\right) + 1{,}6\left(36{,}225\ \frac{kg}{m}\right) = 82{,}44\ kg/m$$

Los nervios también se analizarán como un elemento sometido a flexión que se encuentra simplemente apoyado. Por tanto el momento último que se presenta en los nervios sería:

$$M_U = \frac{W_U \cdot \left(\frac{a}{2}\right)^2}{8} = \frac{\left(82{,}44\ \frac{kg}{m}\right)\left(\frac{3\ m}{2}\right)^2}{8} = 23{,}19\ kg - m$$

$$M_U = 23{,}19\ kg - m$$

Por tanto al tener un nervio con sección de 13 centímetros de peralte y $2{,}5$ centímetros de base, y un recubrimiento de 1 cm, se obtiene un peralte efectivo de:

$$d = h_{nervio} - rec$$

$$d = 13\ cm - 1\ cm = 12\ cm$$

La manera en la cual se diseñará, es la misma metodología utilizada anteriormente para el chequeo de área de acero por flexión en el módulo de ferrocemento, pero tomando en consideración que el área de acero que se le proveerá al nervio para resistir la flexión es una varilla de $2/8$ con un valor de $f_y = 40\ 000\ PSI = 2\ 800\ kg/cm^2$. Por tanto, el área de acero mínimo que requiere los nervios estará dado por:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y}(b)(d)$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{2\ 800}(2{,}5\ cm)(12\ cm) = 0{,}15\ cm^2$$

Para realizar el método iterativo se requiere de:

$$a = \frac{(0{,}88\ cm^2/m)\cdot(2\ 800\ kg/cm^2)}{0{,}85\cdot\left(\frac{280\ kg}{cm^2}\right)\cdot(2{,}5\ cm)} = 0{,}414\ cm$$

$$A_s = \frac{2\ 319\ kg - m}{0{,}9\cdot(2\ 800\ kg/cm^2)\cdot\left(12\ cm - \left(\frac{0{,}414}{2}\right)\right)} = 0{,}078\ cm^2$$

El área de acero que requiere el momento es insignificante, sin embargo, para proveer dicha área de acero es necesario colocar la varilla de menor diámetro comercial en el mercado, en la parte inferior de cada nervio, es así como se colocará entonces una varilla de $2/8$ tal y como lo muestra la figura 82. A continuación se realiza el chequeo del momento que resiste el nervio con el área de acero provista.

El área de acero de una varilla de $2/8$ es de $0{,}32\ cm^2$

$$M = 0{,}9 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{(0{,}32\ cm^2)(2\,800\ kg/cm^2)}{0{,}85(280\ kg/cm^2)(2{,}5\ cm)} = 0{,}15\ cm$$

$$M = 0{,}9(0{,}32\ cm^2)(2\,800\ kg/cm^2)\left[12\ cm - \left(\frac{0{,}15\ cm}{2}\right)\right] = 9\,616{,}32\ \text{kg} - \text{m}$$

Al comparar el valor del momento último con el que resiste el armado propuesto, se puede observar que el valor del momento resistente del refuerzo es mayor que el del momento último. Por lo tanto el armado propuesto de electromalla sería de $6 \times 6 \times 8/8$ con $f_y = 4\,218\ kg/cm^2$. Ahora bien, se colocarán además, una varilla de $3/8$ de pulgada en la parte inferior de la sección del nervio con un $f_y = 2\,800\ kg/cm^2$.

- Deflexión de nervios

La deflexión permisible se calcula con base en el código ACI 318-08 tabla 9.5 (b) para entrepisos que no soporten equipos que sufran daños o deformaciones excesivas de las losas, siendo esta:

$$Def_{máx} = \frac{L}{180}$$

Sustituyendo las variables definidas para el presente caso:

$$Def_{máx} = \frac{\left(\frac{a}{2}\right)}{180} = \frac{a}{360}$$

Sustituyendo los valores correspondientes a cada una de las variables en la fórmula:

$$Def_{máx} = \frac{3\ m}{360} = 0{,}00833\ m \cong 8{,}33\ mm$$

La deflexión teórica estará definida por la siguiente fórmula:

$$Def_{teórica} = \frac{5WL^4}{384E_cI}$$

Sustituyendo las variables definidas para el presente caso:

$$Def_{teórica} = \frac{5W_U\left(\frac{a}{2}\right)^4}{384E_cI} = \frac{5W_Ua^4}{6\ 144E_cI}$$

Para determinar la deflexión teórica se requiere de la inercia de la sección y del módulo de elasticidad del concreto, para ello se procede a calcularlos previamente y posteriormente se sustituyen los valores correspondientes a cada una de las variables en la fórmula de la deflexión teórica:

$$I = \frac{1}{12}(b_{nervio})(h_{nervio})^3 = \frac{1}{12}(0{,}025\ m)(0{,}12\ m)^3 = 3{,}60 \times 10^{-6}\ m^4$$

$$E_c = 15\,100\sqrt{f'_c} = 15\,100\sqrt{280} = 252\,671{,}32\ kg/cm^2$$

$$Def_{teórica} = \frac{5W_U a^4}{6\,144 E_c I} = \frac{5\left(82{,}44\frac{kg}{m}\right)(3\ m)^4}{6\,144\left(2{,}53 \times 10^9 \frac{kg}{m^2}\right)(3{,}60 \times 10^{-6}\ m^4)}$$

$$Def_{teórica} = 5{,}97 \times 10^{-3}\ m = 5{,}97\ mm$$

A partir de las dos fórmulas anteriores, se debe comprobar que la deflexión teórica es menor que la deflexión máxima permitida. De lo contrario deberá modificarse la sección de la loseta, a manera que el chequeo por flexión de los nervios de la loseta cumpla. Sin embargo, como se puede observar la deflexión teórica de 5,97 milímetros es menor que la deflexión máxima permitida de 8,33 milímetros, por tanto la loseta chequea en cuanto a la deflexión del nervio.

- Diseño de viga central de apoyo

La viga que se diseñará a continuación será la viga que va en la parte superior del hastial, la cual sustentará la carga proveniente de todas las losetas de ferrocemento. Se propondrá una sección de viga acorde a las dimensiones de las columnas en donde estas estarán amarradas. Las columnas principales tienen una sección de 15 por 15 centímetros, para las vigas se propondrá tener una viga de peralte igual a su base, y para el presente caso de dimensiones iguales a las que posee la columna principal ya mencionada.

Para la integración de cargas se utilizará la carga actuante última de las losetas de ferrocemento, y se tomará como carga viva actuante en la viga central. Sin embargo, esta debe ser transformada para trabajar en el sentido en el cual va la viga central, es por ello que se procede a calcular la carga total última que se tiene sobre una loseta y se calcula la carga distribuida en el sentido de la viga central.

Se tiene una carga distribuida sobre la loseta de $W_U = 164{,}88\ kg/m$, la cual tiene 1,9 metros de largo. Por tanto la carga total que deberá recibir la loseta será de:

$$Carga\ última\ en\ loseta = W_U \cdot L_{Loseta} = \left(164{,}88\,\frac{kg}{m}\right)(1{,}9\ m) = 156{,}64\ kg$$

Esta carga será repartida en los dos apoyos: sobre la viga central y sobre la solera de corona. Por ello, se tomará solamente la mitad de la carga para aplicarse sobre la viga central. Sin embargo, debido a que la viga central recibe carga de las dos aguas, la mitad de la carga de la loseta izquierda anidado a la mitad de la carga de la loseta derecha resulta en una loseta completa.

La loseta tiene 0,40 metros de ancho en su base, por tanto en esta longitud se distribuirá la carga anteriormente calculada, resultando de la siguiente manera:

$$carga\ viva\ última\ W_{cv} = \frac{156{,}64\ kg}{0{,}40\ m} = 391{,}6\ \frac{kg}{m}$$

Para la carga muerta será tomado únicamente el peso propio de la viga central. Al proponer inicialmente que la sección de la viga sería de 15 por 15 centímetros, la carga muerta resulta de la siguiente manera:

$$W_{cm} = (\sigma_{concreto})(A_{sección}) = \left(2\,400\,\frac{kg}{m^3}\right)\left((0{,}15\ m)(0{,}15\ m)\right) = 54{,}0\ \frac{kg}{m}$$

La carga última W_U será calculada en función de las cargas vivas y muertas, mediante la ecuación 9-2 del código de construcción ACI 318-08. Sin embargo, al haber ya sido magnificadas la carga actuante sobre la loseta y al ser tomada esta como una carga viva, ya no se magnificará por el factor de 1,6.

$$W_U = 1{,}2(W_{cm}) + 1{,}6(W_{cv})$$

$$W_U = 1{,}2\left(54{,}0\ \frac{kg}{m}\right) + \left(391{,}6\ \frac{kg}{m}\right) = 454{,}4\frac{kg}{m}$$

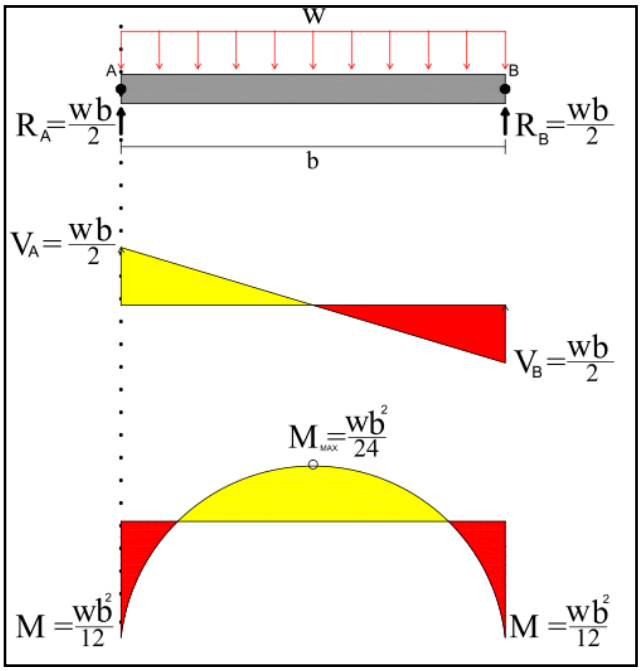
El valor de momento último tanto negativo como positivo se tomará, teniendo en cuenta que la viga central estará doblemente empotrada, y por tanto atendiendo a las fórmulas que expresa la figura 83. Es necesario recordar que “b” corresponde a la dimensión más larga de la vivienda, lo cual para el presente caso tiene un valor fijo de 4 metros.

$$R_A = R_B = V_A = V_B = \frac{W_U \cdot b}{2} = \frac{\left(454{,}4\,\frac{kg}{m}\right)(4\ m)}{2} = 908{,}8\ kg$$

$$M_{negativo} = \frac{W_U \cdot b^2}{12} = \frac{\left(454{,}4\,\frac{kg}{m}\right)(4\ m)^2}{12} = 605{,}87\ kg - m = 60\,587\ kg - cm$$

$$M_{positivo} = \frac{W_U \cdot b^2}{24} = \frac{\left(454{,}4\,\frac{kg}{m}\right)(4\ m)^2}{24} = 302{,}93\ kg - m = 30\,293\ kg - cm$$

Figura 83. **Diagrama de carga, corte y momento para viga central**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Al ya disponer de los valores de momento se procede al cálculo de áreas de acero. Sin embargo, se iniciará por calcular el área de acero mínimo y el área de acero máximo para la sección. Para el acero de refuerzo se utilizará un valor de $f_y = 2\,800\ kg/cm^2$, mientras que para el concreto se utilizará un valor de $f'_c = 210\ kg/cm^2$.

$$d = h - rec - \frac{\emptyset}{2} = (15 - 2 - 0{,}5)cm = 12{,}5\ cm^2$$

$$A_{min} = \left(\frac{14}{f_y}\right)(b \cdot d) = \left(\frac{14}{2\,800\ k/cm^2}\right)[(15\ cm)(12{,}5\ cm)] = 0{,}94\ cm^2$$

$$A_{máx} = 0{,}5(\rho_b)(b \cdot d)$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1(0{,}85f'_c)(0{,}003)}{\left(0{,}003 + \frac{f_y}{E_s}\right)(f_y)}$$

$$\rho_b = \frac{(0{,}85)(0{,}85)(210\ kg/cm^2)(0{,}003)}{\left(0{,}003 + \frac{2\,800\ kg/cm^2}{2\,038\,901{,}69\ kg/cm^2}\right)(2\,800\ kg/cm^2)} = 0{,}0372$$

$$A_{máx} = 0{,}5(0{,}0372)[(15\ cm)(12{,}5\ cm)] = 3{,}48\ cm^2$$

Ahora se procederá a calcular el área de acero que requiere el momento negativo, para ello se utilizará la siguiente fórmula y se procederá a resolver la ecuación cuadrática resultante:

$$\frac{M_U}{\emptyset} = A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1{,}7f'_c \cdot b}\right)$$

$$\frac{{f_y}^2}{1{,}7f'_c \cdot b}(A_s)^2 - df_y(A_s) + \frac{M_U}{\emptyset} = 0$$

Al evaluar el momento negativo resulta de la siguiente manera:

$$\frac{\left(2\,800\frac{kg}{cm^2}\right)^2}{1{,}7\left(210\ \frac{kg}{cm^2}\right)(15\ cm)}(A_s)^2 - (12{,}5\ cm)\left(2\,800\frac{kg}{cm^2}\right)(A_s) + \frac{60\,587\ kg - cm}{0{,}90} = 0$$

Al resolver la ecuación cuadrática se obtienen dos valores, sin embargo, solo se toma el que se muestra a continuación:

$$A_s = 2{,}11\ cm^2$$

Es importante señalar que el área de acero que requiere el momento es mayor que el área de acero mínimo y que a la vez es menor al área de acero máximo. Por tanto se pretende cubrir dicha área de acero en la cama superior de la viga con 3 varillas de 3/8 de pulgada de diámetro, con un área de $0{,}713\ cm^2$. Esto equivale a un área de:

$$A_{s_{real}} = 3(0{,}713\ cm^2) = 2{,}14\ cm^2$$

Las varillas que se colocarán poseen un área de acero que excede relativamente poco con el área de acero que exige el momento negativo último, lo cual es bueno en la medida que dicho valor no se acerque en gran medida al área de acero máximo.

El área de acero que requiere el momento positivo se calculará de la misma forma que lo detallado anteriormente:

$$\frac{\left(2\,800\,\frac{kg}{cm^2}\right)^2}{1{,}7\left(210\ \frac{kg}{cm^2}\right)(15\ cm)}(A_s)^2 - (12{,}5\ cm)\left(2\,800\,\frac{kg}{cm^2}\right)(A_s) + \frac{30\,293\ kg - cm}{0{,}90} = 0$$

$$A_s = 1{,}00\ cm^2$$

El área de acero que resulta para el momento positivo resulta ser de $1{,}00\ cm^2$, sin embargo, se requiere poner como mínimo 2 varillas, por tanto se procederá a colocar 2 varillas de 3/8 pulgadas de diámetro. Esta área de acero a colocar cumple también con ser mayor al área de acero mínimo y ser menor que el área de acero máximo.

Para el diseño por corte se procederá a utilizar los mismos valores de base, peralte efectivo y la resistencia de los materiales de construcción, pero en sistema inglés. Por tanto se tendrá una base de 6 pulgadas, un peralte efectivo de 5 pulgadas. Para los materiales de construcción se tendrá un valor de $f_y = 40\,000\,psi$ y $f'_c = 3\,000\,psi$. El valor del corte actuante en la viga central, será el calculado anteriormente a partir de la figura 83. Mientras que el factor de reducción de resistencia que será utilizado es $\emptyset = 0{,}85$.

$$V_U = 908{,}8\,kg = 1\,999{,}36\,Lb$$

Se calcula inicialmente el corte que resiste el concreto, de la siguiente manera:

$$V_c = 2\sqrt{f'_c}(b \cdot d) = 2\sqrt{3\,000}(6 \cdot 5) = 3\,286{,}34\,Lb$$

Para determinar si la sección es adecuada para las condiciones de carga a la cual estará sujeta la viga central.

$$8\sqrt{f'_c}(b \cdot d) > \frac{V_U}{\emptyset} - V_c$$

$$8\sqrt{3\,000}(5 \cdot 6) > \frac{1\,999{,}36}{0{,}85} - 3\,286{,}34$$

$$26\,290{,}72 > -934{,}15$$

Al realizar el chequeo se puede comprobar que la sección cumple con tener dimensiones adecuadas para soportar el corte último al cual está sometida la viga central.

Se procede a chequear si la sección requiere refuerzo por corte:

$$V_U > \frac{\emptyset V_c}{2}$$

$$1\ 999{,}36\ Lb > \frac{(0{,}85)(3\ 286{,}34\ Lb)}{2}$$

$$1\ 999{,}36\ Lb > 1\ 396{,}69\ Lb$$

Al cumplirse la desigualdad significa que si se requiere refuerzo por corte, por lo que se procede a chequear que el cortante último sea mayor que el corte que resiste el concreto.

$$V_U > \emptyset V_c$$

$$1\ 999{,}36 > (0{,}85)(3\ 286{,}34\ Lb)$$

$$1\ 999{,}36 > 2\ 793{,}39\ Lb$$

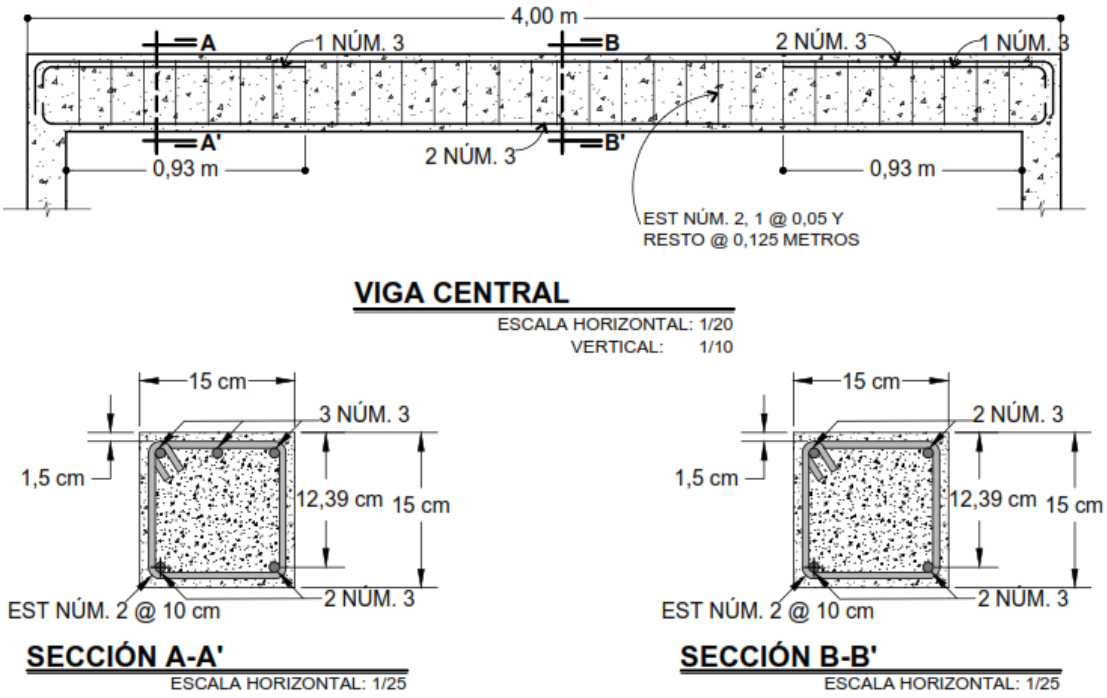
Al no cumplir la desigualdad se procede a calcular la separación de los estribos Para ello se asumirá que se tendrán estribos hechos con varilla de ¼ de pulgada; al ser estribos estos permitirán un área de acero por corte de:

$$A_v = (2)(0{,}049) = 0{,}0982\ in^2$$

$$s = \frac{A_v f_y}{50b} = \frac{(0{,}0982\ in^2)(40\ 000\ psi)}{50(6\ in)} = 13{,}09\ in$$

El resultado de colocar dichos estribos, requiere ubicarlos a un espaciamiento de 13,09 pulgadas, sin embargo, para mayor facilidad se colocarán estribos con varillas de ¼ pulgadas de diámetro a cada 5 pulgadas.

Figura 84. **Esquema de armado de viga central de sistema de techo compuesto por losetas de ferrocemento**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

4.1.4. Esquema de sistema de techo con ferrocemento

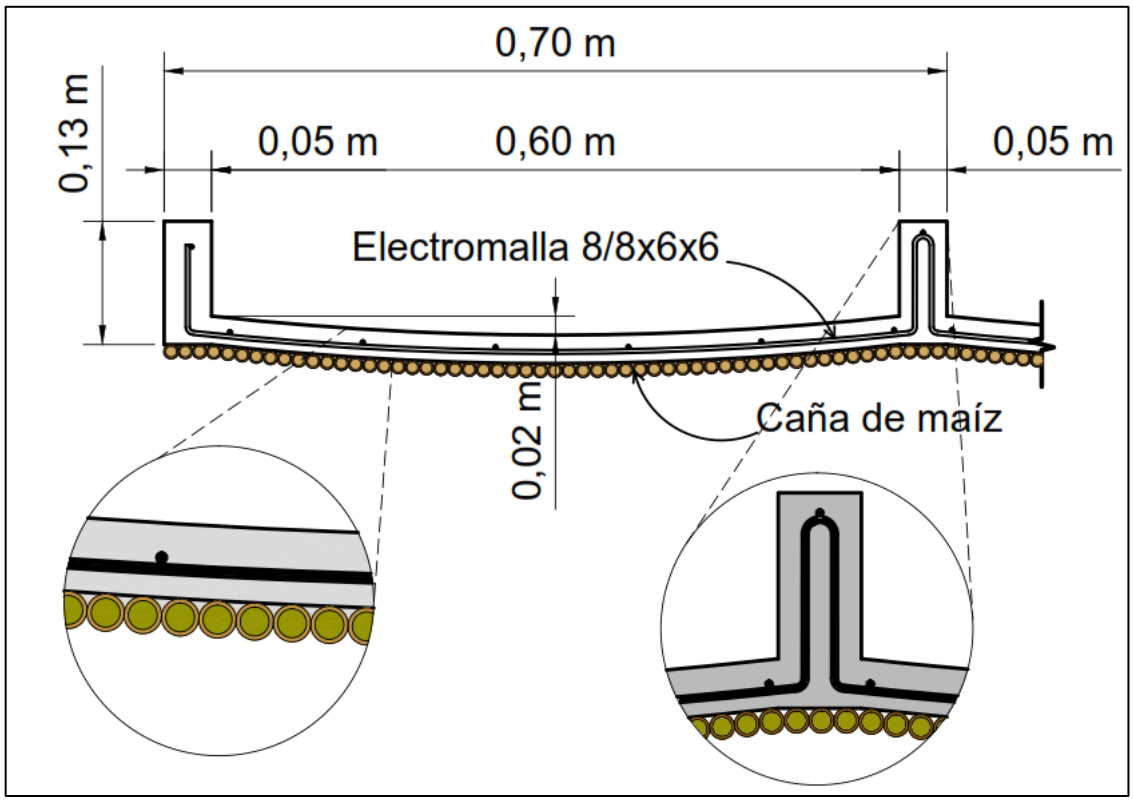
El sistema propuesto a continuación se muestra únicamente a manera de esquema, ya que el análisis de su diseño es producto de un futuro proyecto de investigación, por ello se propone únicamente la manera bajo la cual está constituido el sistema.

El sistema de ferrocemento tiene la finalidad de resistir, con un pequeño espesor de cubierta, las cargas de diseño. Este sistema está constituido por acero de refuerzo, que para el presente caso se hará uso de electromalla de $6 \times 6 \times 8/8$, la cual servirá para resistir la flexión producto de la arena que se almacena sobre la cubierta. Mientras que para proteger el sistema de cubierta a impacto se usará malla de gallinero, la cual tiene la función que al impactar una bomba balística sobre la superficie de cubierta, esta no permita que falle de manera explosiva, permitiendo la integración del acero de refuerzo con el mortero.

El sistema aquí propuesto será nuevamente a dos aguas, y construido de manera similar al sistema propuesto en la sección 4.1.3, con la diferencia que este será construido *in situ* y monolíticamente, para lo cual se hará uso de caña de maíz, la cual servirá de formaleta para fundir el sistema de cubierta y como aislante térmico para el interior de la vivienda. La caña será amarrada con pita de amarre, a manera de formar la superficie de caña mostrada en la figura 85, para luego colocar la electromalla, haciéndole los dobleces correspondientes para formar los nervios de la cubierta, y también tomando en consideración la concavidad hacia arriba tanto de la formaleta como del acero de refuerzo.

Ahora bien, la malla de gallinero hexagonal deberá ser colocada con su entorchado en sentido paralelo al sentido largo de la vivienda, y obligatoriamente en dicho sentido debido a que es así como dicho material presenta mejor desempeño al presentarse los esfuerzos de trabajo para la cubierta. Este refuerzo deberá proveerse en al menos dos capas y debe tensarse cuidadosamente, a manera de pre-esfuerzo para reaccionar de una manera más eficiente ante una solicitación de carga. El ancho libre entre nervios deberá estar entre el rango de 2 a 3 pies, para proveer de la capacidad suficiente a flexión del sistema de cubierta.

Figura 85. **Armado de cubierta de ferrocemento sobre caña de maíz**



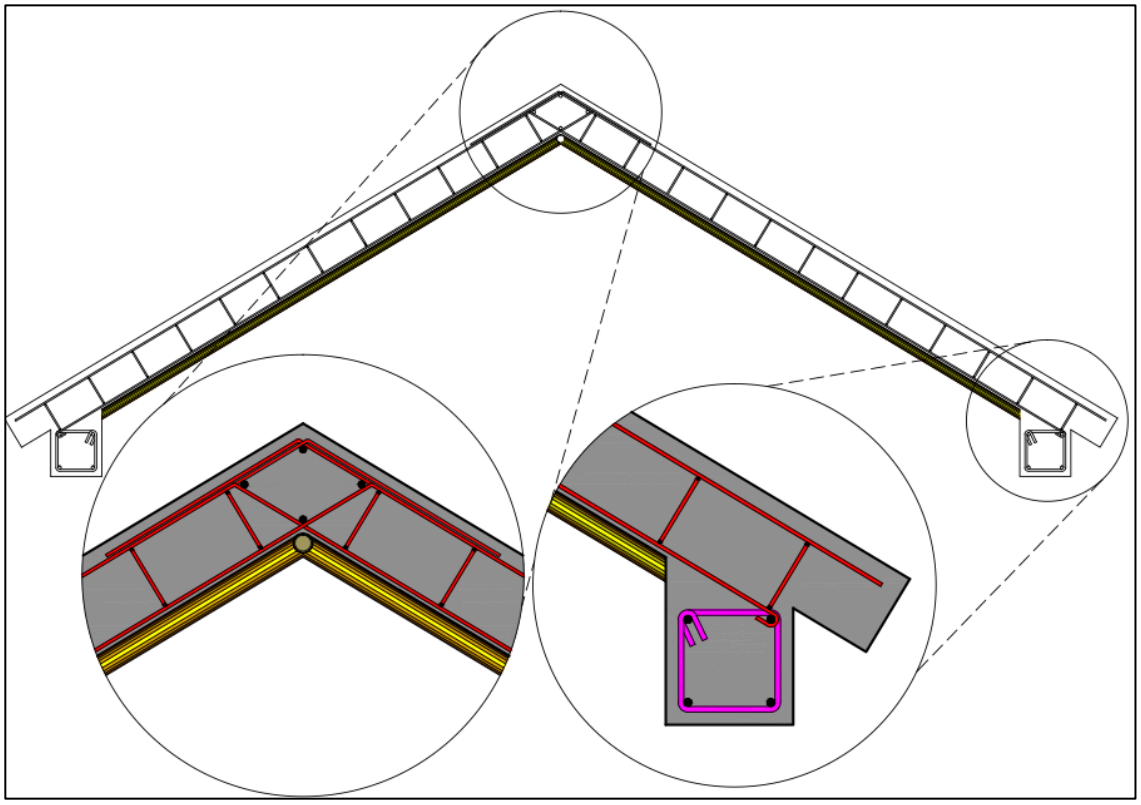
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

La vista transversal del sistema permite observar la manera en la cual estará integrado el acero de refuerzo de la cubierta, para ello se muestra la figura 86. En esta figura se puede apreciar el detalle de refuerzo elaborado a base de electromalla. Además, es posible observar en la parte inferior de la cubierta, la caña que para el presente caso servirá como formaleta al momento de fundir los 3 centímetros de mortero, con proporciones 1:2:0,5.

La figura 86 muestra el detalle de armado en una sección de nervio, y muestra así también el detalle de una viga central armada con las propias

varillas de la electromalla, de esta manera se amarrará y proveerá integridad estructural al sistema.

Figura 86. **Esquema de armado de cubierta de ferrocemento**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

5. MARCO EXPERIMENTAL

Para los sistemas de techo propuestos anteriormente, se llevó a cabo un análisis respecto a la aceptación que se podría llegar a tener por parte de los habitantes en zonas aledañas a volcanes, para ser aplicados en campo.

Tomando en consideración que el sistema de techo va dirigido a familias de escasos recursos, que tienen difícil acceso a materiales de construcción en la zona y que además poseen poco conocimiento o capacitación en cuanto al manejo de diversos materiales de construcción, el sistema más aceptable sería el sistema mostrado en la sección 4.2, correspondiente al sistema de estructura de madera y, cubierta y topes de lámina. Sistema bajo el cual se construyen actualmente las viviendas en dichas zonas, pero que por cuestiones de falta de capacitación, cada familia construye a criterio propio, según sus necesidades.

Al poseer mayor probabilidad de aceptación el sistema de techo con lámina y estructura de madera, se llevará a cabo un prototipo, el cual será construido para evaluar su comportamiento, y comprobar que funcione tal y como se planteó en el capítulo 3, en donde se establece que la arena volcánica se disipa con una inclinación de 30 a 35 grados, y que para el presente caso el prototipo se construyó con una pendiente de 60 % lo cual equivale a $30{,}96°$, en donde al colocar topes de lámina de 10 centímetros de peralte sobre la cubierta se almacenará dicho espesor de arena sobre la cubierta y que servirá para apañar el impacto producido por bombas balísticas.

Lo que se busca entonces, es evaluar si el material se disipa una vez llenos los compartimientos, pero mucho más importante será apreciar el daño

generado por fuerzas de impacto sobre la cubierta de lámina galvanizada sin ningún espesor de arena que la proteja y compararlo con el daño que produce el impacto sobre una cubierta de lámina galvanizada con una protección de 10 centímetros de espesor de arena volcánica.

El prototipo tendrá dimensiones de 3 metros de ancho por 1,5 metros de largo. Se decide hacerlo de esta manera debido a que en este largo se pueden colocar 2 láminas traslapadas, cuyo ancho útil es de 75 centímetros. Este traslape es la zona más crítica al momento que una bomba balística impacte con techo, por lo que al analizar su comportamiento, es posible predecir como trabajará el techo completo que es de 3 metros de ancho por 4 metros de largo.

5.1. Proceso constructivo para prototipo de techo de lámina con estructura de soporte de madera

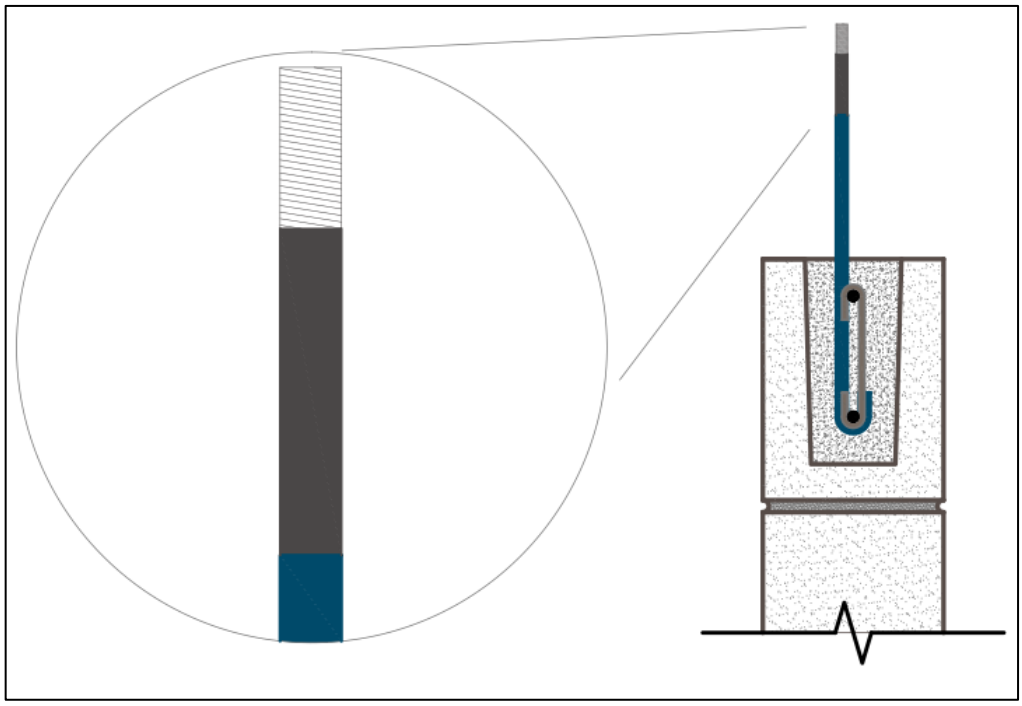
A continuación se procede a detallar únicamente el proceso constructivo concerniente al techo en sí. Sin embargo, se requiere que se tome especial atención durante la construcción de los muros de la vivienda, específicamente durante la fundición de la solera de corona, en la cual deberá tomarse en cuenta que deben incluirse pines de acero con rosca que permitirán anclar las tijeras de madera a los muros, tal y como se muestra en la figura 83.

Los pines son varillas de acero que para el presente caso se usan varillas de 3/8 de pulgada, los cuales se pueden fabricar de la siguiente manera:

- Utilizando una varilla de 3/8 de pulgada y soldando a un extremo un pequeño tramo de esparrago que permita colocarle una rosca.

- Utilizando una varilla de 3/8 de pulgada y soldando a un extremo un pequeño tramo de tornillo de igual diámetro al de la varilla, el cual se descabeza antes de llevar a cabo la soldadura. El prototipo fue elaborado usando la presente técnica, tal y como lo muestra la figura 87.

Figura 87. **Pines de acero para anclaje de tijeras de madera**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Para evitar el corrimiento de los apoyos del prototipo se perforó la plataforma de concreto, y se introdujeron varillas de 5/8 de pulgada. Para el prototipo se llevó a cabo únicamente la fundición de las soleras de corona, para lo cual se utilizó *block* u. para el armado de la solera se utilizaron dos varillas de 3/8 de pulgada y eslabones de 1/4 de pulgada espaciados a 15 centímetros. La figura 88 muestra la manera en la cual fue desarrollado el prototipo.

Figura 88. **Proceso constructivo de fundición de solera**

Fuente: Sección de Estructuras del CII, USAC.

Después de colocar el acero de refuerzo de la solera se procedió a colocar los pines, los cuales se les hace un doblez de 180 grados en la parte inferior, que permita un buen anclaje para las tijeras de madera que se colocarán en él, tal y como lo muestra la figura 87. Para alinearlos debe verterse la mezcla de concreto dentro del *block* u, para luego ajustar los pines a manera que queden completamente verticales. En este proceso es importante que se trabaje con la mayor precisión posible debido a que solo se tiene una longitud de rosca en los extremos, la cual de no prestarle mayor importancia, puede impedir que puedan roscarse las tijeras de madera posteriormente. La figura 89 muestra el resultado final de fundir la solera de apoyo para el prototipo.

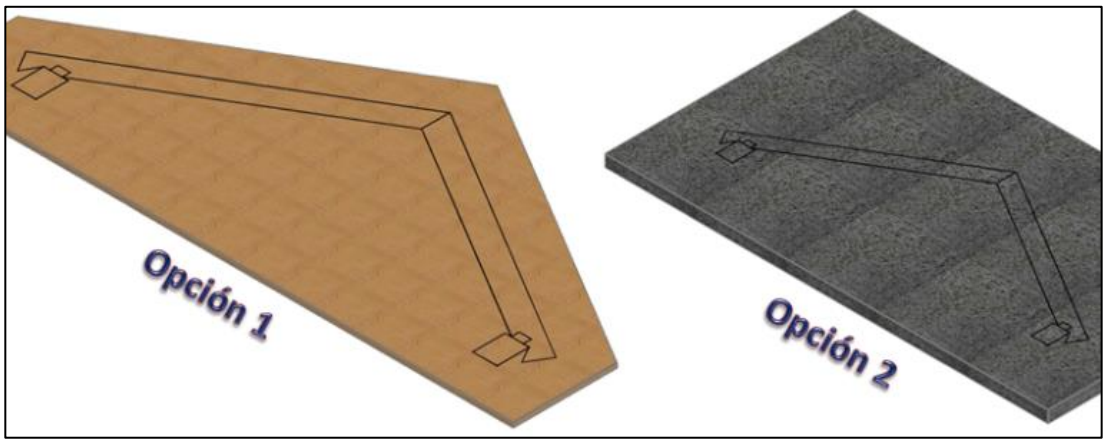
Figura 89. **Fundición y ajuste de verticalidad en pines**

Fuente: Sección de Estructuras del CII, USAC.

- Elaborar área de trazado de tijeras de madera

Conociendo las dimensiones generales de la tijera y las medidas de grueso y ancho de los diferentes elementos que la componen, se procede a elaborar el área de trazado que dependiendo del tamaño de la tijera, puede ser elaborada en el piso, o bien sobre madera contrachapeada o sobre otro tipo de madera. De hacerse sobre una superficie de madera, esta deberá conservar dimensiones capaces de sostener el material de techar, sobrecarga y deberá soportar a una persona que esté trabajando sin peligro de rotura. Para el presente caso, la tijera fue trazada sobre el piso, tal y como lo muestra la figura 90.

Figura 90. **Trazado de tijeras de madera**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Elaborar lista de madera

Para la elaboración de la lista se toman las medidas del área de trazado. Esta lista debe de tomarse exacta debido a que siempre se consultará en la preparación de la madera y en la elaboración de la tijera. Para el presente caso en particular, la madera que se especificó en el diseño, corresponde a madera de pino, siendo esta de una clasificación C para la especie “otros pinos”. De esta manera, se evita que la familia que necesite construir su techo, tenga problemas para adquirir maderas que, debido a sus características físicas y mecánicas, sean mucho más costosas. Por tanto, se busca facilitar el acceso a los materiales para su construcción, y tener así la posibilidad de comprar la madera que necesiten, en cualquier venta de madera o aserradero, pero teniendo el cuidado en la selección de madera, atendiendo a lo que se detalla en el siguiente paso.

Debe tomarse en consideración que para el presente caso el diseño de los tijerones especifica que las piezas de madera deben ser de una sección de 6×2 pulgadas, por lo que se da la opción que en caso de no disponer de dicha sección en la localidad, se compren tablas de madera de 6 pulgadas de ancho, con el objetivo de que al unirlas con cola y mediante el uso de tornillos o clavos esta sección trabaje igual que una sección de 6×2 pulgadas.

- Preparar la madera

Para preparar la madera se toman las medidas de la lista. Deberá seleccionarse la madera que esté libre de nudos y que esté sana, procediendo luego a preparar toda la que se utilizará en la elaboración de la armadura.

Para las tijeras de madera fue necesario comprar 4 piezas de 2×6 pulgadas de 7 pies de largo, lo cual excede de la longitud que se muestra en el diseño de la sección 4.2, pero que el excedente servirá como pestaña para evitar que el agua entre en la vivienda.

Además, se debe recordar que en el diseño de este techo en la sección 4.2 se estableció que las costaneras se colocarán a un espaciamiento de 0,60 metros, por lo que por cada agua serán colocadas 4 costaneras de 3×4 pulgadas por 1,5 metros de largo.

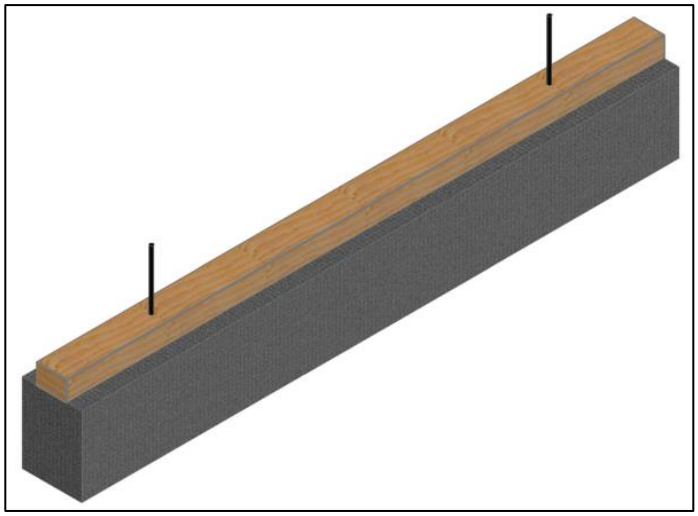
Otras piezas que deben tomarse en consideración son las piezas que servirán de unión en los medios de las tijeras. Así como también debe tomarse en cuenta que para apoyar las tijeras de madera sobre los muros se necesita colocar los durmientes, los cuales son piezas de madera cuya función es permitir transmitir la carga proveniente de la tijera de madera sin desportillar el concreto y sin dañar la sección del tijeron de madera. Estas piezas tendrán las

mismas dimensiones que las costaneras pero serán colocadas con su mayor dimensión apoyada sobre el muro.

- Colocación de durmientes sobre soleras

Los durmientes deberán perforarse con barreno, con una broca de mayor o igual diámetro al de las varillas que fueron utilizadas en los pines de acero insertados en el concreto. Por lo que antes de barrenar se deberá marcar las zonas en las cuales deberá sobrepasar el durmiente a los pines de acero. Los durmientes deberán quedar como lo muestra la figura 91.

Figura 91. **Colocación de durmientes sobre solera**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Colocación de tijeras de madera

Para la colocación de las tijeras de madera deberá primeramente marcarse la zona en donde atravesarán los pines sobre el tijeron. Deberá de

perforarse teniendo especialmente cuidado con la linealidad de la perforación para facilitar su anclaje sobre los muros. La broca a utilizarse deberá ser de igual o mayor diámetro del de los pines de anclaje. Seguidamente se harán pasar por los pines de anclaje. La figura 92 muestra la manera en la cual deberán hacerse pasar las tijeras perforadas por los pines y colocarse las tijeras de madera sobre los durmientes.

Figura 92. **Colocación de tijeras de madera sobre solera**

Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

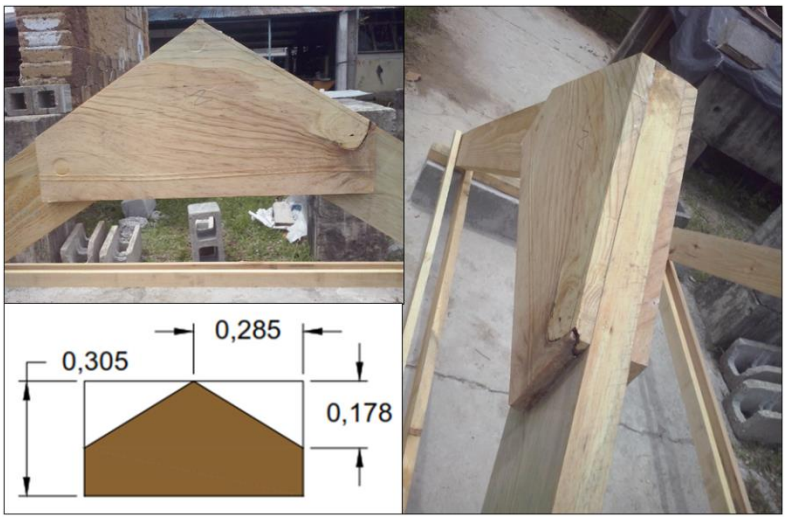
- Trazar y elaborar empalmes de las piezas del cordón superior

Existe la posibilidad que en esta etapa los tijerones, al ser colocados no queden del todo alineados. Para hacerlos llegar a su posición, servirá colocar las piezas de empalme, las cuales deberán ser colocadas en ambas caras de

las tijeras de madera. Estas se unen a las tijeras de madera untando cola en las caras de unión, se ajustan a manera que todo quede completamente alineado y se posicionan sargentos para mantener en su posición los elementos involucrados hasta que la cola llegue a secar.

Se ilustra en la figura 93 el empalme realizado en el centro del tijeron. No obstante esta unión puede llevarse a cabo de otra manera, utilizando empalmes como los de caja y espiga. La elaboración de la unión se realiza haciendo los cortes necesarios en las piezas, comprobando el correcto ensamble de los elementos al mismo tiempo.

Figura 93. **Tipo de unión en el centro de tijerón**



Fuente: Sección de Estructuras del CII, USAC.

- Atornillar empalmes

Trazando puntos céntricos para atornillar, se elaboran de acuerdo a la distribución de tornillos que se quieran colocar. Se atornilla teniendo cuidado de

no apretar demasiado. La figura 94 muestra la distribución de tornillos sobre el empalme al centro de las tijeras de madera.

Figura 94. **Dimensiones de pieza de unión en tijeras de madera**

Fuente: Sección de Estructuras del CII, USAC.

- Roscado de anclaje de tijerones

Los tijerones deberán ser roscados en los pines de anclaje. Para ello se requerirá de un formón y tallar una superficie plana perpendicular al sentido del pin de anclaje. Seguidamente se colocará dentro del pin y seguidamente la tuerca, se apretará con un cangrejo hasta que quede completamente apretado. Esto se hará con los cuatro pines que posee el prototipo y para el caso de la vivienda, deberá hacerse para los diez puntos de anclaje correspondiente a las cinco tijeras de madera. La figura 95 muestra la fotografía que detalla como deberá quedar cada pin de anclaje con su roldana y tuerca.

Figura 95. **Detalle de anclaje de tijera de madera a solera**

Fuente: Sección de Estructuras del CII, USAC.

- Colocación de costaneras de madera

Para la colocación de las costaneras de madera se deberá tomar una tabla con un largo mayor que la distancia existente entre tijeras. Se tendrá que clavar un extremo de la tabla sobre la parte alta de uno de los elementos del cordón superior del tijerón, haciendo descansar el otro extremo sobre la tijera contigua y otra tabla deberá colocarse en la parte inferior en el sentido de las tijeras de madera. Seguidamente se deberá colocar la nuez de la plomada en la parte superior de la tijera y dejando descolgar el plomo hasta dejarlo a la altura del cordón superior. Auxiliarse de un ayudante para mover la tabla clavada en el cordón superior por el extremo que se apoya el hastial, hasta lograr que la tijera quede aplomada. Fijar el hastial al listón clavándolo al tijeron contiguo, dejando de este modo arriostrada la tijera de madera.

Las costaneras se unirán a las tijeras de madera mediante el uso de tornillos de 6 pulgadas, esto debido a que deberán pasar por las 4 pulgadas de la costanera y deberán introducirse al menos dos pulgadas dentro del tijerón. Las costaneras deberán hacerse descansar sobre las tijeras de madera, a manera de marcar las zonas en las cuales se perforará, con una broca de igual o mayor diámetro al de los tornillos a utilizar. De este modo seguidamente se colocará la primera en la parte más alta de cada agua y las demás serán espaciadas a ejes a cada 60 centímetros.

En este proceso deberá prestarse especialmente atención a la perforación de las costaneras, pues el mismo sentido de la perforación seguirá los tornillos. Además, en las costaneras de la parte del medio del tijerón deberá tenerse el cuidado de hacer perforaciones teniendo presente, que existe el riesgo que al introducirse los tornillos, estos se encuentren y no entren completamente en la madera. La figura 96 muestra la manera en la cual fueron colocadas las costaneras sobre el prototipo.

Figura 96. **Colocación de costaneras sobre las tijeras de madera**

Fuente: Sección de Estructuras del CII, USAC.

- Colocación de tensores de madera

Los tensores de madera tienen la función de reducir la fuerza horizontal que reciben los muros de la vivienda, impiden que estos se abran al momento de tener excesos de carga sobre la cubierta. Para el prototipo estos se atornillan a los extremos de las tijeras de madera, mediante el uso de tornillos de 2 pulgadas, tal y como lo muestra la figura 97.

Figura 97. **Tensores de madera para tijerones**

Fuente: Sección de Estructuras del CII, USAC.

- Colocación de lámina galvanizada y capote

Se utiliza lámina galvanizada de 7 pies de largo calibre 26, y se deja de traslape entre laminas onda y media, lo que equivale a 2 pulgadas, siendo el

ancho útil de la lámina 0,75 metros. En la parte superior de los tijerones, la lámina deberá colocarse a rostro tal y como lo muestra la figura 98. Para su colocado, se debe colocar un hilo que sirva de guía a la hora de introducir los clavos en la lámina y que a la vez penetre las costaneras de madera.

Para este procedimiento se tendrán que utilizar clavos especiales para lámina, los cuales impiden el ingreso de agua en temporadas de lluvias. Además deberá clavarse siempre en la parte más alta de cada onda de la lámina, nunca en la más baja pues esto permitiría la filtración de agua en la vivienda.

Figura 98. **Colocación de lámina galvanizada y capote**

Fuente: Sección de Estructuras del CII, USAC.

Los capotes son piezas de lámina que se colocan en la zona media de la cubierta, parte superior del hastial. Su función es impedir que el agua ingrese

en la zona donde se llegan a encontrar las láminas. Estas van clavadas al igual que la cubierta de lámina, tal y como lo muestra la figura 98.

- Elaboración de topes de lamina

Los topes de lámina son colocados sobre la cubierta para almacenar un espesor constante de arena sobre la cubierta, sin embargo, para ello deberán ser resistentes y capaces de resistir el empuje de la arena que contienen. Los topes serán fabricados con lámina galvanizada, y serán anclados a la lámina utilizando escuadras elaboradas con tramos de hembras perforadas y dobladas dándoles la forma que se muestra en la figura 95. La manera mediante la cual, los topes se anclan a las costaneras, es por medio de clavos para lámina en la parte inferior, mientras en la parte superior se utilizan remaches de 3/16 de diámetro, los cuales impiden que el tope se venza tras el empuje del material.

Para el presente prototipo fue utilizado el capote para formar también el tope de lámina, sin embargo, esto puede sustituirse por piezas de lámina dobladas específicamente para este uso, mandadas a hacer a una hojalatería, lo cual resulta más económico.

Los capotes tuvieron que ser modificados para darles las dimensiones requeridas según el diseño, el cual fue elaborado para soportar un espesor máximo de 10 centímetros de arena. Además, es importante señalar que los topes fueron colocados a manera de crear cajones, los cuales impedirán la fuga excesiva de este material, excepto en el momento en que estos se llenen y que el material empiece a resbalar por toda la cubierta. La figura 99 ilustra la manera en la cual resulta el prototipo al colocar los topes y los angulares sobre la cubierta.

Figura 99. **Colocación de topes y angulares sobre la cubierta**

Fuente: Sección de Estructuras del CII, USAC.

- Colocación de mortero en tope inferior

Se realizó una mezcla de mortero pobre, con el fin de verterlo en la abertura que queda entre la cubierta de lámina galvanizada y el tope inferior. De no hacerlo, al verter la arena sobre la cubierta, se escapa por estas zonas e impide la acumulación de material, debido a la pendiente del 60 % que posee el techo, la cual está diseñada para evitar la acumulación excesiva de material sobre la cubierta.

El colocar mortero sobre la cubierta, a manera de tapar toda abertura en dicha zona, crea incertidumbre en cuanto a cómo el sistema desfogará el agua al momento de una lluvia. Para ello se pensó en evitar el colocar mortero en la zona de los topes transversales al sentido largo de la vivienda (ubicados en el sentido de las tijeras de madera). Con esto se espera que el agua y parte de la arena contenida dentro de los cajones se desfogue sin restricción alguna. La

figura 100 muestra la manera en la cual se colocó la mezcla de mortero sobre la cubierta.

Figura 100. **Colocación de mortero en aberturas de tope inferior**

Fuente: Sección de Estructuras del CII, USAC.

Como se ha venido hablando a lo largo de este proyecto de investigación, el caso más crítico es el momento en el cual desarrolla un evento de precipitación y erupción al mismo tiempo, debido a que la presencia de agua de lluvia produce un incremento en el peso del material volcánico, que al acumularse en las cubiertas actualmente construidas en zonas aledañas al volcán, generan que el sistema de soporte del techo colapse. Es por ello que el objetivo es que el agua desfogue libremente, y que al mismo tiempo permita el flujo de arena sobre los conductos libres de la parte inferior de la cubierta. De no ocurrir esto el sistema tiene peligro de colapso debido a que las partículas pequeñas, del material volcánico húmedo o saturado, tienen la característica de adherirse unas a otras, lo que genera que el ángulo de fricción interno se incremente hasta el punto en el cual, aun 60 % de pendiente, es insuficiente para permitir que el material volcánico se disipe por gravedad.

6. RESULTADOS DE EVALUACIÓN DE PROTOTIPO

Inicialmente fue necesario establecer que el tipo de ensayo que se requiere para estudiar el comportamiento estructural de la cubierta sería un ensayo de impacto. Lo que se busca es evaluar que tan útil es el espesor constante de arena sobre la cubierta de lámina galvanizada calibre 26, al presentarse el impacto de un cuerpo, y compararlo con el daño producido por el impacto del mismo cuerpo directamente sobre la lámina galvanizada.

6.1. Preparación de ensayo

Para llevar a cabo una prueba de impacto se requería obtener la mayor altura posible por encima de la cubierta, de manera que al dejarse en caída libre un cuerpo (de masa conocida) permitiera realizarse varias mediciones al incrementar la altura de impacto, generando con el mismo cuerpo mayor energía de impacto. De esta manera, se procedió a armar dos torres con tres niveles de andamios, una a cada lado del prototipo, a manera de colocar un tubo de acero de 6 metros de longitud apoyado sobre las dos torres, y así permitir mediante un sistema de poleas dejar caer un cuerpo, tal y como lo muestra la figura 101.

El sistema de techo bajo el cual fue construido el prototipo posee tres cajones compuestos por los topes de lámina, el mayor daño producido por impacto sería generado en la zona media de cada agua, ya que es la zona más crítica para los tijerones de madera. Sin embargo, se llevó a cabo el impacto únicamente sobre la cubierta de lámina galvanizada, específicamente sobre la

el cajón ubicado en la zona media cada agua, para evaluar la máxima capacidad de la lámina galvanizada calibre 26.

Figura 101. **Sistema de andamios para ensayo de impacto**

Fuente: Sección de Estructuras del CII, USAC.

Las mediciones que se tomaron fueron:

- La masa del cuerpo que serviría para generar la fuerza de impacto
- La altura de caída libre del cuerpo
- La deflexión producida en la lámina galvanizada

Las mediciones de la altura de caída libre fueron tomadas mediante el uso de una regla de madera previamente marcada, y la deflexión fue medida mediante el uso de un deformómetro, el cual que era capaz de registrar la máxima flecha producida al ubicarlo en la zona donde se originaba el impacto, tal y como lo muestra la figura 102.

Figura 102. **Equipo de medición para realización de ensayo de impacto**

Fuente: Sección de Estructuras del CII, USAC.

El prototipo fue evaluado a impacto bajo cuatro escenarios distintos:

- Caso I: en donde la lámina fue cubierta por el espesor de arena (seca) constante de 10 centímetros, y se utilizó para impacto una masa de $8\,kg$.

- Caso II: en donde la lámina fue cubierta por el espesor de arena (seca) constante de 10 centímetros, y se utilizó para impacto una masa de $12\,kg$.

- Caso III: en donde la lámina fue cubierta por el espesor de arena (saturada) constante de 10 centímetros, y se utilizó para impacto una masa de 12 kg.

- Caso IV: en donde la lámina se dejó descubierta y se utiliza para impacto una masa de 12 kg.

6.2. Resultados de ensayo de impacto

A continuación se muestran los valores obtenidos del ensayo de impacto, para cada caso en particular. Las mediciones fueron tomadas a partir de una altura de impacto de 1 metro, y se fue incrementando de 0,5 en 0,5 metros, hasta llegar a la máxima altura que permitía el cuerpo de impacto y el sistema de andamios, tal y como lo muestra la figura 103.

Figura 103. **Esquema de proceso de ensayo de impacto**

Fuente: Sección de Estructuras del CII, USAC.

6.2.1. Resultados de caso I

Para el caso I se tenía, la lámina galvanizada calibre 26 del prototipo, cubierta por un espesor de arena (seca) constante de 10 centímetros, y se utilizó para impacto una masa de 8 kilogramos. Los valores de altura de caída libre y la flecha correspondiente para el presente caso se muestran en la tabla XXXVII. En dicha tabla también se muestra la energía potencial producto de la caída libre de la masa utilizada, que para este escenario es de 8 kilogramos, la energía potencial se calcularía de la siguiente manera:

$$E_{potencial} = mgh_{imp}$$

$$E_{potencial} = (8\ kg)\left(9{,}81\frac{m}{s^2}\right)h_{imp}$$

$$E_{potencial} = 78{,}48\left(h_{imp}\right)$$

Tabla XXXVII. **Resultados de ensayo de impacto caso I**

Altura de impacto (m)	Posición inicial deformómetro (cm)	Posición final deformómetro (cm)	Deformación (cm)	Energía potencial (Joule)
1,0	17,60	17,65	0,05	78,48
1,5	17,60	17,70	0,10	117,72
2,0	17,60	17,73	0,13	156,96
2,5	17,60	18,00	0,40	196,20
2,9	17,70	17,80	0,10	227,59

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

6.2.2. Resultados de caso II

Para el caso II se tenía, la lámina galvanizada calibre 26 del prototipo, cubierta por un espesor de arena (seca) constante de 10 centímetros, y se utilizó para impacto una masa de 12 kilogramos. Los valores de altura de caída libre y la flecha correspondiente para el presente caso se muestran en la tabla XXXVIII. En dicha tabla también se muestra la energía potencial producto de la caída libre de la masa utilizada, que para este escenario es de 12 kilogramos, la energía potencial se calcularía de la siguiente manera:

$$E_{potencial} = mgh_{imp}$$

$$E_{potencial} = (12\ kg)\left(9{,}81\frac{m}{s^2}\right)h_{imp}$$

$$E_{potencial} = 117{,}72\left(h_{imp}\right)$$

Tabla XXXVIII. **Resultados de ensayo de impacto caso II**

Altura de impacto (m)	Posición inicial deformómetro (cm)	Posición final deformómetro (cm)	Deformación (cm)	Energía potencial (Joule)
1,0	8,65	9,55	0,90	117,72
1,5	8,90	10,15	1,25	176,58
2,0	8,90	10,40	1,50	235,44
2,5	8,65	10,40	1,75	294,30
2,9	8,50	9,80	1,30	341,38

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

6.2.3. Resultados de caso III

Para el caso III se tenía, la lámina galvanizada calibre 26 del prototipo, cubierta por un espesor de arena (saturada) constante de 10 centímetros, y se utilizó para impacto una masa de 12 kilogramos. Los valores de altura de caída libre y la flecha correspondiente para el presente caso se muestran en la tabla XXXIX.

Tabla XXXIX. **Resultados de ensayo de impacto caso III**

Altura de impacto (m)	Posición inicial deformómetro (cm)	Posición final deformómetro (cm)	Deformación (cm)	Energía potencial (Joule)
1,0	10,30	11,30	1,0	117,72
1,5	10,30	11,80	1,5	176,58
2,0	10,30	11,90	1,6	235,44
2,8	10,20	11,20	1,0	329,61

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

6.2.4. Resultados de caso IV

Para el caso IV se tenía, la lámina galvanizada descubierta (sin cobertura de espesor de arena) calibre 26, y se utilizó para impacto una masa de $12\ kg$. Los valores de altura de caída libre y la flecha correspondiente para el presente caso se muestran en la tabla XL. En dicha tabla, se puede observar que existe una notable diferencia entre los valores de deformación obtenidas en comparación la tabla XXXVIII del el caso II, esto demuestra que efectivamente el espesor de arena permite apañar el impacto producido por la caída libre de un cuerpo.

Tabla XL. **Resultados de ensayo de impacto caso IV**

Altura de impacto (m)	Posición inicial deformómetro (cm)	Posición final deformómetro (cm)	Deformación (cm)	Energía potencial (Joule)
1,0	12,10	22,40	10,3	117,72
1,5	14,00	24,30	10,3	176,58
2,0	55,10	53,50	1,6	235,44
2,5	53,50	52,70	0,8	329,61

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

6.3. Interpretación de resultados de ensayo de impacto

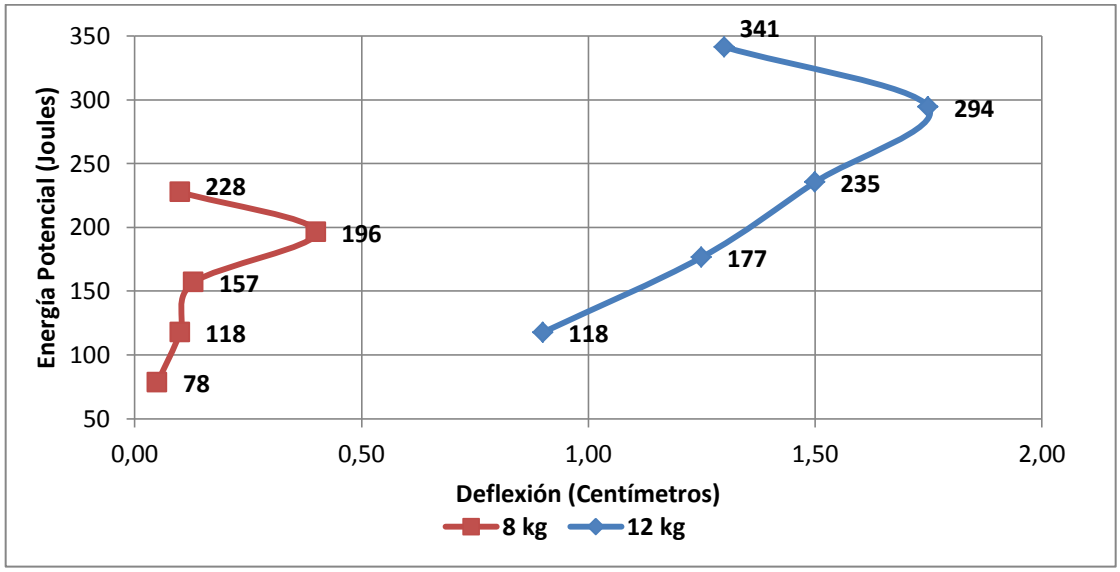
Los datos obtenidos de deformación y energía potencial, de cada caso mencionado anteriormente, serán utilizados para construir gráficos que permitan determinar la tendencia de dichas curvas, y a partir de dicha comparación construir un modelo matemático, el cual permita realizar pronósticos del comportamiento de la cubierta usando valores de energía potencial que no son posibles llevar a la práctica en el prototipo.

6.3.1. Comparación caso I y caso II

Los casos I y II eran similares, lo único en lo que diferían era que en el caso I, la masa era de 8 kilogramos, mientras que para el caso II la masa era de 12 kilogramos. Para interpretar los resultados de la flecha y la energía potencial que se genera con cada cambio de altura de impacto se procede a realizar el gráfico de la figura 104, en el cual se muestran el comportamiento de la energía potencial del cuerpo en caída libre versus la flecha o deflexión de la lámina galvanizada calibre 26.

Al disponer de un espesor de arena constante de 10 centímetros en estado seco en ambos casos, es posible realizar una comparación fiable entre ambas curvas. Se puede apreciar que el comportamiento de ambas curvas es muy similar, lo cual permite que se pueda encontrar por algún método analítico un modelo que permita predecir cuál es el comportamiento del sistema de techo bajo condiciones que no es posible simular en laboratorio. Energías potenciales producidas por masas y alturas de impacto considerables como ocurre en la realidad con las bombas balísticas y bloques del cráter que impactan en las viviendas aledañas a zonas volcánicas en Guatemala.

Figura 104. **Comparación de deformación versus energía potencial**



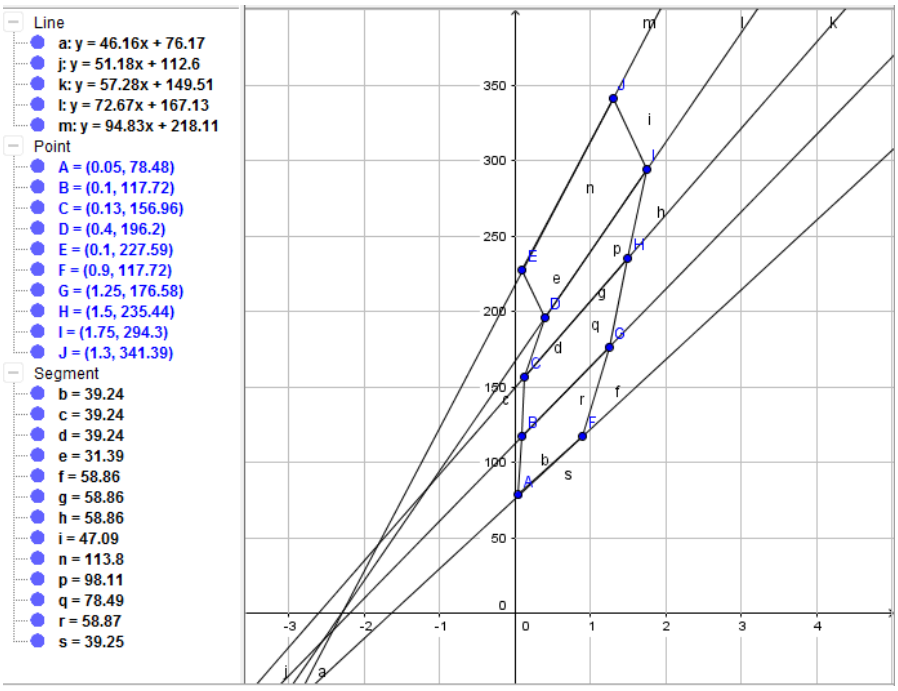
Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

A continuación se procedió a desarrollar mediante el uso del programa Geogebra un análisis matemático de ambas curvas, el cual permitió comprobar que existe una correlación muy fiel de los datos. Se pudo observar que ambas curvas, pese a la diferencia visual de su comportamiento en la figura 102,

ambas graficas comparten la característica, que al medir las distancias de un primer punto al segundo punto (de la misma curva) esta es aproximadamente la misma que medir la distancia del segundo punto al tercero. Teniendo esto presente se propuso trazar líneas de un primer punto de la curva del caso 1 al primer punto de la curva del caso II, a manera de crear rectas que modelen como se va a ir expandiendo el rango de la curva a medida que la masa de impacto se vaya incrementando.

La figura 105 muestra las rectas y sus respectivas ecuaciones, así como también lo dicho respecto a la distancia en puntos de la misma curva, lo cual se puede comprobar en la parte inferior de donde aparece *segment*.

Figura 105. **Esquema de modelado de líneas de comportamiento de curvas de energía potencial versus deflexión**



Fuente: elaboración propia, con programa Geogebra.

De esta manera la línea que une el primer punto de ambas curvas representa la serie de puntos que tienen en común una altura de impacto de 1m, recordar que el primer punto de cada curva resultó de dejar caer un cuerpo desde una altura de 1 metro. La recta que une los segundos puntos de ambas curvas será la recta que representa una altura de impacto de 1,5 metros, y así sucesivamente hasta llegar al último punto de ambas curvas, cuya recta representa la sucesión de puntos correspondiente a energía potencial de una masa variable y una altura de 2,9 metros. Por tanto para predecir el comportamiento de una energía potencial, mayor o diferente a las mostradas en la figura 102, se deberá hacer lo siguiente:

- Con la altura del cráter o altura de estudio, y la masa de la bomba balística a estudiar, se debe calcular la energía potencial E_p que esta es capaz de desarrollar.

- Se deberá trazar el punto al cual corresponde el valor la energía potencial E_p sobre la recta equivalente a 1 metro de altura de impacto (sobre recta $y = 46{,}16x + 76{,}17$), al cual se le conocerá como punto (x_1, y_1), y determinar cuál es el valor de deflexión que se espera con dicha energía de impacto (el valor observado de x_1).

- La energía potencial calculada deberá igualarse a la fórmula de energía potencial, con el fin de encontrar una masa equivalente para la recta correspondiente a una altura de 1 metro.

$$E_p = m_e \left(9{,}81 \frac{m}{s^2}\right) (1\ m)$$

- Dicha masa equivalente m_e servirá para determinar el factor por el cual habrá que multiplicar la distancia entre puntos sucesivos de la curva del caso I, para encontrar la distancia que deberá existir entre puntos sucesivos de la nueva curva.

$$f_s = \frac{m_e}{8\ kg}$$

- El factor f_{ps} deberá multiplicarse por la distancia entre puntos sucesivos de la primera curva, este corresponde a 39,24. Esto con el fin de determinar la distancia entre puntos sucesivos d_{ps} de la nueva curva, este servirá para los primeros cuatro puntos de la curva:

$$d_{ps} = f_{ps}(39{,}24)$$

Para determinar la distancia del punto 4 al punto 5 se deberá usar la siguiente fórmula:

$$d_{ps} = f_{ps}(31{,}39)$$

- Al determinar la distancia entre puntos sucesivos es necesario usar el siguiente sistema de ecuaciones y resolverlo para encontrar la coordenada del siguiente punto de la curva:

$$\begin{cases} y = 51{,}18x + 112{,}16 & Recta\ equivalente\ a\ 1{,}5\ metros \\ (d_{ps})^2 = (x - x_1)^2 + (y - y_1)^2 & Fórmula\ de\ distancia \end{cases}$$

- Al encontrar la coordenada del segundo punto de la curva es posible encontrar el tercero usando como punto de partida el segundo punto y

siguiendo el mismo procedimiento únicamente que ahora se deberá utilizar la ecuación $y = 57{,}28x + 149{,}51$, la cual corresponde a la tercera recta equivalente a 2 metros de altura de impacto.

Para ilustrar el procedimiento anterior, se procede a determinar una curva que muestre el comportamiento que produjera la caída de una bomba balística de 5 libras (2,27 kg), desde una altura de 25 metros de altura. Con estos valores la energía potencial que genera la caída libre de dicho cuerpo es:

$$E_p = mgh = (2{,}27\ kg)(9{,}81\ m/s^2)(25\ m) = 556{,}72\ J$$

Este valor es ubicado en la gráfica de la recta $y = 46{,}16x + 76{,}17$, a partir de esto se obtiene un punto sobre el eje x, el cual representa la deformación que el techo podría llegar a presentar suponiendo que tiene capacidad para ello.

$$y = 46{,}16x + 76{,}17$$

$$556{,}72 = 46{,}16x + 76{,}17$$

$$x = 10{,}41\ cm$$

Lo que refleja el resultado anterior es que, se predice que al tener una energía potencial de $556{,}72$ Joules, se puede llegar a tener en la cubierta una deflexión de $10{,}41$ centímetros. Esta deflexión es excesiva y podría llegar a causar el colapso de la cubierta teniendo el espesor de arena sobre la cubierta. Este es el primer punto de la curva por tanto $(x_1 = 10{,}41,\ y_1 = 556{,}72)$.

Continuando con los pasos descritos anteriormente, se procede a determinar la masa equivalente a la energía potencial generada:

$$E_p = m_e \left(9{,}81 \frac{m}{s^2}\right)(1\ m)$$

$$(556{,}72\ J) = m_e \left(9{,}81 \frac{m}{s^2}\right)(1\ m)$$

$$m_e = 56{,}75\ kg$$

Esto significa que si se tuviera que simular en laboratorio la energía potencial de 556,72 Joules, se tendría que usar una masa de 56,72 kilogramos y dejarla caer desde 1 metro de altura. Es una manera de crear un escenario equivalente. Con este valor de masa equivalente se procede a calcular el factor f_{ps}:

$$f_{ps} = \frac{m_e}{8\ kg}$$

$$f_{ps} = \frac{56{,}75\ kg}{8\ kg} = 7{,}09$$

El factor f_{ps} permite calcular la distancia existente entre puntos sucesivos, lo cual permite determinar que la distancia de un punto al siguiente es de:

$$d_{ps} = f_{ps}(39{,}24)$$

$$d_{ps} = (7{,}09)(39{,}24) = 278{,}21$$

A excepción de los últimos dos puntos, el cual se determina por:

$$d_{ps} = f_{ps}(31{,}39) = (7{,}09)(31{,}39) = 222{,}56$$

Se puede encontrar el segundo punto sobre la curva resolviendo el sistema de ecuaciones siguiente, sabiendo que:

- $x_1 = 10{,}41\ cm$
- $y_1 = 556{,}72\ J$
- $d_{ps} = 278{,}21$

$$\begin{cases} y = 51{,}18x + 112{,}16 & Recta\ equivalente\ a\ 1{,}5\ metros \\ (d_{ps})^2 = (x - x_1)^2 + (y - y_1)^2 & Fórmula\ de\ distancia \end{cases}$$

La solución al sistema de ecuaciones es $x_2 = 14{,}12\ cm$ y $y_2 = 834{,}91\ J$. Ahora para el tercer punto solo se requiere usar de x_2 y y_2, además de la ecuación de la recta correspondiente a 2 metros de altura $(y = 57{,}28x + 149{,}51)$.

$$\begin{cases} y = 57{,}28x + 149{,}51 & Recta\ equivalente\ a\ 2{,}0\ metros \\ (d_{ps})^2 = (x - x_2)^2 + (y - y_2)^2 & Fórmula\ de\ distancia \end{cases}$$

$$\begin{cases} y = 57{,}28x + 149{,}51 \\ (278{,}21)^2 = (x - 14{,}12)^2 + (y - 834{,}91)^2 \end{cases}$$

La solución al sistema de ecuaciones es $x_2 = 16{,}82\ cm$ y $y_2 = 1\,113{,}10\ J$. Ahora para el tercer punto solo se requiere usar de x_3 y y_3, además de la ecuación de la recta correspondiente a 2,5 metros de altura $(y = 72{,}67x + 167{,}13)$.

$$\begin{cases} y = 72{,}67x + 167{,}13 & Recta\ equivalente\ a\ 2{,}5\ metros \\ \left(d_{ps}\right)^2 = (x - x_3)^2 + (y - y_3)^2 & Fórmula\ de\ distancia \end{cases}$$

$$\begin{cases} y = 72{,}67x + 167{,}13 \\ (278{,}21)^2 = (x - 16{,}82)^2 + (y - 1\,113{,}10)^2 \end{cases}$$

La solución al sistema de ecuaciones es $x_3 = 16{,}85\ cm$ y $y_3 = 1\,391{,}31\ J$. Ahora para el cuarto punto se requiere usar de x_3 y y_3, además de la ecuación de la recta correspondiente a 2,9 metros de altura $(y = 94{,}83x + 218{,}11)$.

$$\begin{cases} y = 94{,}83x + 218{,}11 & Recta\ equivalente\ a\ 2{,}9\ metros \\ \left(d_{ps}\right)^2 = (x - x_4)^2 + (y - y_4)^2 & Fórmula\ de\ distancia \end{cases}$$

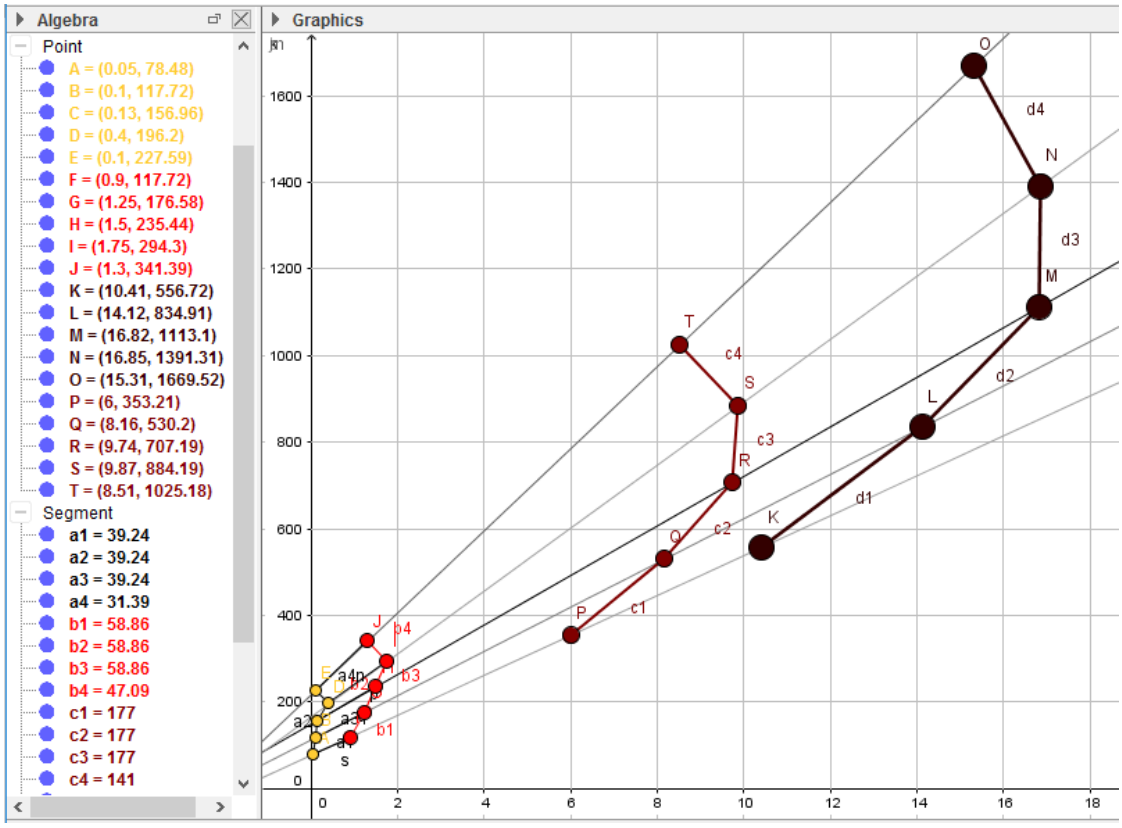
$$\begin{cases} y = 72{,}67x + 167{,}13 \\ (278{,}21)^2 = (x - 16{,}82)^2 + (y - 1\,113{,}10)^2 \end{cases}$$

La solución al sistema de ecuaciones es $x_5 = 15{,}31\ cm$ y $y_5 = 1\,669{,}52\ J$.

Al poseer las coordenadas de los puntos pertenecientes a la curva, esta puede graficarse, por lo que a continuación se muestra en la figura 106, en ella se puede visualizar en el mismo plano cartesiano las curvas obtenidas mediante el ensayo y la curva procedentes de utilizar el modelo planteado y predecir el comportamiento de la curva procedente de haber ensayado el techo con una masa $m_e = 56{,}75\ kg$ variando la altura de caída libre. Como es posible observar la deflexión presente en la cubierta de lámina es directamente proporcional a la energía potencial que posea el cuerpo que impacta. Sin embargo, se podría predecir una curva con una masa equivalente considerablemente muy grande, sin embargo, es importante señalar que el sistema de cubierta tiene una capacidad máxima, la cual no permite exceder de una deflexión máxima, en

este caso, como se pudo observar en el caso III mostrado anteriormente, la cubierta sin espesor de lámina sufrió una deflexión máxima de 10,3 centímetros

Figura 106. **Curva de energía potencial versus deflexión, para una masa equivalente de 56,75 kilogramos**



Fuente: elaboración propia, con programa Geogebra.

Habiendo hecho este análisis, se finaliza mostrando en la figura 107 el daño leve producido a la cubierta de lámina galvanizada de calibre 26, producto de haber sido impactada tanto por la masa de 8 kilogramos como por la de 12 kilogramos, con un espesor de arena de 10 centímetros. Este daño casi imperceptible permite que la lámina continúe funcionando bajo condiciones

normales y no crea abolladuras que permitan que se filtre el agua al presentarse un evento de precipitación.

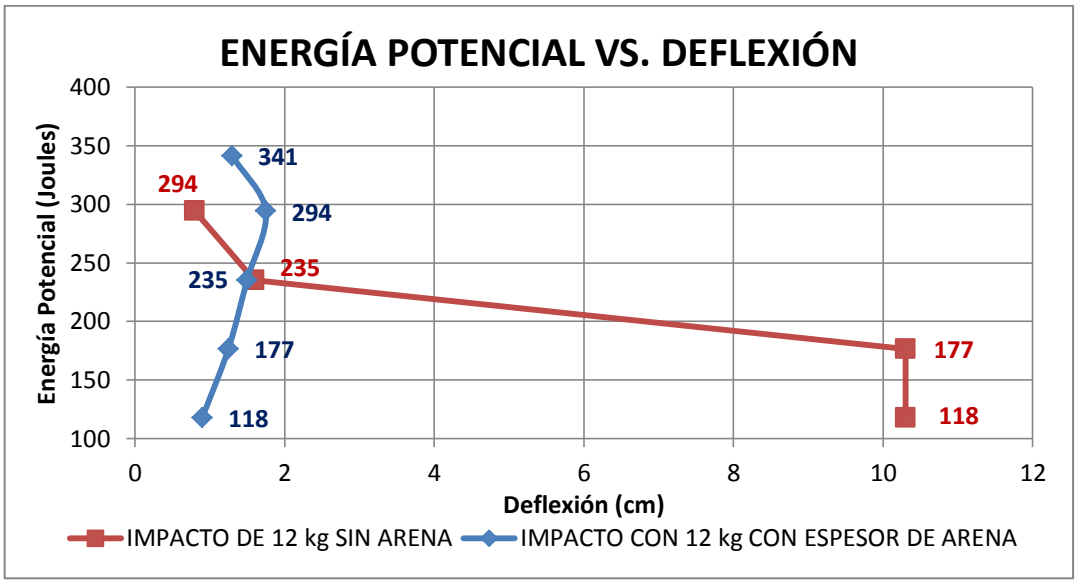
Figura 107. **Daño producido por impacto sobre lámina cubierta por espesor constante de arena volcánica**

Fuente: Sección de Estructuras del CII, USAC.

6.3.2. Comparación de caso II y caso IV

El caso II difiere del caso IV en que este, al momento del impacto, poseía sobre la cubierta de lámina galvanizada calibre 26, un espesor constante de arena de 10 centímetros en estado seco, mientras que en el caso IV la cubierta no tenía ningún espesor de arena, por tanto el impacto era directo sobre la cubierta de lámina galvanizada. La figura 108 muestra el gráfico que ilustra el comportamiento de los valores de la energía potencial versus la deflexión para ambos casos.

Figura 108. **Comparación de deformación versus energía potencial**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

En la figura 105 se puede apreciar que para el sistema en el cual la lámina no disponía de una cama de arena de 10 centímetros de espesor que amortiguara el impacto, la deformación fue considerablemente mayor con respecto al sistema que si disponía de ella. Con tan solo la primera lectura, en la cual se dejó caer el cilindro de concreto de 12 kilogramos directamente sobre la cubierta de lámina desde un metro de altura, la deflexión resultante fue de 10,3 centímetros, mientras que para el sistema de techo con el espesor de arena y la misma altura de impacto se obtuvo una deflexión de 0,9 centímetros lo cual corresponde a un 8,74 % del 10,3 centímetros, por lo que el sistema de techo con el espesor de arena sobre la cubierta absorbe 91,26 % de la fuerza de impacto.

El comportamiento de la curva, en el escenario en el cual no se disponía de un espesor de arena y el impacto se daba directamente sobre la cubierta de

lámina galvanizada, presenta una deformación considerablemente grande inicialmente y en la medida que se incrementa la energía potencial de impacto las deformaciones decrecen a valores relativamente bajos, esto se debe a que inicialmente la deformación inicial resultaba ser permanente, de manera que al tomar nuevamente las mediciones se utilizaba como punto de partida dicha deflexión. Al ceder la lámina y al aumentar aún más la energía potencial de impacto, la lámina perdió la capacidad de deformarse, de manera que el sistema de cubierta empezó a presentar abolladuras que permitirían la filtración de agua de lluvia. La lámina, luego de ser impactada directamente (sin espesor de arena), presenta una deformación permanente, esta puede apreciarse en la figura 109.

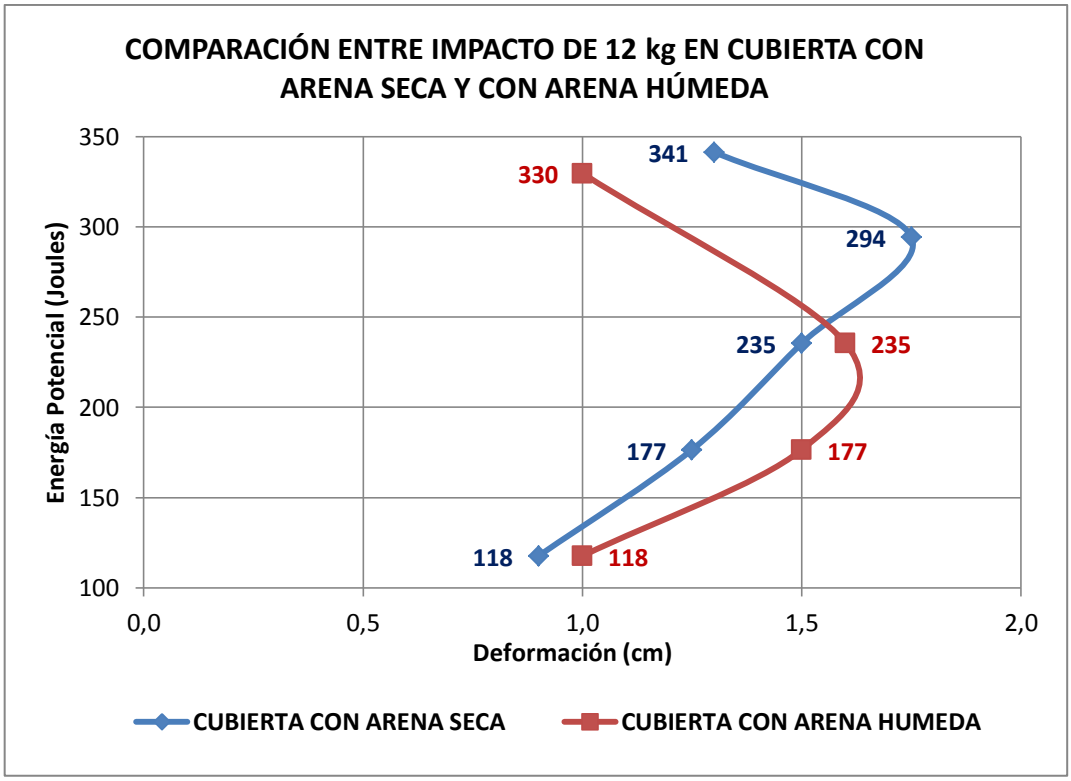
Figura 109. **Cubierta impactada directamente por una masa de 12 kg**

Fuente: Sección de Estructuras del CII, USAC.

6.3.3. Comparación entre caso II y caso III

Al comparar el impacto producido sobre la cubierta de techo con el espesor de arena de 10 centímetros, se hizo una comparación del comportamiento ante impacto de una masa de 12 kilogramos en dos escenarios distintos, uno en el que el espesor de arena sobre la cubierta se encontrara en estado seco y otra donde estuviese húmedo o saturado. A continuación se muestra la figura 110, la cual se puede apreciar en un mismo plano la gráfica de energía potencial versus deflexión.

Figura 110. **Comparación de ensayo a impacto con cama de arena en estado húmedo y estado seco**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

Es posible apreciar en la figura 110 que el material volcánico, estando en estado seco, absorbe mejor el impacto, obteniéndose con este, menores deformaciones de la cubierta. Esto se debe a que, en la medida que el material volcánico se humedece, este se torna más cohesivo impidiendo el libre movimiento de cada partícula y su posible acomodo al momento de impacto. Mientras que para el material seco, al ser una arena, no tiene cohesión y por tanto cada partícula puede acomodarse y moverse al momento del impacto, lo cual permite que se absorba mejor la energía de impacto.

6.4. Evaluación a condiciones de diseño

El techo fue diseñado con 60 % de pendiente para que al llenarse los compartimientos formados por los topes de lámina, la arena excedente se disipara por gravedad. Por lo que en esta etapa, luego de haber construido el prototipo, se procedió a llenar los compartimientos de arena y además se le dejó caer arena volcánica desde 3 metros de altura como lo muestra la figura 111. Sin embargo, se tuvieron dificultades puesto que el viento existente impedía que el 100 % de la arena callera sobre el prototipo, por lo que no se pudo llevar a cabo una medición acerca del porcentaje de arena que al caer sobre la cubierta se almacenaba, y el porcentaje de arena que se disipaba del techo.

De este experimento se pudo comprobar que, pese a las condiciones de viento, el material que caía sobre el prototipo se disipaba, y que lo único determinante en este proceso, era que el material cedía a resbalar una vez hubiese una columna de material en la parte superior de la cubierta que generara un empuje sobre el material volcánico en la parte de debajo de la cubierta, el cual al no encontrar un tope que le diera soporte, este resbalaba hasta disiparse de la cubierta.

Figura 111. **Prueba de disipación en lluvia de arena**

Fuente: Sección de Estructuras del CII, USAC.

El concepto de disipación de arena funciona únicamente si la arena se encuentra en estado seco. Sin embargo, en época de invierno es necesario disipar la arena excedente de alguna manera. Por tanto, la solución con la cual se resolvió dicho problema, es evitar el colocar mortero entre la lámina y topes de lámina transversales (topes que van en misma la dirección de las tijeras de madera), de esta manera dependiendo de la intensidad de lluvia, el flujo de agua por la superficie de la lámina permite que la arena fluya y se fugue por los espacios libres de mortero. A manera de demostración se muestra la figura 112, en la cual se puede apreciar como la arena fluye con el agua.

Figura 112. **Fuga de arena mediante el flujo de agua producto de la lluvia**

Fuente: Sección de Estructuras del CII, USAC.

De esta manera se finaliza la presente investigación, estableciendo que físicamente se pudo comprobar que el espesor de arena controlado sobre la superficie de la cubierta cumple su función, ya que como se puede observar en la figura 113, el prototipo de estudio sufrió menores daños al tener el espesor de 10 centímetros de arena volcánica sobre la cubierta, en comparación a una cubierta convencional, reduciendo la deflexión que se produce al caer un cuerpo y reduciendo así también los daños producidos al material de la cubierta, como lo es en este caso la lámina galvanizada calibre 26.

Figura 113. **Comparación de daño en lámina con una masa de 12 kilogramos y 2,9 metros de altura**

Fuente: Sección de Estructuras del CII, USAC.

Para concluir el presente trabajo de graduación se presenta la tabla XL, en la cual se desglosa la cantidad de materiales y el costo aproximado de cada renglón con el fin de dar un estimado en el precio final para el techo propuesto en este trabajo de graduación. Es importante notar que el techo posee dimensiones fijas de 3 metros de ancho por 4 metros de largo. Además, al poseer una inclinación de 60 % la cubierta, el techo posee una longitud de agua de 1,66 metros. Teniendo en consideración estos valores, el precio aproximado de la vivienda, como es posible verlo en dicha tabla es de 2 598,95 quetzales.

Tabla XLI. **Costo de propuesta de techo de lámina galvanizada calibre 26 con estructura de soporte de madera**

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD NECESARIA	CANTIDAD A COMPRAR	COSTO POR UNIDAD	TOTAL POR RENGLÓN
PINES DE ACERO CON PUNTA ROSCADA PARA ANCLAJE DE TIJERAS DE MADERA					
10 tramos de 0,30 metros de varilla 3/8 Grado 40	Varilla	0,50	1,00	Q 20,00	Q 20,00
10 tornillo de 3/8 de diametro para roscar	Unidad	10	10	Q 1,00	Q 10,00
10 roldanas para tornillo de 3/8	Unidad	10	10	Q 0,23	Q 2,30
10 tuercas para tornillo de 3/8	Unidad	10	10	Q 0,28	Q 2,80
10 puntos de soldadura para unir tornillos de 3/8 con tramos de varillas de 3/8	Unidad	10	10	Q 10,00	Q 100,00
SUBTOTAL					Q 135,10
TIJERAS DE MADERA CON EMPALME DE MADERA AL CENTRO					
10 piezas madera de pino rústico sin tratamiento de 6"x2"x7' para armar las dos aguas de los 5 tijerones	Pie tablar	70	70	Q 5,49	Q 384,30
2 piezas de madera de pino rústico sin tratamiento de 1"x12"x10' para empalme de zona media de ambas caras de tijerones	Pie tablar	20,00	20,00	Q 6,50	Q 130,00
10 piezas de madera de pino rústico sin tratamiento de 1"x3"x10' que serviran para tensar los tijerones e impedir que los muros reciban carga horizontal	Pie tablar	25	25	Q 5,45	Q 136,25
Tornillo para madera de 2 pulgadas de largo	Ciento	1,2	2	Q 13,59	Q 27,18
Cola para fijar piezas de madera a unir previo a atornillar	Galón	0,25	0,25	Q 156,00	Q 39,00
SUBTOTAL					Q 716,73
COSTANERAS					
16 piezas de madera de 3"x2"x7'	Pie tablar	56	56	Q 5,49	Q 307,44
Tornillo para madera de 6 pulgadas	Unidad	40	40	Q 1,50	Q 60,00
SUBTOTAL					Q 367,44
CUBIERTA DE LAMINA Y TOPES DE LAMINA					
11 láminas onduladas y galvanizadas de 7 pies de longitud	Unidad	11	11	Q 65,00	Q 715,00
clavos especiales para lámina	Libra	8	8	Q 6,96	Q 55,68
Piezas de lámina en forma de "L" de 7 pies de largo, de dimensiones de 10 centimetros de base por 10 de altura para formar los topes de lámina	Unidad	16	16	Q 16,00	Q 256,00
Hembra para formar angulares que serviran de sujetadores para los topes de lámina y que seran espaciados a cada 0,5 metros	Varilla	1,55	2	Q 30,00	Q 60,00
Remaches de 3/16 de 3/8 de largo	Unidad	72	100	Q 0,25	Q 25,00
Pintura anticorrosiva para la cubierta de lámina galvanizada y topes de lámina	Galón	0,5	1	Q 250,00	Q 250,00
SUBTOTAL					Q1 361,68
TOTAL					**Q2 580,95**

Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Excel.

CONCLUSIONES

1. Se propuso un sistema de cubierta para una vivienda típica de 3x4 metros, compuesto por láminas galvanizadas calibre 26, con estructura de soporte constituido por tijeras de madera de 6x2 pulgadas separadas a cada metro, con una inclinación del 60 % y sobre las cuales descansan costaneras de madera de 2x3 pulgadas, que están colocadas a cada 3 pies, y que además incluye sobre la cubierta, topes de lámina que tienen la función de retener 10 centímetros de espesor de arena. Se comprobó que este sistema de techo absorbe el impacto producido por bombas balísticas y es económicamente accesible a la población, debido a que los elementos que lo componen pueden ser adquiridos en la localidad y el techo puede ser construido por cada familia, sin tener mayor experiencia o mano de obra calificada.

2. Se identificó que los techos de viviendas que se encuentran en aldeas aledañas a zonas volcánicas en Guatemala, colapsan debido a la manera en la que está constituida la estructura de soporte, la cual es construida por y a criterio de los propios miembros de familia, y que regularmente la componen elementos de madera con secciones inadecuadas y materiales que no cumplen con las propiedades físicas y mecánicas mínimas para su uso. Techos con pendientes poco pronunciadas del orden del 15 %, que permiten la acumulación de arena y generan deflexiones considerables, sobre elementos cuya sección no es adecuada para resistir esfuerzos de dicha magnitud y que al momento de coincidir un evento de erupción volcánica con uno de precipitación estos factores se magnifiquen hasta hacer colapsar la estructura.

3. El sistema de lámina galvanizada con estructura de soporte de madera con 10 centímetros de arena volcánica sobre la cubierta, al ser evaluado por medio de los ensayos experimentales, mostró una resistencia a soportar carga de impacto 5 veces mayor a los resultados de aplicar la misma carga a un techo de lámina galvanizada convencional.

4. En la construcción de viviendas aledañas a zonas volcánicas en Guatemala, se deben utilizar pendientes de inclinación para el techo del orden del 60 al 70 %, que permitan disipar el material volcánico e impedir su excesivo almacenamiento sobre la cubierta, evitando así que el sistema sufra deflexiones excesivas que provoquen el colapso de la estructura de soporte del techo. Además, se le debe proveer de canales libres al sistema de cubierta, para que al momento de llenarse de arena los compartimientos formados por los topes, y surja un evento de precipitación que permita la acumulación excesiva de arena volcánica sobre la cubierta, que el sistema desfogue parte de dicha arena a través del flujo de agua proveniente de la lluvia.

5. El procedimiento del proceso constructivo, mostrado para la elaboración del prototipo, demuestra que el sistema de techo propuesto es sencillo de llevar a la práctica y que las características de los materiales, al haber realizado un diseño con los menores valores de resistencia para la madera de pino, permite que cada familia compre los materiales en su localidad sin preocuparse por la calidad de madera que esté a su disposición para la construcción de su techo, únicamente con la salvedad que la madera, pese a no conocer la resistencia que alcanza, debe poseer los menores defectos posibles.

RECOMENDACIONES

1. Para la modificación de dimensiones, inclinaciones, o materiales utilizados en la construcción de la propuesta de viviendas aquí presentadas, se recomienda hacer nuevamente el respectivo análisis estructural, para determinar las dimensiones adecuadas para cada uno de los elementos que componen el sistema de soporte del techo.

2. Construir un prototipo a escala real, en una zona aledaña a un volcán activo, para comprobar que todos los criterios de diseño funcionen como fue establecido en el presente trabajo de graduación, y así ver los defectos y las virtudes que tiene el sistema ante un evento de erupción volcánica a escala real.

3. Aunque la capacidad de disipar la energía de impacto de la arena volcánica contribuye a la resistencia a impacto de la lámina galvanizada calibre 26, es importante dejar la inquietud sobre la utilización de otro material que este accesible para la población afectada y que posea mayor eficiencia que la arena volcánica.

4. Para el sistema de lámina galvanizada con estructura de soporte de madera, se recomienda evitar el uso de secciones cuadradas para elementos sometidos a flexión, en lugar de ello, se recomienda colocar secciones peraltadas, que permitan aumentar la capacidad a corte e impida que la estructura de soporte sufra deflexiones críticas que produzcan su colapso.

5. Que luego de haberse construido un prototipo a escala real y comprobado su funcionamiento, se difunda en las aldeas aledañas a zonas volcánicas en Guatemala, la manera en la cual está constituido el sistema y como es que este permite reducir los daños producidos a la estructura de techo. Aunque es importante señalar, que durante un evento de erupción volcánica, es vital que las familias evacuen, debido a que el sistema de techo puede ser susceptible de colapso ante un evento de erupción de gran magnitud, y que además existen otras amenazas volcánicas que pueden llegar a causar la muerte, como lo son los flujos piroclásticos, los flujos de lava, los lahares, entre otras.

BIBLIOGRAFÍA

1. AGIES. *Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección*: *NSE 2-10*. Guatemala: AGIES, 2010. 72 p.

2. COTÍ YXCARAGUA, Perlita del Rosario. *Evaluación de estructuras de ferrocemento existentes en Guatemala, después de 25 años de condiciones de servicio.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2014. 84 p.

3. HERNÁNDEZ HILL, Guillermo Iván. *Variación de la resistencia en flexión de elementos de ferrocemento, debido a tipo y cantidad de refuerzo y agregados y su aplicación en bóvedas para cubiertas de vivienda económica.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1982. 68 p.

4. HERRERA VELASQUEZ, Daniel Alexander. *Diseño de puente peatonal en arco a base de módulos de ferrocemento y tubería PVC.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2013. 153 p.

5. Insivumeh, Departamento de Investigación y Servicios Geofísicos. *Los volcanes*. Guatemala: Insivumeh, sf. 12 p.

6. *Reporte de erupción volcán Pacaya (1402-11).* [en línea]. <http://www.insivumeh.gob.gt/folletos/REPORTE%20PRELIMINAR%20ERUPCION%20PACAYA%2027%20MAYO%202010.pdf>. [Consulta: 21 de octubre de 2015].

7. _____.*Volcán de Fuego.* [en línea]. Guatemala: Insivumeh, <http://www.insivumeh.gob.gt/folletos/folleto_fuego.pdf>. [Consulta: 21 de octubre de 2015].

8. _____.*Volcán de Pacaya*. [en línea]. Guatemala: Insivumeh, <http://www.insivumeh.gob.gt/folletos/folleto_pacaya.pdf>. [Consulta: 21 de octubre de 2015].

9. _____.*Volcán Santiaguito*. Guatemala: Insivumeh, <http://www.insivumeh.gob.gt/folletos/folleto_santiaguito4.pdf>. [Consulta: 21 de octubre de 2015].

10. MARROQUÍN, Hermes. *La vivienda popular en Guatemala: antes y después del terremoto de 1976*. Guatemala: Universitaria, 1982. 755 p.

11. ORTIZ, Ramón. *Riesgo volcánico.* [en línea]. <http://www.ign.es/ign/resources/actividades/volcanologia/material.pdf>. [Consulta: 21 de octubre de 2015]

12. PADT-REFORT/JUNAC. *Manual de diseño para maderas del grupo andino*. Junta del Acuerdo de Cartagena. Lima, Perú: 2006. 51 p.

13. LEÓN RAMÍREZ, Aleyda Xiomara. *Evaluación de la vulnerabilidad asociada a la amenaza del volcán de Fuego en la aldea Panimaché.* Trabajo de graduación de Maestría en Ciencias. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Arquitectura, 2012. 125 p.

14. RUIZ FAJARDO, Byron Estuardo. *Viviendas prefabricadas en ferrocemento.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997. 79 p.

15. VAN LENGEN, Johan. *Manual del arquitecto descalzo.* México D.F.: Árbol, 1977. 548 p.

ANEXOS

ANEXO 1. Volcanes en Guatemala

NOMBRE	LATITUD Norte	LONGITUD Oeste	ALTURA msnm	DEPARTAMENTO	ACTIVIDAD HISTORICA
Tacaná	15° 8´	92° 7´	4,092	San Marcos, Guate./México	1855, 1878, 1900-1903, 1949-1950, 1986-1987
Tajumulco	15° 03´	91° 54´	4,22	San Marcos	
Siete Orejas	14° 49´	91° 37´	3,37	Quetzaltenango	
Santa María	14° 45´	91° 33´	3,772	Quetzaltenango	1902-1903
Santiaguito	14° 44´	91° 34´	2,5	Quetzaltenango	1922-2000
Cerro Quemado	14° 48´	91° 31´	3,197	Quetzaltenango	1765,1818
Tolimán	14° 37´	91° 11´	3,15	Sololá	
Atitlán	14° 35´	91° 11´	3,537	Sololá	1469, 1505, 1579, 1663, 1826, 1856
San Pedro	14° 39´	91° 16'	3020	Sololá	
Acatenango	14° 30´	90° 53´	3,976	Chimaltenango/ Sacatepéquez	1924-1926, 1972
Fuego	14° 29´	90° 53´	3,763	Sacatepéquez/ Escuintla	1524-1531, 1542-1551, 1581-1587, 1614-1629, 1686, 1699-1717, 1730-1737, 1799, 1826-1829, 1855-1860, 1880, 1896, 1932, 1944-1977, 1987, 1999
Agua	14° 28´	90° 45´	3,766	Sacatepéquez /Escuintla	
Pacaya	14° 23´	90° 36´	2,552	Escuintla /Guatemala	1565, 1623, 1651-1699, 1775, 1805, 1846, 1885, 1961-2000
Tecuamburro	14° 10´	90° 25´	1,84	Santa Rosa	
Moyuta	14° 02´	90° 06´	1,662	Jutiapa	
Jumay	14° 42´	90° 00´	2,176	Jalapa	
Las Flores		90° 00´	1,6		
Suchitán	14° 24´	89° 47´	2,042	Jutiapa	
Chingo	14° 07´	89° 44´	1,775	Jutiapa, Guatemala/ El Salvador	
Ixtepeque	14° 25´	89° 41´	1,292	Jutiapa	
Ipala	14° 33´	89° 38´	1,65	Chiquimula /Jutiapa	

Fuente: Departamento de Investigación y Servicios Geológicos, Insivumeh. *Los volcanes*. p. 9.

ANEXO 2

Tablas de esfuerzos de trabajo de varias especies de madera analizada en el CII clasificándolas en los tres grados estructurales A, B y C. según sean sus defectos.

ESFUERZOS DE TRABAJO PARA MADERA GRADO "A"

CUADRO Nº 13

Especie		Flexión			Compresión Paralela			Compresión Perpend. Esfuerzo Máximo Kg/cm²	Corte Paralelo Esfuerzo Máximo Kg/cm²	Dureza Kg
Nombre Botánico	Nombre Común	Límite Elástico Kg/cm²	Módulo Ruptura Kg/cm²	Módulo Elasticidad Kg/cm² x 10^6	Límite Elástico Kg/cm²	Esfuerzo Máximo Kg/cm²	Módulo Elasticidad Kg/cm² x 10^6			
Rudis	Pino de las Cumbres	54.34	87.54	0.068	31.70	44.01	0.096	8.86	11.58	28.97
Ayacahuite	Pino Blanco	66.26	111.38	0.076	40.04	50.82	0.087	10.46	13.91	41.48
Montezumae	Pino de Ocote	81.97	138.42	0.096	49.63	66.09	0.107	16.76	16.96	65.36
Caribaea	Pino del Petén	112.38	183.43	0.120	56.88	78.36	0.148	18.20	19.04	83.53
Tenuifolia	Pino Candelillo	72.87	125.34	0.099	42.21	61.06	0.120	13.37	15.48	47.81
Strobus ch.	Pinabete Blanco	60.25	99.76	0.066	31.96	46.49	0.083	11.41	13.63	32.44
Oocarpa	Pino Colorado	100.04	173.35	0.119	56.20	76.50	0.115	19.72	17.56	71.75

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

ESFUERZOS DE TRABAJO PARA MADERA GRADO "B"

CUADRO Nº 14

Especie		Flexión			Compresión Paralela			Compresión Perpend. Esfuerzo Máxima Kg/cm²	Corte Paralelo Esfuerzo Máxima Kg/cm²	Dureza Kg
Nombre Botánico	Nombre Común	Límite Elástico Kg/cm²	Módulo Ruptura Kg/cm²	Módulo elasticidad Kg/cm² x 10⁶	Límite Elástico Kg/cm²	Esfuerzo Máxima Kg/cm²	Módulo Elasticidad Kg/cm² x 10⁶			
Rudis	Pino de las Cumbres	44.76	72.09	0.068	26.53	36.24	0.096	7.29	9.53	23.86
Ayacahuite	Pino Blanco	54.56	91.73	0.076	32.98	41.85	0.087	8.62	11.45	34.16
Montezumae	Pino de Ocote	67.51	113.99	0.096	40.87	51.42	0.107	13.80	13.96	53.82
Caribaea	Pino del Petén	92.54	151.06	0.120	46.84	64.53	0.148	14.99	15.68	68.79
Tenuifolia	Pino Candelillo	59.85	103.22	0.099	34.76	50.29	0.120	11.01	12.75	39.37
Strobus ch.	Pinabete Blanco	49.62	82.15	0.066	26.32	38.28	0.083	9.39	11.23	26.71
Oocarpa	Pino Colorado	82.39	142.76	0.119	46.28	63.00	0.115	16.24	14.46	59.09

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

ESFUERZOS DE TRABAJO PARA MADERA GRADO "C"

CUADRO Nº 15

Especie		Flexión			Compresión Paralela			Compresión perpend. Esfuerzo Máximo Kg/cm²	Corte Paralelo Esfuerzo Máximo Kg/cm²	Dureza Kg
Nombre Botánico	Nombre Común	Límite Elástico Kg/cm²	Módulo Ruptura Kg/cm²	Módulo Elasticidad Kg/cm² x 10⁶	Límite Elástico Kg/cm²	Esfuerzo Máximo Kg/cm²	Módulo Elasticidad Kg/cm² x 10⁶			
Rudis	Pino de las Cumbres	31.97	51.49	0.068	18.95	25.89	0.096	5.21	6.81	17.04
Ayacahuite	Pino Blanco	38.97	65.52	0.076	23.55	29.89	0.087	6.15	8.18	24.40
Montezumae	Pino de Ocote	48.22	81.42	0.096	29.19	38.87	0.107	9.86	9.97	38.44
Caribaea	Pino del Petén	66.10	107.90	0.120	33.46	46.09	0.148	10.70	11.20	49.13
Tenuifolia	Pino Candelillo	42.75	73.73	0.099	24.83	35.92	0.120	7.86	9.10	28.12
Strobus ch.	Pinabete Blanco	35.44	58.68	0.066	18.80	27.34	0.083	6.71	8.02	19.08
Oocarpa	Pino Colorado	58.85	101.97	0.119	33.06	45.00	0.115	11.60	10.33	42.21

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

ANEXO 3

Esfuerzos permisibles de trabajo para maderas verdes o poco sazonadas y maderas secas al aire, de grado A, B y C.

ESFUERZOS PERMISIBLES DE TRABAJO PARA MADERA GRADO "A" APLICABLES A MADERAS VERDES O POCO SAZONADAS Y MADERAS SECADAS AL AIRE

ESPECIE	Peso seco aparente Gr/Cm3	Flexión estática Kg/Cm2	Módulo de elasticidad Kg/Cm2	Compresión paralela Kg/Cm2	Compresión perpendicular Kg/Cm2	Tensión paralela Kg/Cm2	Tensión perpendicular Kg/Cm2	Corte paralelo Kg/Cm2	Clivaje Kg/Cm2	Dureza Kg/Cm2	Extracción de clavos Kg.
Ciprés	0.51	136	$0.75x10^5$	60	23	136	6	6	6.8	225	19
Pino	0.50	102	$0.80x10^5$	60	30	162	6.8	8.5	12.8	230	
Caoba	0.48	136	$0.76x10^5$	60	45	106	6	8.5	13.6	265	30
Canoj	0.65	110	$1.00x10^5$	60	20	85	8.5	8.5	16.2	200	
Cedro	0.43	81	$0.46x10^5$	34	35	68	8.5	6	13.6	180	19
Cenícero	0.61	110	$0.72x10^5$	55	45	85	8.5	8.5	9.4	350	30
Conacaste	0.42	81	$0.56x10^5$	30	20	77	8.5	6	7.7	195	9
Chichique	0.72	206	$1.38x10^5$	102	60	200	6.0	7.7	10.2	450	
Chichipate	0.72	178	$1.20x10^5$	89	55	136	8.5	12.8	21.3	730	55
ario	0.62	85	$0.85x10^5$	51	45	124	6.8	10.2	17.0	360	40
Volador	0.65	140	$1.05x10^5$	64	35	132	8.5	9.4	20.4	430	50

Fuente: SAMAYOA FLORES, Mario Domingo. *Estudio preliminar de las propiedades Físico-mecánicas de 7 especies de pino de Guatemala*. p. 135.

ESFUERZOS PERMISIBLES DE TRABAJO PARA MADERA GRADO "B" APLICABLES A MADERAS VERDES O POCO SAZONADAS Y MADERAS SECADAS AL AIRE

ESPECIE	Peso seco aparente Gr/Cm3	Flexión estática Kg/Cm2	Módulo de elasticidad Kg/Cm2	Compresión paralela Kg/Cm2	Compresión perpendicular Kg/Cm2	Tensión paralela Kg/Cm2	Tensión perpendicular Kg/Cm2	Corte paralelo Kg/Cm2	Clivaje Kg/Cm2	Dureza Kg/Cm2	Extracción de clavos Kg.
Ciprés	0.51	112	0.75×10^5	49	23	112	5.0	5.0	5.6	223	19
Pino	0.50	84	0.80×10^5	49	30	133	5.6	7.0	10.5	230	
Caoba	0.48	112	0.76×10^5	49	45	87.5	4.9	7.0	11.2	265	30
Canoj	0.65	91	1.00×10^5	49	20	70	7.0	7.0	13.3	200	
Cedro	0.43	67	0.46×10^5	28	35	56	7.0	5.0	11.2	180	19
Cenícero	0.61	91	0.72×10^5	45.5	45	70	7.0	7.0	7.7	350	30
Conacaste	0.42	67	0.56×10^5	24.5	20	63	7.0	5.0	6.3	195	9
Chichique	0.72	172	1.38×10^5	84	60	164	5.0	6.3	8.4	450	
Chichipate	0.72	147	1.20×10^5	74	55	112	7.0	10.5	17.5	730	55
arío	0.62	70	0.85×10^5	42	45	101	5.6	8.4	14.0	360	40
Volador	0.65	115	1.05×10^5	52.5	35	108	7.0	7.7	16.8	430	50

Fuente: SAMAYOA FLORES, Mario Domingo. *Estudio preliminar de las propiedades Físico-mecánicas de 7 especies de pino de Guatemala*. p. 135.

ESFUERZOS PERMISIBLES DE TRABAJO PARA MADERA GRADO "C" APLICABLES A MADERAS VERDES O POCO SAZONADAS Y MADERAS SECADAS AL AIRE

ESPECIE	Peso seco aparente Gr/Cm3	Flexión estática Kg/Cm2	Módulo de elasticidad Kg/Cm2	Compresión paralela Kg/Cm2	Compresión perpendicular Kg/Cm2	Tensión paralela Kg/Cm2	Tensión perpendicular Kg/Cm2	Corte paralelo Kg/Cm2	Clivaje Kg/Cm2	Dureza Kg/Cm2	Extracción de clavos Kg.
Ciprés	0.51	80	$0.75x10^5$	35	23	80	3.5	3.5	4	225	19
Pino	0.50	60	$0.80x10^5$	35	30	95	4.0	5	7.5	230	
Caoba	0.48	80	$0.76x10^5$	35	45	63	3.5	5	8	265	30
Canoj	0.65	65	$1.00x10^5$	35	20	50	5	5	9.5	200	
Cedro	0.43	48	$0.46x10^5$	20	35	40	5	3.5	8	180	19
Cenícero	0.61	65	$0.72x10^5$	33	45	50	5	5	5.5	350	30
Conacas.	0.42	48	$0.56x10^5$	18	20	45	5	3.5	4.5	195	9
Chichique	0.72	123	$1.38x10^5$	60	60	118	3.5	4.5	6	450	
Chichipa.	0.72	105	$1.20x10^5$	53	55	80	5	7.5	12.5	730	55
ario	0.62	50	$0.85x10^5$	30	45	73	4	6	10	360	40
Volador	0.65	83	$1.05x10^5$	38	35	78	5	5.5	12	430	50

Fuente: SAMAYOA FLORES, Mario Domingo. *Estudio preliminar de las propiedades Físico-mecánicas de 7 especies de pino de Guatemala*. p. 135.

ANEXO 4

Esfuerzos permisibles de trabajo para maderas secas al aire, ajustadas al 15 % de humedad, de grado 1, 2 y 3.

CUADRO 8.2

	F b		E		F c	
GRADO	Kg/cm^2	PSI	Kg/cm^2	PSI	Kg/cm^2	PSI
1	280	4000	1.41E05	2.02E06	36.1	500
2	150	2100	1.25E05	1.77E06	26.5	375
3	60	850	0.93E05	1.32E06	17.4	245

Fuente: ORDOÑEZ MORALES, José Gabriel. *Determinación de esfuerzos reales y valores de diseño de flexión con madera de pino aserrada, clasificada visualmente en grados estructurales*. p. 129.