



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

**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL CON MADERAS NACIONALES
DEL LABORATORIO DE MADERAS DEL CENTRO DE INVESTIGACIONES
DE INGENIERÍA**

ALEX ROLANDO GONZÁLEZ DÍAZ

Asesorado por: Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Guatemala, julio de 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL CON MADERAS NACIONALES
DEL LABORATORIO DE MADERAS DEL CENTRO DE INVESTIGACIONES
DE INGENIERÍA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN
PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

ALEX ROLANDO GONZÁLEZ DÍAZ

ASESORADO POR: ING. MARIO RODOLFO CORZO ÁVILA
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JULIO DE 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL II:	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III:	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV:	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V:	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIA:	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR:	Ing. Sergio Vinicio Castañeda Lemus
EXAMINADOR:	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
EXAMINADOR:	Inga. Dilma Yanet Mejicanos Jol
SECRETARIO:	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo 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 DISEÑO ESTRUCTURAL CON MADERAS NACIONALES DEL LABORATORIO DE MADERAS DEL CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERÍA,

tema que me fuera asignado por la Escuela de Ingeniería Civil, en septiembre de 2004.

Alex Rolando González Díaz.

Guatemala, 1 de junio de 2005.

Ing. Carlos Salvador Gordillo
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Ingeniero Gordillo,

Me dirijo a usted para informarle que he revisado el trabajo de graduación titulado **PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL CON MADERAS NACIONALES DEL LABORATORIO DE MADERAS DEL CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERÍA**, elaborado por el estudiante universitario **Alex Rolando González Díaz** con número de carné **1999-11957**, tema que fuese aprobado en septiembre del 2004.

Considero que el trabajo desarrollado por dicho estudiante, satisface los requisitos exigidos, por lo cual recomiendo su aprobación.

Atentamente,



Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila
Asesor de Tesis
No. Colegiado 2089

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, 9 de junio de 2005

Ing. Carlos Salvador Gordillo
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Ingeniero Gordillo.

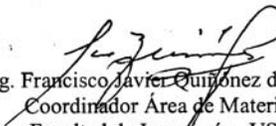
Me dirijo a usted para informarle que he revisado el trabajo de graduación titulado **PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL CON MADERAS NACIONALES DEL LABORATORIO DE MADERAS DEL CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERÍA**, elaborado por el estudiante universitario **Alex Rolando González Díaz**, quien contó con la asesoría del Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila.

Considero que el trabajo desarrollado por el estudiante **González Díaz**, satisface los requisitos exigidos, por lo cual recomiendo su aprobación.

Agradezco a usted la atención a la presente.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS.


Ing. Francisco Javier Quirón de la Cruz
Coordinador Área de Materiales
Facultad de Ingeniería - USAC



FACULTAD DE INGENIERIA
AREA DE MATERIALES
DE
CONSTRUCCION
USAC

c.c.: Archivo.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

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, Ing. Francisco Javier Quiñónez de la Cruz, al trabajo de graduación del estudiante Alex Rolando González Díaz, titulado 'PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL CON MADERAS NACIONALES DEL LABORATORIO DE MADERAS DEL CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERÍA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Carlos Salvador Gordillo García


Guatemala, Julio de 2005.

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA
DECANATO

Ref. DTG.257-05

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 DISEÑO ESTRUCTURAL CON MADERAS NACIONALES DEL LABORATORIO DE MADERAS DEL CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERÍA**, presentado por el estudiante universitario **Alex Rolando González Díaz**, procede a la autorización para la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

A large, stylized handwritten signature in black ink, appearing to read 'Sydney Alexander Sainza Milson'.

Ing. Sydney Alexander Sainza Milson
DECANO



Guatemala, julio de 2005

/cdes

DEDICATORIA

A:

Mario Castillo: que en paz descanse, por ser símbolo de lo que representa un buen salesiano, imagen de San Juan Bosco.

La comunidad Salesiana y Carmelita: formadores de mi carácter.

La Universidad de San Carlos: por brindarme una verdadera casa de estudios.

AGRADECIMIENTOS

A:

Dios: Por brindarme los elementos necesarios para culminar estos estudios.

Mis padres: Alex Rolando González Figueroa y Telma Elizabeth Díaz Terraza, por su apoyo incondicional.

Mis hermanos: German Rafael, por la fortaleza que le caracteriza y Marta Alejandra Elizabeth por su infinita bondad.

Mis abuelos: German Rafael González Enríquez y Martha Flora Figueroa; Miguel Herlindo Díaz Morales y Etelvina Terraza Cáceres por ser mi fuente de inspiración.

Mi cuñada: Ana Carlota Ruiz que, junto a mi hermano, le inyectaron vida a la familia, gracias por traernos a Ana Lucía.

Mis tíos y tías: por ser símbolo de esfuerzo y rectitud.

Mis primos: por su amistad y camaradería.

Mario Corzo: por ser mi profesor, maestro, asesor, padrino y lo más importante mi mejor amigo.

A mis amigos: por darme la mano en todo momento.

Al Dr. Virgilio Ayala: por ofrecerme el tema de tesis que me engrandeció como profesional.

A mis amigos de Prefabricados: “No se gana, pero se goza”

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FOTOS E ILUSTRACIONES.....	III
LISTA DE SÍMBOLOS.....	VII
GLOSARIO.....	XXI
OBJETIVOS.....	XXXI
RESUMEN.....	XXXIII
INTRODUCCIÓN.....	XXXV

1. GENERALIDADES DE LA MADERA

1.1 Partes.....	1
1.2 Propiedades.....	3
1.2.1 Físicas.....	4
1.2.2 Mecánicas.....	10
1.2.3 Químicas.....	12
1.2.4 Acústicas.....	15
1.2.5 Térmicas.....	15
1.3 Clases.....	17
1.4 Defectos.....	18
1.5 Tratamiento.....	26
1.6 Secado.....	32

2. LA MADERA COMO ELEMENTO Y SISTEMA CONSTRUCTIVO

2.1 Elementos constructivos.....	42
2.2 Sistema constructivo.....	43
2.2.1 Ventajas.....	48

2.2.2 Desventajas.....	49
3. GUATEMALA: LA MADERA Y SU USO EN LA CONSTRUCCIÓN	
3.1 Porcentaje de uso en la construcción de viviendas.....	51
3.2 Especies madereras.....	51
3.3 Tablas de resistencia físico-mecánica.....	54
4. ALGORITMOS PARA PREDIMENSIONAMIENTO	
4.1 Vigas de madera.....	58
4.2 Columnas de madera.....	63
5. DISEÑO DE EDIFICIO	
5.1 Área destinada para la construcción.....	74
5.2 Especies a utilizar en el diseño.....	76
5.3 Cálculo.....	79
5.4 Planos.....	216
5.5 Cuantificación de materia prima necesaria para la construcción del edificio.....	279
CONCLUSIONES.....	291
RECOMENDACIONES.....	293
REFERENCIAS.....	294
BIBLIOGRAFÍA.....	296
ANEXOS.....	298

ÍNDICE DE FOTOS E ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Corte de sección tridimensional de la madera	3
2. Humedad de equilibrio de la madera a diferentes temperaturas y humedades del aire	4
3. Humedad relativa vrs. Temperatura	6
4. Corte de un tronco (explicación de contracciones).....	9
5. Esquemas de cómo se determinan las principales resistencias mecánicas de la madera.....	12
6. Sustancias en la madera.....	14
7. Algunos defectos en la madera.....	26
8. Sencillo sistema para tratar con preservativos en los extremos de los postes.....	28
9. Prueba irrefutable de que la madera de ciertas dimensiones resiste más al fuego que las estructuras metálicas	31
10. Madera en proceso de secado	33
11. Modelo de horno secador.....	34
12. Formas comunes de armaduras de madera	44
13. Patrones comunes utilizados en armaduras de madera	45
14. Elementos comunes armados de madera contrachapada.....	46
15. Ejemplo de columna con esfuerzos de flexo-compresión.....	64
16. Distribución de ambientes.....	71
17. Pendientes de techo.....	71
18. Isométrico de armadura del laboratorio.....	71
19. Armadura de techo tipo 1	72

20. Armadura de techo tipo 2.....	72
21. Armadura de techo tipo 3.....	72
22. Armadura de techo tipo 4.....	72
23. Armaduras de techo tipo 5.....	73
24. Armaduras de techo tipo 6.....	73
25. Armaduras de techo tipo 7.....	73
26. Armaduras de techo tipo 8.....	73
27. Armaduras de techo tipo 9.....	74
28. Armaduras de techo tipo 10.....	74
29. Ubicación de la Universidad de San Carlos de Guatemala.....	74
30. Ubicación de la sección de tecnología de materiales y sistemas constructivos dentro de la USAC.....	75
31. Ubicación sugerida del laboratorio de maderas dentro de la sección de tecnología de materiales y sistemas constructivos.....	75
32. Diseño propuesto de techo.....	76
33. Criterio asumido para cargas de viento de Oeste a Este.....	88
34. Criterio asumido para cargas de viento de Norte a Sur.....	88
35. Nomenclatura de elementos en armadura tipo 1.....	91
36. Nomenclatura de nudos en armadura tipo 1.....	91
37. Planta e isométrico de la estructura del laboratorio.....	102
38. Nomenclatura de elementos en armadura tipo 1.....	103
39. Nomenclatura de nudos en armadura tipo 1.....	103
40. Nomenclatura de elementos en armadura tipo 1, 4 apoyos.....	104
41. Nomenclatura de nudos en armadura tipo 1, 4 apoyos.....	104
42. Nomenclatura de elementos de armadura tipo 2.....	105
43. Nomenclatura de nudos en armadura tipo 2.....	106
44. Nomenclatura de nudos en armadura tipo 3.....	107
45. Nomenclatura de elementos en armadura tipo 3.....	107

46. Nomenclatura de nudos en armadura tipo 4	108
47. Nomenclatura de elementos en armadura tipo 4	108
48. Nomenclatura de nudos en armadura tipo 5	110
49. Nomenclatura de elementos en armadura tipo 5	110
50. Nomenclatura de nudos en armadura tipo 6.....	111
51. Nomenclatura de elementos en armadura tipo 6.....	111
52. Nomenclatura de nudos en armadura tipo 1, 4 apoyos marginal.	112
53. Nomenclatura de elementos en armadura tipo 1, 4 apoyos marginal.....	113
54. Nomenclatura de nudos en armadura tipo 7.....	114
55. Nomenclatura de elementos en armadura tipo 7.....	114
56. Nomenclatura de nudos en armadura tipo 8.....	115
57. Nomenclatura de elementos en armadura tipo 8.....	115
58. Nomenclatura de nudos en armadura tipo 9.....	116
59. Nomenclatura de elementos en armadura tipo 9.....	116
60. Nomenclatura de nudos en armadura tipo 10.....	117
61. Nomenclatura de elementos en armadura tipo 10.....	117
62. Nomenclatura de nudos en armadura tipo 1, sosteniendo centro de techo corto.....	118
63. Nomenclatura de elementos en armadura tipo 1, sosteniendo centro de techo corto.....	118
64. Nomenclatura de nudos en armadura tipo 1, sosteniendo intermedio de techo corto.....	120
65. Nomenclatura de elementos en armadura tipo 1, sosteniendo intermedio de techo corto.....	120
66. Nomenclatura de nudos en armadura tipo 1, sosteniendo extremo de techo corto.....	121

67. Nomenclatura de elementos en armadura tipo 1, sosteniendo extremo de techo corto.....	121
68. Cargas horizontales gravitacionales.....	126
69. Cargas verticales gravitacionales.....	127
70. Cargas horizontales gravitacionales + viento, Oeste a Este.....	127
71. Cargas horizontales gravitacionales + viento, Norte a Sur.....	128
72. Cargas verticales gravitacionales + viento, Norte a Sur.....	128
73. Cargas verticales gravitacionales + viento, Oeste a Este.....	129
74. Cargas horizontales permanentes + viento, Oeste a Este.....	129
75. Cargas horizontales permanentes + viento, Norte a Sur.....	130
76. Cargas verticales permanentes + viento, Oeste a Este.....	130
77. Cargas verticales permanentes + viento, Norte a Sur.....	131
78. Viga regular de la estructura.....	131
79. Cargas verticales sobre viga crítica, dirección Norte a Sur.....	132
80. Diagrama de corte vertical en viga crítica, dirección Norte a Sur.....	132
81. Diagrama de momentos verticales en viga crítica, dirección Norte a Sur.....	133
82. Cargas horizontales sobre viga crítica, dirección Norte a Sur.....	133
83. Diagrama de corte horizontal en viga crítica, dirección Norte a Sur.....	134
84. Diagrama de momentos horizontales en viga crítica, dirección Norte a Sur.....	134
85. Sección transversal de viga rectangular, dirección Norte a Sur.....	135
86. Sección transversal de tipo "H", dirección Norte a Sur.....	139
87. Sección transversal de viga tipo cajón, dirección Norte a Sur.....	141
88. Sección transversal y dimensiones de viga tipo cajón, dirección Norte a Sur.....	143
89. Distribución de esfuerzos unitarios debido a torsión	145

90. Viga regular de la estructura	146
91. Cargas verticales sobre viga crítica, dirección Oeste a Este.....	147
92. Diagrama de corte vertical en viga crítica, dirección Oeste a Este.....	147
93. Diagrama de momentos verticales en viga crítica, dirección Oeste a Este.....	147
94. Cargas horizontales sobre viga crítica, dirección Oeste a Este.....	148
95. Diagrama de corte horizontal en viga crítica, dirección Oeste a Este.....	148
96. Diagrama de momentos horizontales en viga crítica, dirección Oeste a Este.....	148
97. Sección transversal de viga sólida sencilla, dirección Oeste a Este.....	149
98. Elevación de columna sólida sencilla, dirección Este a Oeste.....	155
99. Elevación de columna de dos miembros, dirección Este a Oeste.....	158
100. Vista en planta de la columna de dos miembros.....	162
101. Elevación de pedestales y zapatas concéntricas.....	165
102. Nomenclatura de zapatas concéntricas.....	166
103. Muro cerrado para sentido Norte a Sur.....	174
104. Muro con ventana para sentido Norte a Sur.....	175
105. Relación entre ancho de solera y ancho de muro de bloques en sentido Norte a Sur.....	175
106. Muro con puerta para sentido Norte a Sur	176
107. Muro con ventana para sentido Este a Oeste	177
108. Relación entre ancho de solera y ancho de muro de bloques en sentido Oeste a Este.....	177

109.	Muro con puerta sentido Oeste a Este.....	178
110.	Vista en planta de la columna de dos miembros.....	189
111.	Elevación de pedestales y zapatas concéntricas.....	192
112.	Nomenclatura de secciones de zapatas concéntricas.....	192
113.	Tornillo Simpson Strong-Drive ® ¼ X3.....	194
114.	Descripción de atornillado de correas, contracorreas y machimbre.....	195
115.	Descripción de distribución de pernos en el nudo 7 de la armadura tipo 1.....	197
116.	Descripción de distribución de tornillos en el nudo 1 de la armadura tipo 1 para evitar el desplazamiento.....	202
117.	Dimensiones de la viga tipo cajón según S4S.....	206
118.	Colocación de tornillos en viga tipo cajón.....	208
119.	Detalle de pernos en bloque separador para columnas que cargan vigas tipo cajón.....	211
120.	Ensamble de viga tipo cajón con columna doble	212
121.	Detalle de pernos en bloque separador para columnas que cargan vigas sólidas.....	214
122.	Ensamble de viga sólida con columna doble.....	215
123.	Anclaje de columna doble con anclajes Simpson CB1010.....	216
124.	Tipos comunes de vigas	308
125.	Ejemplo de fuerza cortante en una viga.....	309
126.	Ejemplo de momento flexionante en vigas.....	310
127.	Ejemplo de momento flexionante positivo y negativo en vigas.....	311
128.	Valores para condiciones de carga características en vigas.....	312

129.	Generación del esfuerzo cortante.....	313
130.	Sección de viga tipo cajón.....	317
131.	Flecha en una viga.....	322
132.	Flecha en vigas de madera, $F_b = 1.5 \times 10^3 \text{ lb. /pulg}^2$, $E = 1.5 \times 10^3 \text{ lb. /pulg}^2$	323
133.	Generación de la flexión asimétrica.....	329
134.	Ejemplo de flexión asimétrica.....	330
135.	Determinación de la altura sin arriostramiento de una columna, en relación con la dimensión crítica del espesor de la columna.....	334
136.	Relación entre la longitud de la columna (no arriostrada) y la capacidad de compresión axial.....	335
137.	Longitud efectiva.....	337
138.	Construcción a base de pies derechos, con elementos para darles rigidez.....	340
139.	Columna formada con varios miembros.....	344
140.	Secciones transversales de columnas compuestas.....	346
141.	Condición idealizada de la interacción de la columna: compresión más flexión.....	347
142.	Casos comunes en los que se presenta la combinación axial y flexión en columnas.....	348
143.	Ejemplo de flexo-compresión.....	349
144.	Colocación de TMC con contracorreas.....	354

TABLAS

I.	Principales componentes químicos de la madera.	15
----	---	----

II. Coeficiente K para distintas materias.	16
III. Porcentaje de uso en la construcción de viviendas.	51
IV. Esfuerzos básicos para maderas guatemaltecas. Aplicables a madera verde o poco sazonada y madera seca al aire (a) (b) (c).....	54
V. Esfuerzos permisibles de trabajo para madera de grado “a”. Aplicables a maderas verdes o poco sazonadas y maderas secadas al aire.....	55
VI. Esfuerzos permisibles de trabajo para madera de grado “b”. Aplicables a maderas verdes o poco sazonadas y maderas secadas al aire.....	55
VII. Esfuerzos permisibles de trabajo para madera de grado “c”. Aplicables a maderas verdes o poco sazonadas y maderas secadas al aire.....	56
VIII. Tabla VI en unidades del sistema ingles.	70
IX. Resumen de esfuerzos, cargas, deflexiones y longitud de apoyo en correas, pendientes de techo 25 ⁰	86
X. Resumen de esfuerzos, cargas, deflexiones y longitud de apoyo en correas, pendientes de techo 43 ⁰	87
XI. Cargas permanentes por elemento en armadura tipo 1.	90
XII. Integración de cargas permanentes mayoradas para armadura tipo 1.....	90
XIII. Reacciones de correas sobre armaduras para ejes rotados.....	92
XIV. Reacciones de las correas sobre los nodos en sentido de los ejes rotados.....	92
XV. Reacciones sobre los nudos de la armadura para los ejes normales.....	93
XVI. Cargas axiales sobre los elementos de la armadura tipo 1.	99

XVII. Reacciones en los apoyos de la armadura tipo 1.	100
XVIII. Desplazamiento de los nodos en armadura tipo 1.	106
XIX. Dimensiones mínimas para elementos en armadura tipo 1.	101
XX. Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 1.....	103
XXI. Reacciones en los apoyos en armadura tipo 1.	104
XXII. Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 1, 4 apoyos.....	104
XXIII. Reacciones en los apoyos en armadura tipo 1, 4 apoyos.....	105
XXIV. Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 2.....	106
XXV. Reacciones en los apoyos en armadura tipo 2.....	106
XXVI. Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 3.....	107
XXVII. Reacciones en los apoyos en armadura tipo 3.....	108
XXVIII. Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 4.....	109
XXIX. Reacciones en los apoyos en armadura tipo 4.....	109
XXX. Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 5.....	110
XXXI. Reacciones en los apoyos en armadura tipo 5.....	110
XXXII. Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 6.....	111
XXXIII. Reacciones en los apoyos en armadura tipo 6.....	112
XXXIV. Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 1, 4 apoyos marginal..	113
XXXV. Reacciones en los apoyos en armadura tipo 1, 4 apoyos marginal.....	113
XXXVI. Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 7.....	114
XXXVII. Reacciones en los apoyos en armadura tipo 7.....	115
XXXVIII. Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 8.....	115
XXXIX. Reacciones en los apoyos en armadura tipo 8.....	116
XL. Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 9.....	116

XLI.Reacciones en los apoyos en armadura tipo 9.....	117
XLII.Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 10... ..	117
XLIII. Reacciones en los apoyos en armadura tipo 10.....	118
XLIV. Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 1, sosteniendo centro de techo corto.....	119
XLV. Reacciones en los apoyos en armadura tipo 1, sosteniendo centro de techo corto.....	119
XLVI. Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 1, sosteniendo intermedio de techo corto.....	120
XLVII.Reacciones en los apoyos en armadura tipo 1, sosteniendo intermedio de techo corto.....	121
XLVIII.Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 1, sosteniendo extremo de techo corto.....	122
XLIX. Reacciones en los apoyos en armadura tipo 1, sosteniendo extremo de techo corto.....	122
L. Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura tipo 1.....	123
LI. Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura tipo 2.	123
LII. Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura tipo 3.	123
LIII. Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura tipo 4.	124
LIV. Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura tipo 5.	124
LV. Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura tipo 6.	124
LVI. Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura	

tipo 7.	124
LVII. Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura	
tipo 8.	125
LVIII. Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura	
tipo 9.	125
LIX. Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura	
tipo 10.	125
LX. Inercia, esfuerzo flexionante y de compresión neta para vigas de sección tipo cajón con una relación de base = dos veces el peralte para los elementos perpendiculares a los tablones.....	142
LXI. Inercia, esfuerzo flexionante y de compresión neta para vigas de sección tipo cajón con una relación de base = tres veces el peralte para los elementos perpendiculares a los tablones.....	143
LXII. Peso, razón de Poisson, modulo de elasticidad y modulo de rigidez para los materiales utilizados en el diseño del laboratorio.....	179
LXIII. Carga total permanente del laboratorio.....	179
LXIV. Distribución de cargas de sismo por nivel.	183
LXV. Distribución de cargas de sismo a pedestal por ejes.....	184
LXVI. Distribución de cargas de sismo a columnas de dos miembros por ejes.....	185
LXVII. Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes según el diámetro del mismo para la armadura tipo 1.....	196
LXVIII.	
LXIX.	

LXX. Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes según el diámetro del mismo para la armadura tipo 2.....	197
LXXI. Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes según el diámetro del mismo para la armadura tipo 3.....	197
LXXII. Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes según el diámetro del mismo para la armadura tipo 4.....	198
LXXIII. Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes según el diámetro del mismo para la armadura tipo 5.....	198
LXXIV. Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes según el diámetro del mismo para la armadura tipo 6.....	198
LXXV. Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes según el diámetro del mismo para la armadura tipo 7.....	199
LXXVI. Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes según el diámetro del mismo para la armadura tipo 8.	199
LXXVII. Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes según el diámetro del mismo para la armadura tipo 9.....	199
LXXVIII. Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes según el diámetro del mismo para la armadura tipo 10.	200
LXXIX. Tornillos a utilizar en armadura tipo 2.	203

LXXX. Tornillos a utilizar en armadura tipo 3.	203
LXXXI. Tornillos a utilizar en armadura tipo 4.	203
LXXXII. Tornillos a utilizar en armadura tipo 5.....	204
LXXXIII. Tornillos a utilizar en armadura tipo 6.....	204
LXXXIV. Tornillos a utilizar en armadura tipo 7.....	204
LXXXV. Tornillos a utilizar en armadura tipo 8.	205
LXXXVI. Tornillos a utilizar en armadura tipo 9.	205
LXXXVII. Tornillos a utilizar en armadura tipo 10.	206
LXXXVIII. Requerimientos de arriostramiento lateral para vigas de madera.....	329
LXXXIX. Requerimientos para la construcción de muros de entramado.....	342

LÍSTA DE SÍMBOLOS

a	1. Brazo de palanca de un momento; 2. Incremento de un área.
A	Área bruta (total) de una superficie o de una sección transversal.
B	Ancho de la sección transversal de una viga
C	Distancia del eje neutro a la orilla de la sección transversal de una viga.
C_D	Factor de duración de la carga
C_f	Factor de forma
C_p	Factor de estabilidad de columna
C_s	Factor de esbeltez para miembros sujetos a flexión
d	Peralte de la sección transversal de una viga o peralte total (altura) de una armadura
D	1. Diámetro; 2. Deflexión
e	1. Excentricidad (dimensión del desplazamiento de una carga con respecto al eje neutro, centroide o centro simple del objeto sujeto a carga); 2. Alargamiento unitario
E	Modulo de elasticidad (relación del esfuerzo unitario y la deformación unitaria concomitante)
f	1. Esfuerzo unitario calculado; 2. Frecuencia
F	1. Fuerza; 2. Esfuerzo límite o permisible
F_b	Valor de diseño del esfuerzo de flexión
F_c	Valor de diseño del esfuerzo de compresión paralelo a la veta
$F_{c\theta}$	Valor de diseño del esfuerzo de compresión perpendicular a la veta
F_{cE}	Valor de diseño crítico de pandeo para columna
F_F	Factor de tamaño
F_g	Valor de diseño de la compresión paralela a la veta

F_n	Valor de diseño del esfuerzo de compresión oblicuo a la veta
F_t	Valor de diseño del esfuerzo de tensión paralelo a la veta
F_v	Valor de diseño del esfuerzo cortante horizontal
F'_c	Valor de diseño del esfuerzo de compresión paralelo a la veta, ajustado por efecto de esbeltez de la columna.
G	Peso específico
h	Altura
H	Componente horizontal de una fuerza
I	Momento de inercia
J	Momento polar de Inercia
K_{cE}	Coefficiente de pandeo de columnas
l	Longitud (normalmente en pulgadas)
L	Longitud (normalmente en pies)
M	1. Momento de una fuerza; 2. Magnitud del momento flexionante interno de una viga
n	Cociente de los módulos de elasticidad de dos materiales interactuantes
N	Número de
p	1. Porcentaje; 2. Presión Unitaria
P	1. Carga concentrada (fuerza en un punto); 2. Carga permisible para un sujetador en dirección paralela a la veta
q	Unidad de carga lineal uniformemente distribuida
Q	Carga permisible para un sujetador en dirección perpendicular a la veta
r	Radio de giro
R	Radio de curvatura (de un círculo, etc.)
s	1. Separación entre centros de un conjunto de objetos; 2. Deformación unitaria.

S	Módulo de sección
t	Espesor
T	Momento de torsión
v	Esfuerzo cortante unitario
V	1. Fuerza cortante bruta, total; 2. Componente vertical de una fuerza
w	1. Ancho; 2. Peso unitario; 3. Unidad de carga lineal uniformemente distribuida, como en una viga.
W	1. Valor bruto, total, de una carga uniformemente distribuida; 2. Peso bruto, total, de un objeto.
Φ	Ángulo, fi
Δ	Deflexión
θ	Ángulo, teta

GLOSARIO

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Todo trabajo de diseño estructural debe entender y evaluar el comportamiento físico-mecánico de la estructura al resistir las cargas que actúan en ella, para analizarla se debe realizar un trabajo matemático, fundamentado en conceptos de mecánica, física y estadística.

ANISOTROPÍA¹

Propiedad que presentan ciertos cuerpos, consistente en la dependencia de sus propiedades de la dirección que en ellos se considere.

El fenómeno de la anisotropía es debido a la ordenación espacial de los átomos en la red cristalina y afecta a las propiedades mecánicas, eléctricas y ópticas de los materiales.

En la mecánica, la mayoría de las aplicaciones de las aleaciones no es preciso tener en cuenta el hecho de que tanto las propiedades elásticas como las plásticas están determinadas por el comportamiento de muchos granos individuales, cada uno de los cuales es anisótropo. Las aleaciones corrientes están constituidas por millones de pequeños cristales y, si están orientados al azar, como resultado de los procesos de colada, laminado o tratamientos térmicos, es posible que los granos de una muestra de policristalina adopten una orientación casi idéntica, en cuyo caso la barra presentará un comportamiento anisótropo que, por ejemplo, puede hacer aumentar en gran medida su rigidez en una dirección.

En cuanto a las propiedades eléctricas, un aspecto interesante de la resistividad es su dependencia de la dirección de la corriente eléctrica en los

¹ Tomado de referencia No. 1

monocristales de metales no cúbicos. Esta anisotropía de la resistividad se utiliza en dispositivos eléctricos especiales.

Algunos materiales son ópticamente anisótropos, es decir, la velocidad de la luz depende de la dirección en que ésta se propague a través de ellos y esto da lugar al fenómeno de la doble refracción. Otros materiales anisótropos, como la turmalina o la materia plástica transparente, llamada polaroid, sólo transmiten la luz orientada en ciertas direcciones, de manera que convierten la luz no polarizada en luz polarizada y pueden funcionar como polarizadores.

CARGA

Magnitud de una fuerza por unidad de área por yuxtaposición.

CARGA CONCENTRADA¹

Se aplica sobre una porción tan pequeña de la longitud de una viga o trabe que actúa en un punto. Un Trabe de un edificio recibe cargas concentradas en los puntos en los cuales las vigas del piso se enmarcan en ella.

CARGA MUERTA

Es el peso de los materiales que forman la estructura, así como los elementos que tienen carácter o acción de presencia permanente en la misma como lámparas, ductos de agua, etc.

CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

Tiene una magnitud uniforme por unidad de longitud y que se ejerce sobre un elemento que es quien la soporta. Una vigueta soporta una cubierta de piso en su ejemplo de elemento que resiste una carga uniformemente distribuida. El peso propio de la vigueta constituye una carga uniformemente distribuida.

¹ Tomado de referencia No. 3

CARGA TOTAL

Consiste en la integración de todas las cargas muertas, vivas, sismo y viento.

CARGA VIVA

Consiste en integrar la carga de carácter temporal, debida a la ocupación de un área. Incluye el peso de personas, mobiliario, equipo, materiales de almacenado.

DEFORMACIÓN

Siempre que un cuerpo está sometido a una fuerza, hay un cambio medible en, por lo menos, una de sus dimensiones; a este cambio se le llama deformación. Sin importar la magnitud de la fuerza, siempre tiene lugar una deformación, aunque a menudo es tan pequeña que su medición es difícil, aún con los instrumentos más sensibles.

Cuando las fuerzas axiales en el plano bidimensional son de compresión y de tensión, las deformaciones son acortamientos y alargamiento, respectivamente. Cuando una fuerza actúa sobre un miembro flexionándolo como lo hacen los esfuerzos gravitacionales en las vigas, la deformación se llama flecha.

DICOTILEDONEAS¹

Las dicotiledóneas se diferencian por una serie de características florales y vegetativas. En las dicotiledóneas, el embrión emite dos cotiledones al crecer, hojas primordiales que sirven para proporcionar alimento a la nueva planta la que, por lo general, no se transforman en hojas adultas.

¹ Tomado de referencia No. 1

Las piezas florales de las dicotiledóneas se presentan en múltiplos de cuatro o cinco y las hojas suelen tener nerviación reticulada. El tejido vascular de los tallos se dispone en anillos y produce verdadero crecimiento secundario que determina el aumento de diámetro de tallos y raíces. Las formas arborescentes son comunes. Algunos grupos de dicotiledóneas leñosas presentan ciertas características, como flores grandes con numerosas piezas sin soldar, que se consideran similares a las de las plantas con flor más primitivas. Se conocen cerca de 170.000 especies de dicotiledóneas; forman parte de este grupo las Ranunculáceas, Rosáceas y Violáceas, entre otras.

Clasificación científica: las dicotiledóneas constituyen la clase Magnoliópsidas, Magnoliopsida, de la división Magnoliofitos, Magnoliophyta, o Angiospermofitos, Angiospermophyta.

ELASTICIDAD¹

Propiedad de un material que le permite recuperar su tamaño y forma original cuando se suprime la carga bajo la cual estaba sometido. Esto ocurre cuando el esfuerzo unitario no excede el límite elástico. Mas allá del límite elástico se produce una deformación permanente; los esfuerzos unitarios admisibles que se usan en el diseño de miembros de madera estructural, se establece de modo que no se sobrepase el límite elástico o proporcional del material sometido a cargas de servicios.

ESFUERZO

Consiste en la resistencia interna de un objeto ante una fuerza externa aplicada sobre su superficie.

¹ Tomado de referencia No. 3

ESFUERZO DE COMPRESIÓN

Es el que se produce cuando una fuerza tiende a comprimir o aplastar en un sentido un elemento.

ESFUERZO DE CORTANTE¹

Se produce cuando dos fuerzas iguales, paralelas y de sentido contrario tienden a hacer resbalar, una sobre otra, las superficies contiguas de un miembro.

ESFUERZO DE RUPTURA

De un material se define como el esfuerzo unitario que se presenta en la ruptura o justo antes de ésta. Algunos materiales estructurales poseen considerable resistencia entre el límite elástico y el esfuerzo de ruptura, llamada resistencia inelástica de reserva, se encuentra entre el límite elástico y el esfuerzo de ruptura.

Las propiedades de resistencia de las diferentes especies de madera no están tan claramente definidas, como en el caso de otros materiales de construcción, como el acero estructural. Las pruebas con muestras de la misma especie y tamaño y en las mismas condiciones, reportan variaciones considerables en los valores de resistencia. Condición que se toma en cuenta cuando se establecen los esfuerzos admisibles, valores de diseño para las diferentes especies y clases de madera estructural.

ESFUERZO DE TENSIÓN¹

El esfuerzo que se produce cuando una fuerza produce elongación en un elemento.

¹ Tomado de referencia No. 3

ESFUERZO UNITARIO

Se le denomina así a la fuerza externa dividida sobre la unidad de área transversal del objeto en el que actúa.

FUERZA

Acción y reacción que genera equilibrio o desequilibrio de un cuerpo. Es un vector ya que tiene magnitud, dirección y sentido y cumple con la propiedad conmutativa.

En construcción de edificios son importantes las fuerzas en equilibrio, cuerpos en reposo, peso en libras, toneladas, kilogramos, etc. En ingeniería el término KIP (kilo libra = 1,000lbs.).

CARGA AXIAL

Se denomina así a la fuerza externa que actúa a lo largo de la línea del eje neutro del elemento.

HIGROMETRIA¹

Estudio de la humedad atmosférica.

ISOTROPIA²

Fenómeno por el que ciertos cuerpos presentan una o más propiedades que no dependen de la dirección en que éstas se midan.

Un sistema constituido por varias sustancias, o por una sola, es homogéneo cuando sus propiedades son idénticas en todas sus partes. Es heterogéneo cuando no cumple esta condición. Cuando en un cuerpo las propiedades direccionales, como la dilatación térmica, la resistencia mecánica

¹ Tomado de referencia No. 9

² Tomado de referencia No. 1

la velocidad de la luz, son las mismas en todas las direcciones a partir de un punto, se dice que el cuerpo es isótropo. En caso contrario el cuerpo es anisótropo. Por ejemplo, en un bloque de vidrio homogéneo la luz se propaga con la misma velocidad en todas las direcciones; el vidrio es ópticamente isótropo.

LIMITE ELÁSTICO¹

La práctica actual de diseño para los elementos de madera estructural se basa en la teoría elástica, las deformaciones son directamente proporcionales a los esfuerzos. Si una fuerza aplicada, medida según su esfuerzo unitario resistente, produce una cierta deformación, el doble de esta fuerza producirá el doble de la cantidad de deformación.

Esta relación entre esfuerzo y deformación es sólo hasta cierto límite, después del cual la deformación comienza a aumentar en un grado mayor que los incrementos de la carga aplicada. El esfuerzo unitario para el cual esto ocurre se conoce *límite elástico*, que es muy difícil de determinar por la velocidad con la que cambia siendo más visible el *límite de proporcionalidad* del material (límite que antecede al elástico).

MODULO DE ELASTICIDAD¹

De un material es la medida de su rigidez. Una probeta de acero sufre cierta deformación cuando se le somete a una carga dada, pero una muestra de madera de las mismas dimensiones, sometida a la misma carga, probablemente se deforme 15 a 20 veces más.

¹ Tomado de referencia No. 3

MONOCOTILEDONEAS¹

Una de las dos clases de plantas con flor. Son casi siempre herbáceas y a ella pertenecen plantas muy conocidas, como lirios, azucenas, orquídeas, gramíneas y palmeras. Diversos caracteres florales y vegetativos las diferencian de las dicotiledóneas, la otra gran clase de angiospermas: piezas florales dispuestas en grupos de tres; un solo cotiledón, hoja de semilla; nerviación de la hoja casi siempre paralela; tejido vascular formado por haces dispersos en el tallo; y ausencia de crecimiento secundario verdadero.

Se cree que las monocotiledóneas han evolucionado a partir de un grupo primitivo de dicotiledóneas acuáticas por reducción de varios órganos florales y vegetativos. Dentro de los grupos de monocotiledóneas actuales hay un orden que engloba las monocotiledóneas más primitivas. Se conocen unas 50.000 especies de monocotiledóneas, unas tres veces menos que las dicotiledóneas.

Clasificación científica: las monocotiledóneas forman la clase Liliópsidas, Liliopsida, de la división Magnoliófitos, Magnoliophyta, o Angiospermofitos, Angiospermophyta. Las especies vivas más primitivas pertenecen al orden Alismatales.

PLANO TRANSVERSAL

Es la superficie que se obtiene al cortar el tronco en un sentido perpendicular a su longitud.

PLANO LONGITUDINAL TANGENCIAL

Es la superficie que pasa a lo largo del tronco, paralelo a la corteza.

¹ Tomado de referencia No. 1

PLANO LONGITUDINAL RADIAL

Es la superficie que pasa a lo largo del tronco desde la corteza a la médula.

PROPIEDAD¹

Calidad de propio. Atributo o cualidad esencial de un ente.

S4S

Medida de la madera que la representa cuando esta es aserrada en sus cuatro lados.

TANINO²

Los taninos se encuentran en muchos árboles y las mejores materias primas para su obtención las constituyen las agallas del roble y la corteza del zumaque.

TRAQUEÍDAS

Células alargadas que constituyen la mayor parte de la madera de las coníferas, frecuentemente llamadas fibras.

TIPOS DE ESFUERZO

Los tres tipos básicos de esfuerzos a que son sometidos los elementos estructurales son: compresión, tensión y cortante.

VALORES ADMISIBLES PARA EL DISEÑO

Es el esfuerzo que se usa en los cálculos de diseño y representa el esfuerzo unitario máximo a soportar y es considerado aceptable en un elemento

¹ Tomado de referencia No. 9

² Tomado de referencia No. 7

estructural sujeto a cargas. Algunas veces, los esfuerzos unitarios admisibles se conocen como esfuerzos de trabajo.

VASOS¹

Son las células de amplia cavidad interior dispuestas verticalmente unas sobre otras que constituyen de este tipo un tubo que realiza la conducción de la savia.

¹ Tomado de referencia No. 8

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Proponer un diseño estructural del laboratorio de maderas para el Centro de Investigaciones de Ingeniería, concibiendo para su construcción diferentes especies forestales que existen en Guatemala.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Elaborar un algoritmo en computadora para diseño de vigas y columnas de madera que simplifique su dimensionamiento para cualquier uso.
- Determinar el uso estructural de diferentes especies forestales en un mismo edificio de madera debido a cargas actuantes.
- Encausar el uso de la madera, aprovechando su valor agregado y marginal como material constructivo.
- Este diseño será el sustento o inicio para la solicitud de fondos para la construcción de dicho edificio para el Laboratorio de Maderas del Centro de Investigaciones de Ingeniería.

RESUMEN

El siguiente trabajo presenta a uno de los materiales constructivos más usados en la antigüedad, y aún se utiliza en países nórdicos, para la construcción de viviendas. Para cumplir con los objetivos trazados al iniciar este trabajo, fue necesario dividirlo en 5 capítulos, de manera que, al final de su lectura resulte más comprensible el diseño de estructuras de madera.

El primer capítulo presenta las generalidades de la madera, esto con el fin de poder prever el comportamiento de ella ante el ambiente al que sea expuesta.

El segundo capítulo relata las diversas formas en que puede ser puesta en obra la madera como material constructivo, brindando ideas a los futuros diseñadores.

El tercer capítulo introduce la situación actual de Guatemala, respecto a la madera para la construcción, brindando una considerable cantidad de especies oriundas y algunos de sus usos aconsejables en la construcción. Además, presenta tablas con las propiedades físico mecánica de especies guatemaltecas.

El cuarto capítulo muestra un ejemplo del algoritmo en computadora para el diseño de vigas y columnas de madera. Y por último, el quinto capítulo contiene el diseño del laboratorio de maderas, relatando paso a paso su dimensionamiento ante cargas actuantes basado en el método de diseño del UBC. En los anexos se incluye el diseño de vigas y columnas de madera, tablas

de diseño del UBC y propiedades geométricas de las secciones de madera según la S4S y algunos anclajes.

INTRODUCCIÓN

A través de los años se ha acrecentado en Guatemala la demanda de la madera para la construcción, debido a la belleza física que presenta y, mas evidente, es que en países desarrollados, es el sistema de construcción de viviendas mas común, debido a la facilidad de manipuleo que esta posee, por lo cual existe una gran diversidad de documentos que brindan criterios de diseño para especies propias de dichas regiones.

El problema para Guatemala radica en la ignorancia de la capacidad estructural de las especies madereras del lugar y, siendo esta una gran cantidad, se ve la necesidad de estudiarla para aprovecharla de la manera mas adecuada posible.

Esta propuesta tiene como fin primordial tener la documentación necesaria para la construcción del edificio que contenga las herramientas necesarias para el estudio de las propiedades de la madera de Guatemala, a la vez de servir como guía para los estudiantes de ingeniería civil en el proceso de diseño de estructuras de madera.

1. GENERALIDADES DE LA MADERA

La madera constituye la estructura de los árboles que ha sido utilizada desde hace miles de años por los hombres, como materia prima, en la elaboración de estructuras y también como combustible.

1.1 Partes

Al realizar un corte al fuste de un árbol podremos apreciar 2 partes principales: La corteza y el leño, separados por el cambium.

A) Corteza: capa de tejido muerto, corchosa y seca. Se divide en dos partes: corteza externa y corteza interna o floema.

Cambium: es el tejido que separa a la corteza y el leño. Da origen a la corteza hacia fuera y el leño hacia adentro

B) Madera o Leño: esta se constituye por los tejidos de sostén del árbol y por los que conducen el agua y otros elementos dentro del árbol.

Médula: cilindro parenquimatoso colocado en el centro del tallo y en algunas ocasiones dentro de la raíz.

El leño a su vez se divide en dos zonas, en la mayoría son especies de hoja ancha tropical, de color diferente: la albura y el duramen.

Albura: es la parte más externa y tiene un color más claro respecto al duramen.

Duramen: es la zona que inicia donde termina la albura y termina en la médula. Sus células en algún momento constituyeron la albura, que por obstrucción de taninos y gomas que impregnaron la pared de su himen hasta matarlo dando origen a un color más oscuro.

Maderas Blancas: son maderas en las que no se distingue la albura de el duramen. Esto se da también cuando la madera es adulta.

Falso duramen: lo representan ciertos hongos u oxidaciones en el leño.

Anillos de crecimiento: son extractos delgados y concéntricos que pueden observarse tanto en la albura como en el duramen. Corresponden a períodos de crecimiento.

Anillos anuales de crecimiento¹: son anillos que se forman en el período de un año.

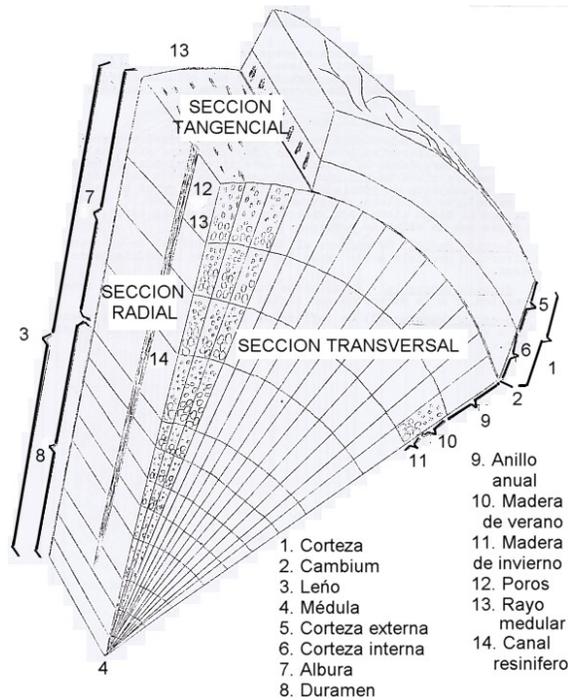
Anillos de crecimiento estacional¹: son los que se forman en determinada estación.

Anillos de crecimiento múltiple¹: formados por dos o más falsos anillos anuales.

Los anillos de crecimiento poseen gran importancia en la identificación de la edad del árbol como en la identificación de su especie.

¹ Tomado de referencia No. 6

Figura 1. Corte de sección tridimensional de la madera.



Fuente: J. M. Aguilar, C. A. Aguilar y M. A. Aguilar. Introducción al estudio de los árboles en Guatemala. Pág. 63.

1.2 Propiedades.

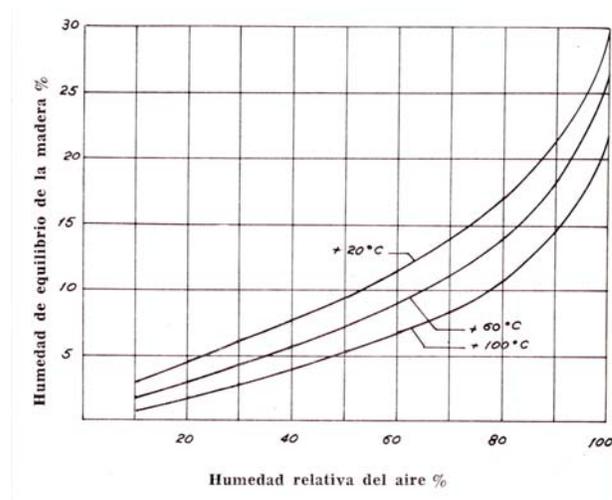
El estudio, identificación e integración de las propiedades de las especies madereras da como resultado un uso muy variado de las mismas y pueden ser: construcción de viviendas, muebles, instrumentos musicales, combustibles, etc.

1.2.1 Físicas.

A) Higroscopicidad: propiedad que tiene la madera de absorber la humedad del medio ambiente. Esto debido a que la madera tiende a regularizar su contenido de humedad de acuerdo con el medio que lo rodea, lo que da motivo

que la madera se expanda durante las épocas húmedas, condición que se trata al aplicar barnices, lacas, etc.

Figura 2. **Humedad de equilibrio de la madera a diferentes temperaturas y humedades del aire.**



FUENTE: Instituto forestal de Santiago Chile. **Secamiento Artificial de la Madera. Pág. 14.**

B) Permeabilidad: capacidad de una superficie de permitir que sea traspasado por algún tipo de líquido o sustancia, usualmente las superficies son selectivamente permeables. Propiedad que es muy útil al momento de escoger cierta especie para la construcción de barriles y embarcaciones, las maderas húmedas son las menos permeables.

C) Contenido de Humedad: es la cantidad de agua contenida dentro de la madera. Esta es mayor cuando la madera es recién cortada debido a la existencia de agua y savia dentro de sus conductos.

La humedad puede expresarse de forma relativa a su peso seco por ejemplo si una pieza de madera pesa 160 g y contiene 100 g de madera y 60 g de agua su porcentaje relativo de humedad será del 60%, o mediante humedad

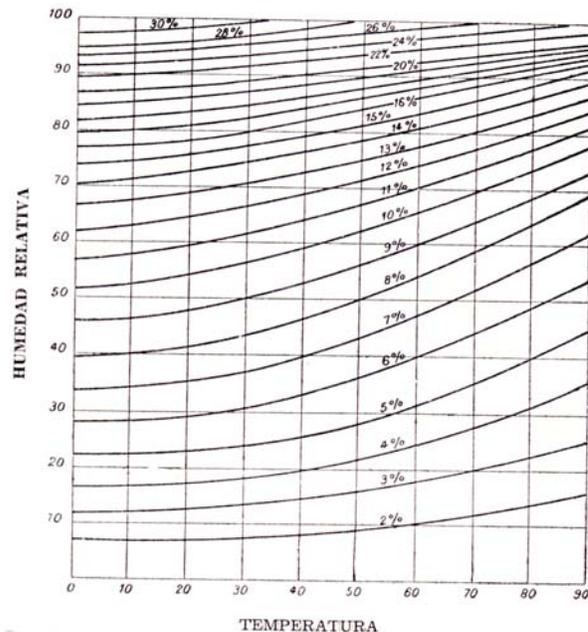
absoluta que consiste en la cantidad de agua presente en los vacíos de la pieza.

La humedad se encuentra en la madera como agua libre, lo que significa que está presente en las cavidades celulares y como agua de impregnación en la humedad absorbida por las paredes celulares.

Cuando la madera se seca, el agua libre, que ocupa la cavidad celular, es la primera en evaporar y, recién, una vez que toda esta humedad se ha perdido comienzan las paredes celulares a perder agua. A este momento se denomina punto de saturación de las fibras, condición que se da cuando la humedad de la madera fluctúa entre un 20 y un 30%. Este punto tiene gran importancia, pues recién pasado este límite, la madera comienza a contraerse.

En la figura 3 las curvas señalan el porcentaje de humedad que debe tener la madera para estar en equilibrio higroscópico con el aire en función de la temperatura y del estado higrométrico de éste.

Figura 3. **Humedad Relativa vrs. Temperatura.**



FUENTE: **Corporación chilena de la madera. Maderas 3ra edición. Pág. 13.**

D) Brillo o lucimiento¹: particularidad de reflejar la luz a lo largo de las superficies longitudinales de la madera.

E) Lustre o Esplendor: parecido al anterior, solamente que este se ocupa en maderas destinadas a la ebanistería ya que no es solamente superficial sino que es mas profundo, pues es como si el brillo emergiera del interior de la madera.

F) Veteado y Figura: es el dibujo que presenta la madera en la superficie longitudinal al ser lustrada. Esto debido a su irregular coloración o la disposición

¹ Tomado de referencia No. 6

de elementos, capas anuales de crecimiento, radios, nudos y desviaciones de la forma regular de la fibra.

E) Textura¹: o grano, refiriéndose a la dirección, tamaño, colocación, aspecto de las fibras de la madera en un corte transversal; refiriéndose, también, a las dimensiones, distribución y volúmenes proporcionales de los elementos que componen la madera.

F) Hendibilidad²: es la facilidad que posee la madera en partirse o rajarse en el sentido de la fibra, refiriéndose a la facilidad en que una pieza pueda separar y vencer la fuerza de cohesión de las fibras axiales. La resistencia será menor si la madera es de fibras largas y carece de nudos; mientras que si es verde aumentará.

G) Dureza o resistencia al corte²: se diferencia de la anterior en que la hendibilidad se produce por presión que separa, mientras que la dureza estará en función del corte de las fibras por un formón o una hoja de cepillo. Esta se encuentra en directa relación con la mayor cantidad de fibras y la menor cantidad de agua. El duramen y la medula son más duros que la albura.

H) Flexibilidad: es la propiedad de la madera, especialmente de madera joven verde y húmeda, para ser curvada en el sentido longitudinal sin romperse ni deformarse ya que tendrán que ser elásticas para retornar a su estado inicial cuando cese la fuerza que la provocó.

I) Densidad o Peso Especifico²: es la relación entre el peso de la pieza y su volumen medidos con el mismo grado de humedad. Se deberá tener cuidado en distinguir entre la humedad absoluta con la aparente ya que esta última

¹ Tomado de referencia No. 6

² Tomado de referencia No. 5

comprende vasos y poros, por lo que la hace muy variable, pues depende del grado de humedad de la madera.

J) Retractividad o contracción¹: cuando la madera es secada al aire conserva entre un 15 a 20% de agua, dicha proporción disminuye por evaporación del volumen de las células siempre experimenta la contracción, caso contrario ocurre cuando la pieza de madera se encuentra en un medio, donde el grado de humedad es mayor, esta se hincha al ser absorbida el agua por sus células. La reactividad de fibras jóvenes y de la madera joven es mayor.

Las variaciones dimensionales de la madera son el resultado de la contracción o hinchamiento que experimentan las células que la componen, al variar su contenido de humedad. Esto se debe a que las paredes celulares están constituidas por numerosas fibrillas muy delgadas, que se extienden en dirección espiralada y están muy próximas entre sí, gracias a una fuerte atracción recíproca. En la madera húmeda, estas fibrillas son separadas ligeramente por capas de agua que logran interponerse entre ellas, hinchándose entonces las células y, por consiguiente, la madera; sin embargo, cuando la separación entre las fibrillas alcanza cierto límite, la atracción recíproca de ellas es tan fuerte que impide toda interposición de una mayor cantidad de agua².

Contrariamente, al perder las células su humedad, la película de agua interpuesta entre las fibrillas se adelgaza y desaparece, las fibrillas se aproximan y la célula se contrae².

¹ Tomado de referencia No. 5

² Tomado de referencia No. 8

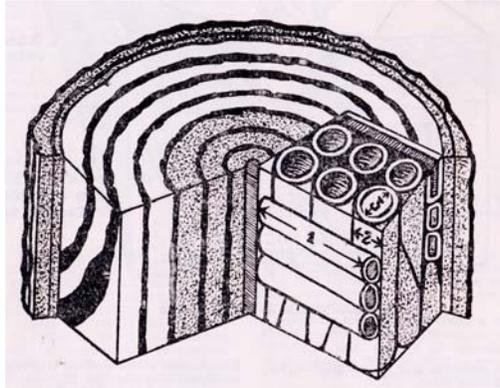
Debido a que las fibrillas corren espiraladas en el sentido longitudinal de la pared celular, las variaciones de humedad no alteran considerablemente la longitud de las células. En cambio, en el sentido transversal el agua interpuesta entre las fibrillas, al desaparecer como consecuencia del secado produce el acercamiento de ellas, motivando una apreciable contracción del grosor de la célula.

La madera se contrae en sus tres direcciones: longitudinal entre 0.1 a 0.3% y transversalmente entre un 4 a 17%, siendo en el sentido tangencial el más crítico; esto debido a que en el sentido radial los radios están constituidos por células dispuestas horizontalmente ver figura 4. Estas células, por consiguiente, se contraen poco en este sentido, evitando así que las verticales se contraigan en toda su extensión en su diámetro radial. En cambio, nada interfiere en la contracción máxima del diámetro tangencial de las células verticales¹.

En la figura 4 se señala el sentido radial con la flecha 1 y, en este caso, un radio de tres células de altura, las que impedirán la contracción total de las células verticales en su sentido radial, flecha 2; en cambio en el sentido tangencial, flecha 3 el diámetro de la célula vertical se contraerá sin obstáculo¹.

Figura 4. **Corte de un tronco, explicación de contracciones.**

¹ Tomado de la referencia 8



FUENTE: **Corporación chilena de la madera. Maderas 3ra edición. Pág. 18.**

K) Homogeneidad: una madera es homogénea cuando la estructura y la composición de sus fibras se presentan de manera uniforme en cada una de sus partes. Las maderas más homogéneas son las provenientes de la zona intertropical, cáncer y capricornio, debido a que las variaciones climáticas no son muy severas.

L) Conductibilidad: la madera solamente es un conductor cuando se encuentra húmeda, ya que se convierte en un componente de almacenamiento de agua. A esto responde su uso en la fabricación de postes para montaje de líneas de transmisión de electricidad. En las maderas densas la conductividad es mayor debido a que sus traqueídas se encuentran más unidas y por el proceso de capilaridad estas retienen la humedad por mayor tiempo. De la misma manera en el sentido longitudinal, pues la humedad tarda un poco más en evaporarse que en los otros dos sentidos, radial y tangencial.

La resistencia eléctrica de la madera seca es muy alta y, por lo tanto puede, ser considerada como aislante. Al aumentar la humedad, sin embargo, esta resistencia se va reduciendo, especialmente sobre el punto de saturación de las fibras, donde pierde su calidad.

M) Calor Específico²: este depende de su temperatura, en promedio es de 0.3 Kcal./Kg./°C., para madera absolutamente seca entre 0° C y 100° C.

1.2.2 Mecánicas.

Debido a la anisotropía de la madera es necesario realizar estudios de sus propiedades de acuerdo a la orientación de las fibras.

A) Resistencia a la compresión: es la capacidad de la madera a soportar esfuerzos en el sentido axial o perpendicular a sus fibras, siendo la mayor en sentido axial.

B) Resistencia a la tracción: representa el esfuerzo último antes de sufrir una rasgadura o cortadura una pieza debido a dos fuerzas de signo contrario que producen elongación.

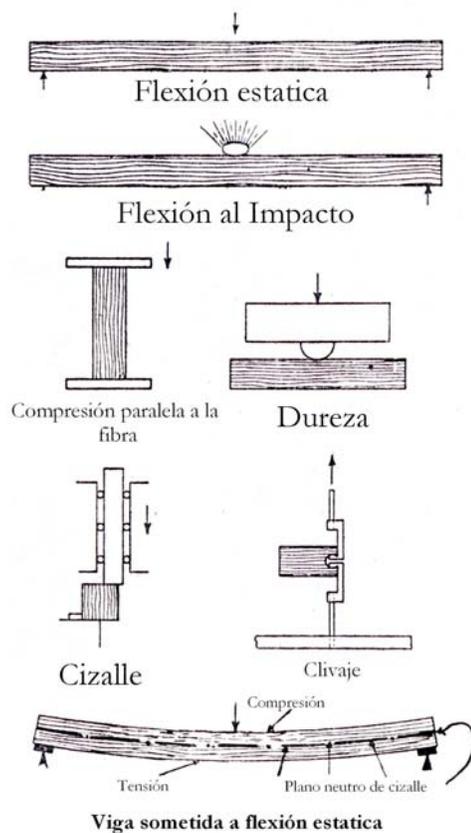
C) Resistencia a la flexión: capacidad de un elemento longitudinal de soportar una o varias cargas dentro de ciertos límites permisibles.

D) Resistencia al cizallamiento o cortadura: capacidad que tiene un elemento ante la acción de dos fuerzas paralelas y opuestas al corte.

E) Resistencia a la torsión: resistencia que ofrece una pieza cuando se ve sometida ala acción de un par torsor normal a un eje.

F) Resistencia al pandeo: capacidad que tiene un elemento a deformarse por flexión como consecuencia de cargas perpendiculares a la dirección de su fibra longitudinal.

FIGURA 5. Esquemas de la forma de cómo se determinan las principales resistencias mecánicas de la madera.



FUENTE: Corporación chilena de la madera. Maderas 3ra edición. Pág. 28.

1.2.3 Químicas¹.

¹ Tomado de referencia No. 8

La madera es una estructura tubular, donde sus ejes y fibras principales siguen mayoritariamente el sentido del eje del árbol, mientras que las fibras radiales y tubulares sirven para amarrar a las que se dirigen en el sentido longitudinal.

Está compuesta en un 99% por sustancias orgánicas y 1% de minerales. Estas últimas se obtienen al quemar una muestra y pesar su ceniza.

Los componentes orgánicos se clasifican en:

- los que constituyen la pared celular y desempeñan la función estructural de esta;
- los que están presentes en la cavidad celular o bien mezclados dentro de los componentes mayores, pero no desempeñan función estructural. Comúnmente, llamados componentes menores o extractivos.

Tres son los componentes mayores que caracterizan la estructura de todas las maderas, no importa la especie u origen:

Celulosa.

Material resistente a la tracción. Es un azúcar superior, que constituye el principal componente estructural de la madera. En diversos grados de pureza, es una importante materia prima en las industrias de la pulpa y papel, rayón y explosivos.

Hemicelulosas.

Al igual que la celulosa, son compuestos superiores del azúcar, pero que tienen propiedades químicas y físicas distintas a los de aquella. Los productos de celulosa comerciales contienen generalmente residuos de hemicelulosas que el proceso del pulpaje no ha podido eliminar. El proceso de refinar las pulpas celulósicas, para la preparación del rayón y explosivos, es el de eliminar los residuos de hemicelulosa.

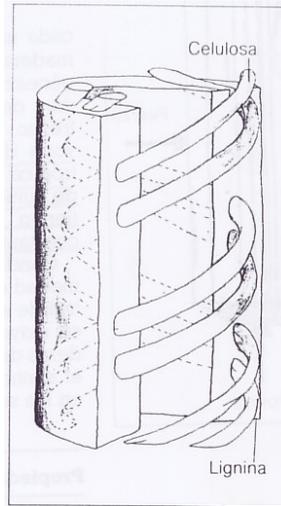
Lignina.

La Lignina es la sustancia amorfa y resistente a la compresión, se encuentra enrollada helicoidalmente de una forma alternativa en la pared tubular. Desempeña la función de cemento que une las diversas células entre sí, y, a la vez, actúa reforzando las paredes de las células. Esta es un subproducto de la industria del pulpaje. Su aplicación se encuentra en la industria de baterías, para producir vainillas, curtientes, plásticos, etc.

Componentes menores de las maderas.

Estas varían grandemente en su constitución y distribución. Están representados por sustancias como las resinas, aceites, taninos, colorantes, alcaloides, etc. En la mayoría de las maderas se presentan en cantidades demasiado pequeñas como para tener importancia comercial. Algunos componentes menores, como las resinas, tienen, sin embargo, gran importancia industrial. Los componentes menores tienen a veces importancia en el sentido de que confieren color, olor o gusto característico a ciertas maderas.

Figura 6. **Sustancias en la madera.**



Fuente: **Biblioteca Atrium de la Carpintería. Tomo 1. Pág. 43.**

Tabla I. Principales componentes químicos de la madera.

Principales componentes químicos de la madera	Porcentaje del peso de la madera seca
Celulosa	45 a 60 %
Hemicelulosas	15 a 25 %
Lignina	25 a 35 %

1.2.4 Acústicas.

Una onda sonora que es transmitida por el aire puede provocar dos efectos opuestos: se refuerza el sonido o es absorbido. La madera como el cedro, el arce y el fresno son del grupo que refuerza el sonido, por lo cual son utilizados en la elaboración de cajas acústicas. Mientras que las segundas son utilizadas como aislante acústico¹.

¹ Tomado de referencia No. 5

La resonancia es la cualidad de algunas maderas de entrar en vibración produciendo ondas, en este caso, sonoras de la misma frecuencia de la fuente exterior.

En cambio, las vibraciones cuya frecuencia no es la natural ni una de sus frecuencias armónicas, múltiplos enteros de la frecuencia natural, tienden a amortiguarse rápidamente.

1.2.5 Térmicas¹.

Debido a la discontinuidad de su materia y a la cantidad de aire que contiene en su interior la madera funciona como un aislante térmico.

Las maderas ligeras, blandas y con mucha porosidad son las más aislantes del calor, mientras que las duras, densas y compactas son las menos aislantes. Por ejemplo, el corcho es un excelente aislante debido a su excesiva porosidad.

En la tabla II podremos apreciar la comparación térmica entre algunos materiales en función del coeficiente **K** que equivale a la cantidad de calor que atraviesa un espesor de un metro cúbico del material durante una hora y con una diferencia de temperatura de 1 °C entre ambas superficies del material.

Tabla II. **Coeficiente K para distintas materias.**

Materia	K
Algodón	0.012
Lana	0.017
Seda	0.022
Corcho	0.033

Aserrín de Madera	0.062
Carbón vegetal	0.080
Álamo	0.220
Pino	0.250
Cedro	0.265
Nogal	0.276
Caoba	0.370
Fibro cemento	0.45
Hormigón	0.490
Vidrio	0.55
Ladrillo	0.648
Mármol	0.90
Plomo	30.00
Hierro	40.00

Fuente: **Biblioteca Atrium de la Carpintería. Tomo 1. Pág. 44.**

La conductividad térmica de una madera conífera secada al aire es solamente 1/400 de la del acero, y 1/7 de la del ladrillo¹.

1.3 Clases.

La clasificación de las especies de maderas es abarcada, únicamente, por 2 grupos: el de las gimnospermas y el de las angiospermas. Las gimnospermas, pinos, cipreses, pinabete, etc., se valen de un aparato formado por traqueidas para la conducción del agua y otras sustancias alimenticias. Las angiospermas se dividen en otras 2 clases: las dicotiledóneas, Nogal, cedro, etc., y las monocotiledóneas, palmas, bambú, etc. Las angiospermas se valen

¹ Tomado de referencia No. 7

de elementos llamados vasos para la conducción del agua y sustancias alimenticias¹.

Gimnospermas: se caracterizan porque un porcentaje de 80 a 90% de su estructura es conformado por elementos tubulares, traqueídas. Es por ello que es una estructura muy homogénea y constituye asimismo un material clásico de construcción. Este tipo de maderas, por lo general, son ligeras y blandas².

Angiospermas²: constituidas por maderas frondosas de variadas dimensiones, formas y características estructurales, siendo las más frondosas las dicotiledóneas las menos variables en su estructura y las más factibles de comercializar. Son más densas y compactas que las gimnospermas ya que tienen paredes más gruesas, con pocos y pequeños espacios huecos haciendo su tejido leñoso más compacto.

1.4 Defectos³.

Estos pueden ser endógenos y exógenos. Los endógenos corresponderían a los defectos que la madera trae consigo. Mientras que los exógenos son aquellos a los que la madera está expuesta por el medio que la rodea

NUDO

Es una porción de rama incluida en la madera, afecta estructuralmente a las piezas de madera ya que las fibras no pueden transportar adecuadamente los esfuerzos; los nudos pueden ser:

¹ Tomado de referencia No. 6

² Tomado de referencia No. 5

³ Tomado de referencia No. 8

según su crecimiento:

nudo vivo: es el nudo que está unido directamente a las fibras de la madera que lo rodean. Ver figura 7, caso 1.

nudo muerto: es el que se encuentra separado, generalmente por corteza, de la madera que lo rodea. No existe por consiguiente continuidad entre las fibras de la madera y las del nudo, por lo que éste tiende a soltarse al secar la madera. Ver figura 7, caso 3.

nudo apretado: es el nudo que una cara de la pieza se presenta como nudo vivo y en la cara opuesta como nudo muerto.

según su forma:

nudo circular: es el que tiene forma circular u oval.

nudo cónico: es el nudo que tiene forma alargada, por proceder de la sección longitudinal de una rama. Ver figura 7, caso 4.

racimos de nudos: son dos o más nudos que están rodeados por las fibras de la madera, cual si fuesen una sola unidad, son originados por las ramas bifurcadas.

según su calidad:

nudo sano: es el nudo que no presenta síntomas de pudrición.

nudo podrido: es el nudo que presenta signos de pudrición. Ver figura 7, caso 2.

nudo firme: es el que se encuentra firmemente en su lugar.

nudo suelto: es el nudo que es propenso a soltarse.

PUDRICION

Es la desintegración de la madera causada por la acción de hongos destructores. Implica la destrucción de las paredes celulares, es evidente que afecta y reduce, totalmente, la resistencia mecánica de la madera. En las etapas avanzadas de la pudrición, la madera queda transformada en una masa quebradiza, carente de toda aplicación. Según su grado puede ser:

pudrición incipiente: es el grado inicial de la pudrición, durante el cual la desintegración aún no ha progresado lo suficiente como para ablandar la madera; generalmente sólo se manifiesta por una decoloración de la madera.

pudrición avanzada: es el estado final de la pudrición, en el que la madera se transforma en una masa esponjosa o grumosa.

MANCHAS

Son alteraciones de color azul negruzco, grisáceo o pardo, producidas en la madera por diversos hongos, los que ricamente afectan la presentación de la madera, pero no su resistencia mecánica. Estos hongos son similares a los que originan la pudrición; pero no se alimentan de las paredes celulares, sino únicamente, de los azúcares y almidones almacenados en las cavidades de las

células. Los tenues filamentos que constituyen el hongo, pasan de una célula a otra, a través de pequeñas perforaciones que no afectan la resistencia de la madera. El color que imparten a la madera se debe a la masa de filamentos coloreados que forman el cuerpo del hongo. Ver figura 7, caso 6.

MOHOS

Es la vellosidad de color verde ceniza o verde negruzco, que se presenta en la superficie de la madera y que es originada por diversos hongos que afectan únicamente su presentación. Ellos provocan decoloraciones en la madera, las que no suelen ser tan profundas como las producidas por los hongos causantes de las manchas.

APOLILLADURAS

Son las galerías de los insectos o de sus larvas y que tienen hasta 1/8" de diámetro.

GUSANERAS

Son las galerías causadas por los insectos o sus larvas, y cuyo diámetro es superior a 1/8". Reducen la resistencia de la madera, pues interrumpen la continuidad de las fibras. Los insectos, para poder subsistir, requieren condiciones similares a las que precisan los hongos, respecto a temperatura, aire, humedad y alimentos, y las medidas a tomar para evitar el ataque de los insectos horadores son, ante todo, de orden preventivo.

HORADORES MARINOS

Estos causan grandes daños a las maderas sumergidas en agua salada, ya sea en forma de embarcaciones, muelles, etc. Estos animales frecuentan todas las aguas saladas del globo, pero se presentan con preferencia en los mares cálidos.

CAVIDADES O MANCHAS RESINOSAS

Son vetas o manchas resinosas, o, bien cavidades llenas de resina, que suelen presentarse en las maderas de coníferas.

MÉDULA

Es la banda esponjosa y de color oscuro, que se presenta en la madera, procedente del centro del tronco.

BOLSILLO DE CORTEZA

Son restos de corteza que se presentan en las caras de la madera. Ver figura 7, caso 7.

VETA ATRAVESADA

Son las fibras de la madera que no corren paralelas a las caras de la pieza, sino que las cruzan en ángulo más o menos acentuado.

CANTO MUERTO

Es la presencia de corteza, o la ausencia de madera, en las aristas de la pieza.

AGUJEROS

Son orificios que pueden extenderse parcial o totalmente, a través de la pieza, siendo motivados por una serie de causas.

HUALLE

Es la madera de color claro, procedente de las regiones externas del tronco.

CORAZÓN

Es la madera procedente del centro del tronco, vecino a la médula.

VETA ROJA

Son delgadas rayas de color oscuro, que se presentan en el raulí, coigüe y otras especies.

DEFORMACIONES

Comprenden todas las variaciones de la forma original de la pieza, pudiendo ser:

arqueadura: es la desviación que tiene una pieza longitudinalmente, y en el plano de sus cantos, con respecto a una línea recta que una sus extremos;

encorvadura: es la desviación que tiene una pieza longitudinalmente y en el plano de sus cantos, con respecto a una línea recta que una sus extremos;

acanaladura: es la curvatura que, en su ancho, presenta la pieza, con lo que adquiere forma ahuecada;

torcedura: es la desviación en forma helicoidal que presenta una pieza, en la que los cantos ya no quedan paralelos, no sus cuatro esquinas en un mismo plano.

GRIETAS Y RAJADURAS

Son separaciones de las fibras de la madera, pudiendo ser:

grietas superficiales: son las que se presentan en la superficie de la pieza. Ver figura 7, caso 5.

grietas interiores: son las que se producen en el interior de la pieza.

endurecimiento superficial: es la tensión que se origina en la pieza, como consecuencia de un secado deficiente, y que se manifiesta en la acanaladura que se produce en la pieza cuando ésta es reaserrada por el medio.

rajaduras: son las grietas que se forman en los extremos de las piezas.

media lunas: son las grietas circulares que se observan en los extremos de las piezas o de los troncos. Ver figura 7, caso 8.

QUEMADURAS DE MAQUINA

Es la carbonización débil o el obscurecimiento de la madera, causado por el calentamiento de las sierras o las cepilladuras.

MADERA MAL ASERRADA

Es la madera con defectos del aserrado. Estos pueden ser:

madera con exceso de dimensión.

madera escasa de dimensión.

madera desigual en sus dimensiones: ya sea que esté más ancha o gruesa en su centro que en sus extremos; en un extremo que en otro, etc.

cortes: es la penetración de la sierra debajo de la superficie.

MADERA MAL ELABORADA

Puede manifestarse por:

fibras levantadas: cuando la superficie de la madera cepillada queda en condición rugosa, motivada por el levantamiento de las fibras;

astilladura: son las astilladuras producidas por el cepillado;

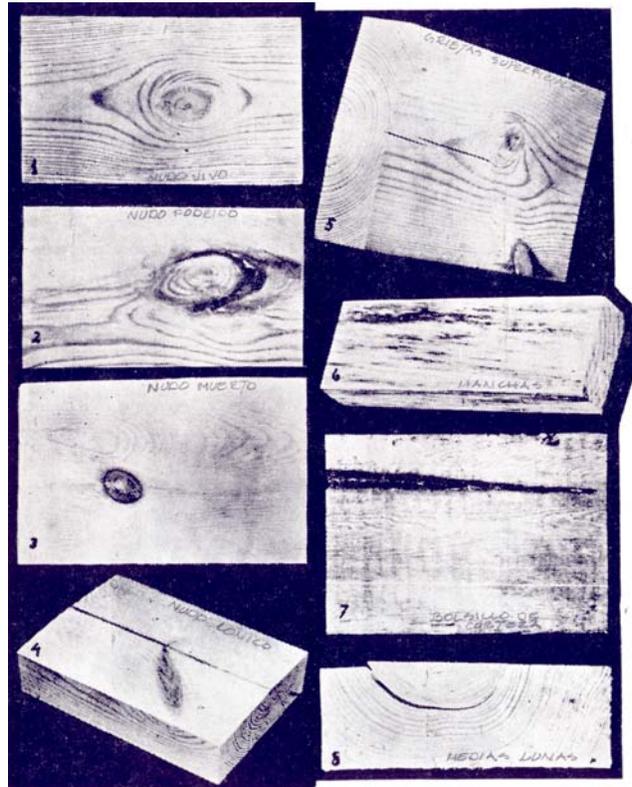
superficie sin cepillar: son porciones de madera que quedan sin cepillar.

COMBUSTIBILIDAD

La madera es un material combustible que al ser calentado a temperaturas de 250° C, se descompone produciendo gases inflamables y carbón.

La carbonización de la superficie de la madera actúa como defensa contra el calor, retardando por consiguiente la formación de gases, con lo que el grado de inflamabilidad se reduce, considerablemente. Esto es lo que sucede con las maderas de dimensiones gruesas y explica por qué los postes y vigas generalmente resisten el fuego que ha destruido totalmente una construcción, quedando sólo carbonizados superficialmente.

Figura 7. **Algunos defectos en la madera.**



FUENTE: Corporación chilena de la madera. Maderas 3ra edición. Pág. 53.

1.5 Tratamiento.

La pudrición en la madera es un aspecto que se debe de manejar con mucho cuidado, este es un proceso natural ya que la madera fue un ser vivo y, por lo tanto, es un proceso natural y al tratar de evitarlo se esta desafiando a la naturaleza. Durante su crecimiento ya existía cierto grado de pudrición produciendo bolsas de pudrición dentro de su estructura. La podredumbre de la madera se puede suspender mediante el tratamiento de la madera o eliminando la parte podrida. En la construcción es más preocupante la pudrición nueva o en proceso¹.

¹ Tomado de referencia No. 3

Existen varios tipos de tratamiento, uno de los más utilizados es el método de la impregnación de la masa de la madera con sustancias químicas para detener la descomposición futura. Es importante tomar en cuenta el tratamiento, especialmente en la madera que esta expuesta a la intemperie¹.

Existen diversos tipos de madera, entre los cuales podemos encontrar especies muy resistentes a la pudrición como el Mora y, a su vez, también, existen especies con propiedades muy pobres ante este ataque como el Plumajillo.

La pudrición¹: para evitarla se modifican algunos de los factores esenciales para la vida del hongo: la humedad y el alimento.

Al secar la madera a menos de un 20% de humedad y evitar que esta pueda aumentar bastaría, pero si esta se encuentra expuesta a la intemperie colocar las piezas de tal modo que pueda secarse rápidamente, esto se logra con una buena ventilación.

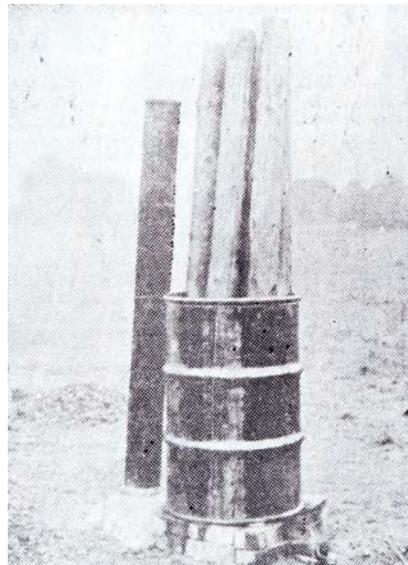
Otra alternativa consiste en hacer la madera venenosa para los hongos, hay diferentes clases de preservativos, los más comunes son:

Preservativos aceitosos: el más importante de este tipo es la creasota. Tiene el inconveniente de poseer un fuerte olor y no permitir que se adhiera la pintura a la madera creosotada. Tiene gran aplicación donde la madera estará expuesta al contacto con el agua y donde no haya que darle mayores terminaciones a la madera. Ejemplo: durmientes, postes telefónicos y eléctricos, puentes, construcciones rusticas como silos, establos, etc.

¹ Tomado de referencia No. 8

Preservativos solubles en agua: su uso se hace conveniente en interiores de edificios donde prevalece un ambiente húmedo, pero donde el preventivo no este expuesto a ser lavado con el agua, y donde la madera debe ser pintada y carecer de olor. Estos son preventivos en base de sales solubles en agua, tales como el cloruro de zinc, fluoruro de sodio, sales cúpricas y arsenicales, etc. También existe una serie de preservativos patentados, formados por distintas sales solubles, las cuales, una vez penetradas en la madera, reaccionan entre sí y se hacen insolubles.

Figura 8. **Sencillo sistema para tratar con preservativos los extremos de los postes.**



FUENTE: **Corporación chilena de la madera. Maderas 3ra edición. Pág. 23.**

Los hongos causantes de la mancha y del **moho**, muchas veces puede ser eliminado en el cepillado, si bien no destruyen a la madera, la desvalorizan considerablemente ya que el aspecto no es el adecuado, en donde se requiere un terminado al natural barnizada o aceitada; en cambio, en maderas destinadas a la obra gruesa de construcción, estas manchas no tienen importancia.

Como en los meses de verano, en las zonas húmedas y cálidas, la madera puede mancharse en pocas horas, hay que tomar las precauciones necesarias para evitar este defecto. Para ello hay que aserrar los trozos, lo más rápidamente posible, una vez volteado el árbol y evitar, ante todo, que la madera aserrada quede arrumada, debiendo acondicionarse cuanto antes en castillos bien aireados. También, se usa la inmersión de la madera recién aserrada, durante 20 a 30 segundos, en soluciones antisépticas, tales como el bicarbonato de sodio y el bórax.

Las galerías originadas por **los insectos**¹, en la madera aserrada, la mejor forma de preservarla consiste en secarla rápidamente en castillos bien ventilados pues la madera con menos de un 20% de humedad es inmune a la mayoría de los insectos. Existen unas pocas especies de insectos capaces de alimentarse de la madera seca, como sucede en regiones tropicales con las termitas y algunos otros horadores que viven en muebles y los carcomen.

El ataque de los insectos puede impedirse mediante la impregnación de la madera con creosota o cloruro de zinc u otros preservativos. En edificios, se recomienda la fumigación con gases de ácido hidrocianídrico. Se puede prevenir, también, en gran parte, el ataque de los insectos a los edificios, impidiendo la acumulación de humedad en la madera, mediante una adecuada ventilación.

Para prevenir el ataque de los **horadores marinos**¹ es necesario impregnar las maderas con altas concentraciones de preservativos, tales como creosota u otros solubles, que no sean disueltos en agua.

¹ Tomado de referencia No. 8

La combustibilidad¹: hay dos medios principales para reducir la propagación del fuego en las construcciones de maderas: uno, es el uso de métodos apropiados de construcción; el otro, es tratar la madera con diversas sustancias para hacerla más resistente al fuego. También el conocimiento por parte del público de las precauciones necesarias para la prevención de los incendios, es de suma importancia.

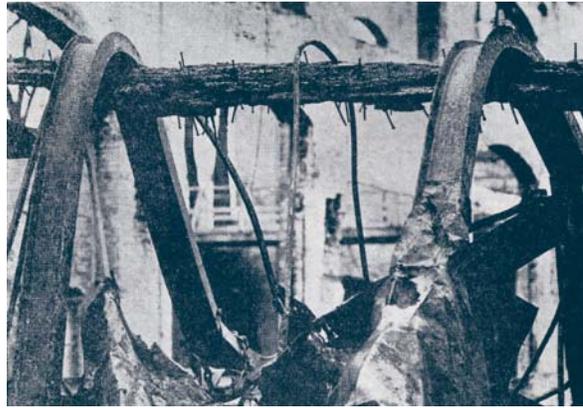
Construcciones apropiadas.

Tipos especiales de construcciones de madera se han usado ampliamente en otros países, especialmente para las grandes fábricas. Las características principales de estas construcciones son las siguientes: empleo de vigas y postes de grandes dimensiones, pisos con tablas de 3½" de espesor como mínimo y los cielos con tablas de espesor sobre 2½". Las maderas empleadas deben tener sus superficies bien cepilladas y pulidas y los espacios huecos entre los muros y los pisos deben suprimirse, para evitar, tanto, la rápida propagación del fuego, como la iniciación de incendios en lugares ocultos de la construcción.

Las grandes vigas y postes arden lentamente, del mismo modo que lo haría un trozo entero de madera, que arde menos que cuando esta cortado en piezas más pequeñas; por ello, resistirán una considerable carbonización antes de fallar. En efecto, una viga o poste de madera se considera más seguro en un incendio que una viga o poste de acero sin protección de cemento o pobremente protegida. La razón es que el acero pierde rápidamente su resistencia, doblándose, cuando se calienta sobre 260° o 300° C y tales temperaturas son, fácilmente, alcanzadas en un incendio corriente.

¹ Tomado de referencia No. 8

Figura 9. **Prueba irrefutable de que la madera de ciertas dimensiones resiste más al fuego que las estructuras metálicas.**



FUENTE: Corporación chilena de la madera. Maderas 3ra edición. Pág. 26.

Sustancias protectoras.

Existe una serie de sustancias que aplicadas a la madera pueden prevenir el fuego o retardar considerablemente su propagación. Estos tratamientos a base de productos químicos, pueden agruparse en dos grandes clases: tratamientos de impregnación y tratamientos con pinturas superficiales.

Tratamientos de impregnación: para que este procedimiento tenga éxito, es necesario que una cantidad mínima del producto químico empleado quede retenido en el interior de la madera. Sin embargo, como muchas maderas no absorben rápidamente las soluciones acuosas de las sales, al ser éstas aplicadas superficialmente con brochas o mediante inmersiones, es necesario inyectarlas por métodos a presión. Este procedimiento requiere plantas y técnicas especiales para su aplicación.

Tratamientos con pinturas superficiales: existen numerosas preparaciones que tienen la propiedad de retardar el avance del fuego en la madera. Su grado de efectividad depende de las propiedades mismas de la preparación, del

cuidado de la aplicación y de la intensidad de la exposición de la madera al fuego.

Soluciones de silicato de sodio, solo o en combinaciones con sustancias inertes, son la base de muchas propiedades retardadoras de la propagación del fuego que poseen diversas pinturas. Esta propiedad protectora del silicato de sodio se debe a que con el calor se hincha, transformándose en una masa esponjosa que protege la madera.

Entre otros productos químicos utilizados para tratamientos de madera contra, el fuego y más, corrientemente, se utilizan, las soluciones acuosas de sustancias, como: fosfato monoamónico, fosfato diamónico, mezclas de sulfato de amonio y fosfato monoamónico, bórax, ácido bórico y otras.

1.6 Secado.

El secado de la madera es, indiscutiblemente, obligatorio antes de su empleo, solamente cuando se necesite en la elaboración de una construcción bajo el agua, de lo contrario es necesario para mejorar sus propiedades ya que con eso se logra¹:

- A) estabilización de la forma y dimensiones de las piezas;
- B) reducción de su peso, y como resultado un menor costo de transporte;
- C) mejoramiento de la resistencia mecánica, lo cual es importante en las construcciones;
- D) aumento de la resistencia contra la pudrición y mancha;
- E) reducción de la conductividad calórica;
- F) reducción de la conductividad eléctrica.

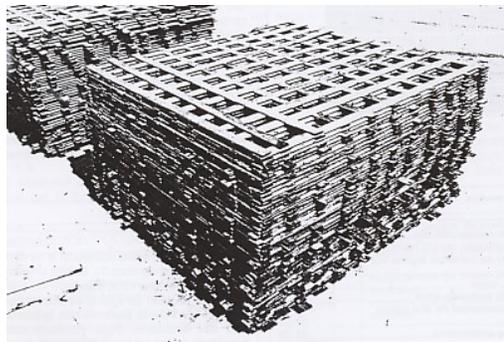
¹ Tomado de referencia No. 7

La razón principal de secar la madera radica en llevarla a un porcentaje de humedad igual al del ambiente. Para esto existen tres tipos principales de secado: natural, natural acelerado y artificial¹.

Para el secado natural y natural acelerado es necesario una gran extensión superficial, mientras que para el secado artificial solamente de recintos acondicionados. Las condiciones para un secado natural como para uno artificial responden a tres condiciones básicas: temperatura elevada, velocidad del aire de 0.6 a 1.5 m/s y un estado higrométrico alto¹.

Secado Natural¹: en este proceso es necesario apilar la madera de manera ordenada y al aire libre, dejando espacios para que el aire circule y, así, facilite el secamiento gradual, el peso de la misma evitara que esta se deforme, es necesario posean cierta pendiente para facilitar la circulación del aire.

Figura 10. **Madera en Proceso de Secado.**



Fuente: **Biblioteca Atrium de la Carpintería. Tomo 1. Pág. 31.**

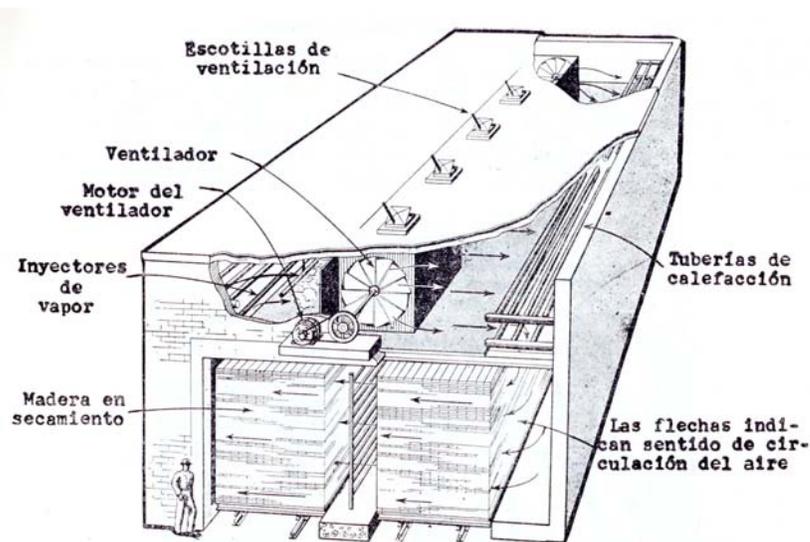
Secado Natural Acelerado¹: proceso que consiste en sumergir la madera en agua que circule con cierta velocidad, la cual atraviesa, por ósmosis, los tejidos a través de los vasos, disolviendo la savia para facilitar su desecación y

¹ Tomado de referencia No. 5

eliminación de sales. Con este proceso se busca sustituir agua por savia ya que esta se evapora más rápidamente con el inconveniente de oscurecer el color propio.

Secado Artificial¹: este proceso ofrece, además del secado temprano de la madera, la eliminación de insectos y gusanos, ocupa un reducido espacio para su secado, si se controla, pueden evitarse distorsiones en la madera. Pero es de considerarse su uso ya que exige instalaciones costosas, puede endurecer las capas exteriores o, peor aún, puede echarse a perder la totalidad del volumen en caso de algún fallo técnico.

Figura 11. **Modelo de horno secador.**



FUENTE: Corporación chilena de la madera. Maderas 3ra edición. Pág. 17.

Las principales razones de utilizar un secador artificial en vez de hacerlo naturalmente a través del aire son¹:

A) es mucho más rápido;

¹ Tomado de referencia No. 7

- B) no es afectado por condiciones climáticas;
- C) la mancha azul y otras propiedades pueden ser totalmente evitadas, si la madera se somete a secamiento inmediatamente después de aserrada;
- D) el espacio destinado a la manipulación de la madera se reduce notablemente, facilitando la supervisión y la protección contra incendios;
- E) posibilidad de utilizar los desperdicios de madera para generar calor y fuerza para el secador;
- F) si la madera se utiliza en la fabricación de muebles, paneles, pisos de parquet o, en general, para aplicaciones interiores en piezas con calefacción, no es posible obtener un contenido de humedad suficientemente bajo, si no se recurre a secadores.

2. LA MADERA COMO ELEMENTOS Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS

GENERALIDADES DE LA MADERA EN LA CONSTRUCCIÓN

Según su preparación a la madera tiene diferentes denominaciones.

Madera rolliza: nombre que recibe el tronco después de talado, trozado y desprovisto de sus ramas ya sea que esté o no descortezado.

Madera labrada: es la madera trabajada mediante hacha que puede tener forma rectangular o cilíndrica.

Madera cepillada: es la madera que tiene sus superficies alisadas por la cepilladura. Puede ser cepillada por una cara (Cep. 1 C.); cepillada por dos caras (Cep. 2 C.); cepillada por un canto (Cep. 1 Cto.); cepillada por dos cantos (Cep. 2 Ctos.); o bien, una combinación de cantos y caras (Cep. 1 C. 1 Cto.); (Cep. 2 C. 1 Cto.); (Cep. 1 C. 2 Ctos.); (Cep. 4 C. ó S4S).

Madera elaborada: es la madera preparada en mayor grado por su paso a través de las machihembradoras, moldureras, etc. Puede ser:

Machihembrada: es la madera a cuyos cantos se les ha dado forma de macho y hembra, para obtener una unión cerrada al juntarse.

Tinglada: es la madera preparada en sus cantos, a fin de tener una unión mediante traslapo.

Moldurada: es la madera a la que se le ha dado formas especiales, tales como las cornisas, los guardapolvos, los junquillos, etc.

Madera tratada: es la madera sometida a tratamientos físicos o químicos, no incluidos en los grupos anteriores.

Según sus dimensiones a la madera se le denomina:

Listones: maderas de hasta 1½" pulgada de espesor y hasta 4 pulgadas de ancho.

Tablas: maderas de hasta 1½" pulgada de espesor y sobre 4 pulgadas de ancho.

Tablones: maderas sobre 1½" pulgada de espesor y sobre 6 pulgadas de ancho.

Cuartones: maderas cuyo espesor y ancho fluctúan entre 2 y 6 pulgadas.

Vigas: maderas de 6 a 10 pulgadas de espesor y de 6 a 10 pulgadas de ancho.

Basas: maderas sobre 10 pulgadas de espesor y sobre 10 pulgadas de ancho.

Según su contenido de humedad a la madera se le nombra:

madera verde: contiene sobre el 30% de humedad;

madera seca al aire: contiene entre un 15 y 30% de humedad;

madera seca: contiene menos de un 15% de humedad.

Algunos de los términos utilizados en el comercio maderero se enumeran a continuación:

dimensión nominal: es la expresión numérica de las dimensiones de la madera aserrada, antes de ser cepillada o elaborada;

dimensión efectiva: es la dimensión real que tiene la madera una vez cepillada o elaborada. Al cubicarse el volumen de las maderas cepilladas o elaboradas, se hace basándose en la dimensión nominal de la madera.

Una pieza individual de madera estructural se designa por sus dimensiones transversales nominales. Por ejemplo, cuando hablamos de una pieza de 6 por 8 en medidas nominales, no necesariamente sus dimensiones serán de 6 pulgadas de ancho y 8 pulgadas de peralte ya que si estamos hablando de una madera aserrada en sus 4 lados (S4S) las dimensiones efectivas de dicha pieza serán de 5.5 pulgadas de ancho y 7.5 pulgadas de peralte. Esto no quiere decir que a cualquier medida nominal debemos restarle 0.5 pulgadas de su dimensión ya que esto va en función de su tamaño en ocasiones puede llegarse a restar 0.75 pulgadas o solamente 0.25 pulgadas, véase anexo 1.

La madera se vende en función de sus dimensiones nominales, expresada en término de pie tabla que consiste en una pieza de una pulgada de espesor, un pie de ancho y un pie de largo equivalente a 144 pulgadas cúbicas.

Cantos: son las superficies correspondientes a los dos lados más angostos de una pieza.

Caras: son las superficies correspondientes a los dos lados más anchos de una pieza.

Escuadría: es la expresión numérica del espesor y del ancho de una pieza. Es costumbre expresar las dimensiones de las piezas en el siguiente orden: espesor x ancho x largo.

Clases de madera estructural.

En la actualidad las clases de madera responden a su calidad estructural, las categorías o clases estructurales se establecen en relación con las propiedades de resistencia y clasificación de uso, para lo cual pueden establecerse esfuerzos admisibles para el diseño.

Por ejemplo, en **Estados Unidos**¹ a las clases individuales de las diversas especies se les designa comercialmente como Núm. 1, Núm. 2, Estructural selecto y Denso Núm., por las reglas de clasificación de la instancia que intervenga. Algunas de estas asociaciones de la industria son la *Southern Pine Inspection Bureau* (Oficina de inspección de la madera en la costa occidental) y la *Western Wood Products Association*, Asociación del Occidente de productos de la madera.

En **Chile**² las normas de clasificación oficiales para el comercio maderero, interno como externo, se describen en el “Reglamento especial de requisitos para las maderas de Exportación”, publicado en el Diario Oficial No. 16.785, del 29 de febrero de 1934. Normas que dividen las maderas en dos grupos: A) Maderas destinadas a ser elaboradas y B) maderas estructurales destinadas a ser utilizadas en obras gruesas.

¹ Tomado de referencia No. 3

² Tomado de referencia No. 8

Para las maderas del grupo B la clasificación se realiza en la cara más deficiente de la pieza, pero no contempla una faja o sector de primera clase, de determinadas dimensiones.

Para las maderas nacionales se emplean tres grados estructurales , a saber, grados A, B y C habiéndose tomado como criterio base de esta clasificación, que las maderas grados A y B sean para estructuras permanentes y las maderas grado C para construcciones provisionales o auxiliares.

La determinación de estos grados estructurales para maderas de **Guatemala**¹, se efectuó de acuerdo a la norma *American Society for Testing and Materials* (ASTM) D245, aplicando factores a los esfuerzos básicos.

La madera para todos los grados estructurales debe ser sana, relativamente compacta y de densidad seca no menor del 10% de los valores asignados en la tabla IV. Además, debe estar libre de albura e incluso de fracturas de la fibra a tensión o compresión, defectos producidos por el volteo del árbol y por deficiencias de estibado o secado, bolsas de resina en gran número y libre de hongos.

MADERAS GRADO A

Las maderas clasificadas en este grupo tendrán esfuerzos de trabajo de 85% de los esfuerzos básicos de las maderas nacionales. La inclinación de la

¹ Tomado de referencia No. 2

fibra es de 1:18 para piezas trabajando en flexión o tensión paralela y 1:14 para piezas trabajando a compresión paralela.

MADERAS GRADO B

Estas maderas tendrán esfuerzos de trabajo iguales al 70% de los esfuerzos básicos de las maderas consideradas. La inclinación máxima de la fibra es de 1:14 para miembros estructurales trabajando en flexión o tensión paralela y de 1:10 para miembros trabajando en compresión paralela.

MADERAS GRADO C

Estas maderas tendrán esfuerzos de trabajo iguales al 70% de los esfuerzos básicos de las maderas consideradas. La inclinación máxima de la fibra es de 1:14 para miembros estructurales trabajando en flexión o tensión paralela y de 1:10 para miembros trabajando en compresión paralela.

2.1 Elementos constructivos¹.

Respondiendo a la clasificación de la madera estructural por usos tenemos cuatro.

Madera de sierra: son los elementos de secciones transversales rectangulares con dimensiones nominales de 2 a 4 pulgadas de grueso y 2 ó mas pulgadas de ancho. Dicha clasificación en clases para marco liviano de 2 a 4 pulgadas de ancho y viguetas y tablones de 5 pulgadas de ancho y mayores.

¹ Tomado de referencia No. 4

Vigas y Largueros: elementos de secciones transversales rectangulares de 5 pulgadas o más de grueso y un ancho mayor que el grueso por más de 2 pulgadas, se clasifican según su resistencia a la flexión cuando se encuentran soportando cargas sobre la cara mas angosta.

Postes y vigas grandes: cuando las secciones transversales son mayores a 5 x 5 pulgadas o mas, en secciones cuadradas o casi cuadradas, usadas, principalmente, como postes o columnas, pudiéndose adaptar a otros usos si la resistencia a la flexión no es en especial importante.

Cubiertas: para este propósito se buscan elementos de 2 pulgadas a 4 pulgadas de grueso, de 6 pulgadas o más de ancho, con orillas de lengüeta y ranura o con ranura para lengüeta postiza en la cara angosta. La cara ancha se utiliza colocada de tal manera que sirva de apoyo.

2.2 Sistema constructivo¹.

La estructura armada con marcos ligeros es, en esencia, un sistema de muros de carga que utiliza el muro entramado como elemento resistente a cargas gravitacionales. En los casos en que se requiere más espacio abierto, algunas partes del edificio pueden usar columnas autoestables, y no muros para soportar el techo o los pisos superiores. En el marco ligero, por lo regular, se utilizan solo muros entramados, con pies derechos y sistemas de viguetas y cabios como elementos básicos con vigas solo sobre las grandes aberturas, en los bordes de escaleras, etc. Si se utilizan columnas, o postes, en gran cantidad, en general, trabajan directamente con un sistema de vigas, cuya extensión final está conformada por todos los postes y vigas con muros de una

¹ Tomado de referencia No. 4

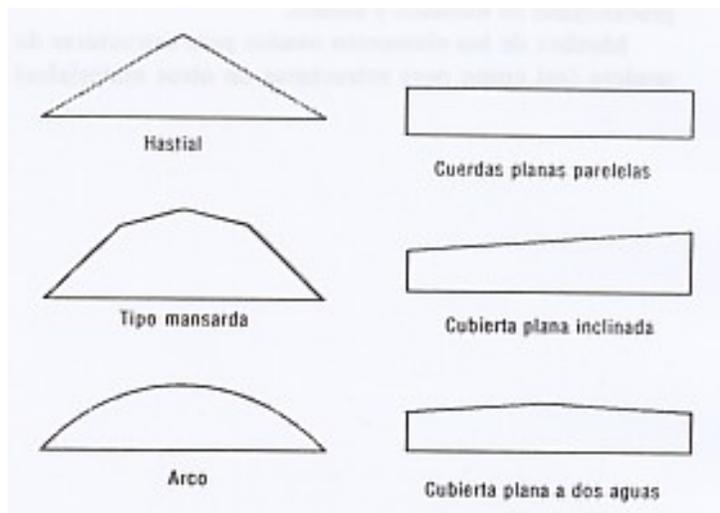
naturaleza no estructural general, llamados *muros divisorios en interiores o muros cortina* en exteriores.

La construcción de madera pesada es una estructura espacial que utiliza maderos macizos aserrados de dimensiones relativamente grandes, 6" o más de espesor nominal, y una cubierta de tablones.

Estructuras especiales.

Armaduras: este tipo de estructura brinda una gran ayuda cuando se tiene contemplado el uso más amplio de formas.

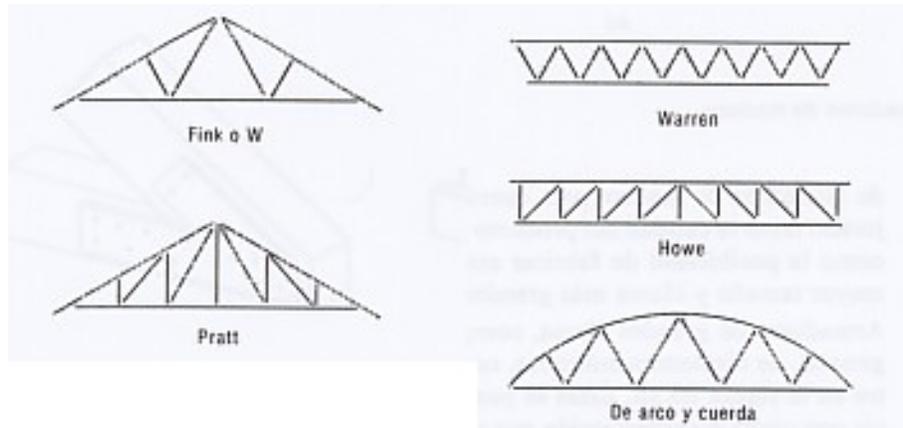
Figura 12. **Formas comunes de armaduras de madera.**



Fuente: **James Ambrose. Análisis y Diseño de Estructuras. Pág. 235.**

Luego de determinar el tipo de estructura se procede a triangularla dentro de su estructura para darle la rigidez necesaria, así todos sus elementos trabajen ante esfuerzos axiales, tensión o compresión

Figura 13. **Patrones comunes utilizados en armaduras de madera.**



Fuente: **James Ambrose. Análisis y Diseño de Estructuras. Pág. 236.**

Madera Contrachapada: consiste en tableros de madera hechos mediante la adherencia de varias capas de chapa delgada de madera con capas alternadas teniendo la dirección de la fibra en ángulos rectos. Las capas exteriores se llaman *caras* y las otras *capas interiores*. Las capas interiores con la fibra en dirección perpendicular a las caras se llaman *fibras atravesadas*. El intervalo común de espesor de tablero es de $\frac{1}{4}$ a $1 \frac{1}{8}$ pulg., y el tamaño común de la hoja es de 4 x 8 pies. Las direcciones alternadas de la fibra de las capas da a las hojas una considerable resistencia a rajaduras y, a medida que aumenta el número de capas, la hoja se hace igualmente fuerte en ambas direcciones.

Madera de Lámina Pegada: consiste en el proceso básico de unir con pegamento piezas de madera, siendo el más común uso el unir tableros de madera contrachapada. Además de este, también existen otros tipos de usos.

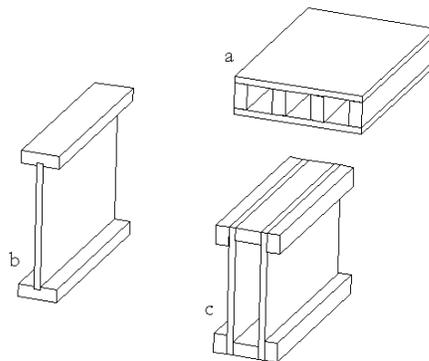
1. Madera estructural de laminación múltiple. Estos elementos se producen por medio de laminados múltiples de miembros estándar 2X ó 1X. El producto más utilizado es la viga o trabe producida de múltiples miembros 2X. Los elementos también pueden ser curvos, utilizando los elementos 1X para este propósito, si el radio de curvatura es pequeño. Los tamaños y

longitudes pueden ser ilimitados, produciendo grandes trabes, arcos y marcos de dos aguas.

2. Viguetas laminadas verticales. Consisten en hojas de $\frac{3}{4}$ de pulgada de espesor (nominal 1X), laminadas en múltiplos de dos o tres para usarlas como viguetas con el objetivo de sustituir elementos de anchos de madera estándar 2X y 3X nominales.
3. Elementos Microlaminados. Son piezas producidas con secciones laminadas de 0.1 pulgadas de espesor, con el fin más común de fabricar cuerdas para armaduras.

Elementos de madera y madera Contrachapada: consiste en 2 láminas de madera contrachapada sujetas a una armazón central de elementos de madera sólida aserrada, lo que regularmente es llamado panel, llamado panel de revestimiento cuando es utilizada como cubierta de techo.

Figura 14. **Elementos comunes armados de madera contrachapada.**



En la figura 14 encontramos:

- a. tablero de revestimiento tensado;
- b. viga I con alma ensamblada ;
- c. vigas tipo cajón y vigas I.

Estructuras con Postes: este tipo de construcción es la más antigua forma de realizar estructuras, desde las cabañas de troncos, muelles para puertos, edificios utilitarios que han pasado siglos y aún siguen en pie.

Otro uso que puede tener este tipo de construcción es el de pilotes, tal como si fuesen enormes clavos se hincan en el suelo abriendo un hoyo y luego rellenándolo con tierra o con concreto, este sistema es utilizado para postes de vallas y como soporte de líneas de transmisión. En el caso de un edificio se pueden hincar, también, los postes y, luego, sobre estos soportar marcos estructurales o bien continuar el poste para que cumpla como columna, también. Este sistema suele ser usado en regiones rurales, donde el coste de los postes, las condiciones de clima y suelo son favorables para su empleo.

El diseño de pilotes de madera se puede realizar con criterios de especificaciones y guías industriales, pero resulta en la realidad la mayoría de estas construcciones diseñada en base a experiencia basada en el hecho de que este tipo de estructura ha resistido el paso del tiempo y aún resultan útiles.

Productos de fibra de madera: estos productos van desde papel hasta tableros comprimidos muy densos y fuertes, Mansonite y similares. En estructuras podemos encontrar diversos usos.

1. Papel. Es ocupado en varios productos compuestos, como encofrado o moldes para la construcción. Un ejemplo, muy común en la vida diaria, es el del elemento prefabricado de cartón y yeso.
2. Cartón. Un cartón especial es el conocido como cartón corrugado, consiste en un alma de papel pegada en un emparedado con capas de cartón o

papel plano. Su uso más común se da en la industria productora de recipientes, en la construcción cumple con el moldeado de concreto.

3. Tableros de madera pretensada. Su uso más común es de conformar elementos no estructurales, pero actualmente se les usa para sustituir a la madera contrachapada.
4. Productos compuestos de tableros. Varios productos son fabricados en combinación con fibras de madera, el cemento, fibras de asbesto, asfalto, etc. Uno de sus usos es el de cubierta estructural, Timdeck, pero, también, se le utiliza en elementos no estructurales como aislamiento o relleno.

Sistemas combinados.

Con el objeto de mejorar ciertos aspectos relativos a resistencia se ve la necesidad de combinar distintos sistemas constructivos, además de disminuir el costo de construcción, la madera puede mezclarse con diferentes materiales de construcción.

Por ejemplo, la mampostería de bloques brinda una resistencia enorme ante cargas laterales provocadas por el viento o sismo; la utilización del acero, por ejemplo, el uso de joist para sostener entresijos de gran luz en donde el uso de madera conlleva a elementos muy peraltados.

2.2.1 Ventajas.

Construcciones de madera pesada: la resistencia al fuego se ve beneficiada al utilizar elementos de grandes dimensiones ya que evita que el calor se propague más rápidamente, además que mejora en el aspecto arquitectónico dando la apariencia de ser una construcción del tipo rústico.

Construcciones de madera liviana: esta se ve beneficiada en el sentido económico ya que la elaboración de dichas piezas, 2" de espesor nominal, evita desperdicios para el aserradero.

2.2.2 Desventajas.

Construcciones de madera pesada: el costo de llevar a cabo una edificación con elementos de tal magnitud encarece el costo del pie tabla de la madera.

Construcciones de madera liviana: el uso de este tipo debe ser acompañada de un buen sistema de extintores ya que son muy susceptibles al fuego, además de disminuir su atractivo arquitectónico.

3. GUATEMALA: LA MADERA Y SU USO EN LA CONSTRUCCIÓN

3.1 Porcentaje de uso en la construcción de viviendas.

Según el Censo Nacional XI de Población y VI de Habitación, 24 de noviembre de 2002 de la República de Guatemala y realizado por el Instituto Nacional de Estadística (INE). Podemos observar en la tabla 3.

Tabla III. **Porcentaje de materiales en la construcción de Guatemala.**

Techo	Cantidad de Viviendas	Porcentaje	Paredes	Cantidad de Viviendas	Porcentaje
Concreto	375434	14,56%	ladrillo	87529	3,39%
Lamina	1736404	67,35%	block	1130753	43,86%
Asbesto	44459	1,72%	concreto	73216	2,84%
Teja	308485	11,96%	adobe	625905	24,28%
Paja, palma	99583	3,86%	madera	426336	16,54%
Otros	13900	0,54%	lamina metálica	54784	2,12%
Total	2578265	100,00%	bajareque	80561	3,12%
			lepa, palo o leña	86625	3,36%
			otros	12556	0,49%
			total	2578265	100,00%

3.2 Especies Madereras.

Guatemala posee un gran número de especies madereras dentro de su territorio, para hacer más útil dicho dato a continuación se presentan algunas maderas para los diversos usos.

Armaduras:

Almendo Colorado, Carbón, Carretón, Frijolillo, Mora, Zorrillo.

Cielo Falso:

Ciprés Común, Pajuil.

Columnas:

Bocut, Cadeno, Caimito, Canxán, Carretón, Ramón Blanco, Sangre de Dragón, Zapote Mamey.

Construcciones marinas:

Almendo Colorado, Cadeno, Caimito, Chichipate, Chicozapote, Guapaque, Habín, Manchiche, Mora, Ramón Blanco, Ramón Colorado, Suncilla, Vainillo, Zapote Mamey.

Formaleta:

Mano de León, Areno Blanco, Castaño, San Juan.

Muelles:

Jobillo.

Parquet:

Cadeno, Caimito, Caoba de Petén, Caoba del Pacífico, Capulín, Chichipate, Chicozapote, Cipresillo, Cortez, Danto, Frijolillo, Guapaque, Guapinol, Guayacán, Habín, Jobillo, Leche Amarilla, Laucaena, Madrecacao, Malerio Colorado, Manchiche, Mora, Pino de Petén, Quebracho, Ramón Blanco, Silión, Vainillo, Yaxnic.

Pilotes:

Caimito, Chicozapote, Cortez, Danto, Guapaque, Guapinol, Madrecacao, Mora, Pino Curtidor, Pino Colorado, Pino Negro, Suncilla.

Postes:

Aguacatillo, Aliso, Aripín, Bakelac, Bitze, Bocut, Brasil, Cadeno, Caimito, Cañafistula, Caoba del Pacífico, Capulín, Carretón, Cenicero, Chaparro, Chichipate, Chicozapote, Cortez, Danto, Escoba, Frijolillo, Guachípilin, Guapaque, Guapinol, Guayacán, Gusano, Habín, Jaboncillo, Jaguay, Jobillo, Jobo, Leucaena, Lloro Sangre, Matilisguate, Palo de sangre, Pimientillo, Pino Blanco Curtidor, Pino Colorado, Pino de Petén, Pino Negro, Pino Triste, Primavera, Pucté, Ramón Blanco, Ramón Colorado, Sabino, San Juan, Sangre, Sangre de Dragón, Santa María, Sauce, Sillion, Suncilla, Tinta, Upay, Volador, Zapote Mamey.

Puentes:

Almendro Colorado, Bakelac, Bocut, Caimito, Carbón, Chichipate, Chicozapote, Danto, Frijolillo, Guachipilín, Guapaque, Guapinol, Jobillo, Laurel, Malerio Colorado, Malerio Blanco, Manchiche, Mora, Pino de Petén, Vainillo, Zorrillo.

Puntales para minas:

Leucaena, Pino Triste.

Sistemas estructurales:

Pino Candenillo.

Tabla Machihembrada:

Ciprés Común.

Techos:

Malerio Blanco, Malerio Colorado, Pinabete, Pinabete Blanco, Ramón Blanco.

Tejamanil:

Pinabete, Pino Candenido, Tejamanil, Santa María.

Vigas:

Almendra Colorado, Aripín, Bocut, Cadeno, Caimito, Canxán, Carretón, Cortez, Guachípilin, Guapaque, Guarumo, Laucaena, Madre Flecho, Malerio Blanco, Malerio Colorado, Matilisguate, Palo Barillo, Palo de Zope, Ramón Blanco, Sabino, Sangre de Dragón, Son, Zapote Mamey.

Viguetas:

Ramón Blanco, Capulín.

3.3 Tablas de Resistencia Físico-Mecánica

Tabla IV. Esfuerzos básicos para maderas guatemaltecas. Aplicables a madera verde o poco sazónada y madera seca al aire (a) (b) (c)

Especie	Peso seco aparente	Flexión Estática	Módulo de Elasticidad	Compresión paralela	Compresión perpendicular	Tensión paralela	Tensión perpendicular	Corte paralelo	Clivaje	Dureza	Extracción de clavos
	gr./cm.3	Kg./cm.²	Kg./cm.²x10 ⁻⁵	Kg./cm.²	Kg./cm.²	Kg./cm.²	Kg./cm.²	Kg./cm.²	Kg./cm.²	Kg.	Kg.
Ciprés	0.51	160	0.75	70	23	160	7	7	8	225	19
Pino coloreado (ocarpa)	0.57	200	1.19	90	23			20		85	
Pino Petén (caribeeae)	0.67	215	1.20	90	21			22		100	10
Otros pinos	0.37	115	0.66	55	13			16		40	
Caoba	0.48	160	0.76	70	45	125	7	10	16	265	30
Canoj	0.65	130	1.00	70	20	100	10	10	19	200	
Cedro	0.43	95	0.46	40	35	80	10	7	16	180	19
Cenicero	0.61	130	0.72	65	45	100	10	10	11	350	30
Conacaste	0.42	95	0.56	35	20	90	10	7	9	195	9
Chichique	0.72	245	1.38	120	60	235	7	9	12	450	
Chichipate	0.72	210	1.20	105	55	160	10	15	25	730	53
Marillo	0.62	100	0.85	60	45	145	16	12	20	360	40
Volador	0.65	165	1.05	75	35	155	10	11	24	430	50

Fuente: William Godínez. Ingeniería de la madera en Guatemala. Pág. X.

Observaciones:

- solo se permiten incrementos sobre estos esfuerzos, para madera seca al aire en caso que las piezas sean de 10 cm. de grosor;
- en la columna 6, Tensión paralela: se sugiere tomar los valores de flexión estática, columna 2;
- para obtener los esfuerzos permisibles de trabajo, deben corregirse los datos de esta tabla, ver tablas V, VI y VII.

**Tabla V. Esfuerzos permisibles de trabajo para madera grado “a”.
Aplicables a maderas verdes o poco sazonadas y maderas secadas al aire.**

Especie	Peso seco aparente	Flexión Estática	Módulo de Elasticidad	Compresión paralela	Compresión perpendicular	Tensión paralela	Tensión perpendicular	Corte paralelo	Clivaje	Dureza	Extracción de clavos
	gr./cm.3	Kg./cm. ²	Kg./cm. ² x 10 ⁻⁵	Kg./cm. ²	Kg./cm. ²	Kg./cm. ²	Kg./cm. ²	Kg./cm. ²	Kg./cm. ²	Kg.	Kg.
Ciprés	0.51	136	0.75	60	23	136	6.0	6.0	6.8	225	19
Caoba	0.48	136	0.76	60	45	106	6.0	8.5	13.6	265	30
Canoj	0.65	110	1.00	60	20	85	8.5	8.5	16.2	200	
Cedro	0.43	81	0.46	34	35	68	8.5	6.0	13.6	180	19
Cenicero	0.61	110	0.72	55	45	85	8.5	8.5	9.4	350	30
Conacaste	0.42	81	0.55	30	20	77	8.5	6.0	7.7	195	9
Chichique	0.72	206	1.38	102	60	200	6.0	7.7	10.2	450	
Chichipate	0.72	278	1.20	83	55	136	8.5	12.8	21.3	730	55
Marillo	0.62	85	0.85	51	45	124	6.8	10.2	17.0	360	40
Volador	0.63	240	1.05	64	35	132	8.5	9.4	20.4	430	50
Pino Colorado		170	1.19	76	20			17.0		75	
Pino de El Petén		182	1.20	76	17			18.7		85	
Otros pinos		97	0.66	46	11			13.6		34	

Fuente: William Godínez. Ingeniería de la madera en Guatemala. Tesis. Pág. XI.

**Tabla VI. Esfuerzos permisibles de trabajo para madera grado “b”.
Aplicables a maderas verdes o poco sazonadas y maderas secadas al aire.**

Especie	Peso seco aparente	Flexión Estática	Módulo de Elasticidad	Compresión paralela	Compresión perpendicular	Tensión paralela	Tensión perpendicular	Corte paralelo	Clivaje	Dureza	Extracción de clavos
	gr./cm.3	Kg./cm. ²	Kg./cm. ² x 10 ⁻⁵	Kg./cm. ²	Kg./cm. ²	Kg./cm. ²	Kg./cm. ²	Kg./cm. ²	Kg./cm. ²	Kg.	Kg.
Ciprés	0.51	112	0.75	49	23	112	5.0	5.0	5.6	223	19
Caoba	0.48	112	0.76	49	45	87.5	4.9	7.0	11.2	265	30
Canoj	0.65	91	1.00	49	20	70	7.0	7.0	13.3	200	
Cedro	0.43	67	0.46	28	35	56	7.0	5.0	11.2	180	19
Cenicero	0.61	91	0.72	45.5	45	70	7.0	7.0	7.7	350	30
Conacaste	0.42	67	0.56	24.5	20	63	7.0	5.0	6.3	195	9
Chichique	0.72	172	1.38	84	60	164	5.0	6.3	8.4	450	
Chichipate	0.72	147	1.20	74	55	112	7.0	10.5	17.5	730	55
Marillo	0.62	70	0.85	42	45	101	5.6	8.4	14.0	360	40
Volador	0.65	115	1.05	52.5	35	108	7.0	7.7	16.8	430	50
Pino Colorado		140	1.19	63	16			14.0		60	
Pino de El Petén		150	1.20	63	14			15.4		70	
Otros pinos		80	0.66	38	9			11.2		28	

Fuente: William Godínez. Ingeniería de la madera en Guatemala. Tesis. Pág. XII.

Tabla VII. **Esfuerzos permisibles de trabajo para madera grado “c”.
Aplicables a maderas verdes o poco sazonadas y maderas secadas al aire.**

Especie	Peso seco aparente	Flexión Estática	Módulo de Elasticidad	Compresión paralela	Compresión perpendicular	Tensión paralela	Tensión perpendicular	Corte paralelo	Clivaje	Dureza	Extracción de clavos
	gr./cm.3	Kg./cm.²	Kg./cm.²	Kg./cm.²	Kg./cm.²	Kg./cm.²	Kg./cm.²	Kg./cm.²	Kg./cm.²	Kg.	Kg.
Ciprés	0.51	80	0.75	35	23	80	3.5	3.5	4.0	225	19
Caoba	0.48	80	0.76	35	45	63	3.5	5.0	8.0	265	30
Canoj	0.65	65	1.00	35	20	50	5	5.0	9.5	200	
Cedro	0.43	48	0.46	20	35	40	5	3.5	8.0	180	19
Cenicero	0.61	65	0.72	33	45	40	5	5.0	5.5	350	30
Conacaste	0.42	48	0.56	18	20	45	5	3.5	4.5	195	9
Chichique	0.72	123	1.38	60	60	118	3.5	4.5	6.0	450	
Chichipate	0.72	105	1.20	53	55	80	5	7.5	12.5	730	55
Marillo	0.62	50	0.85	30	45	73	4	6.0	10.0	360	40
Volador	0.65	83	1.05	38	35	78	5	5.5	12.0	430	50
Pino											
Colorado	0.57	100	1.19	45	1			10.0		45	
Pino de El Petén	0.67	105	1.20	45	10			11.0		50	
Otros pinos	0.37	58	0.66	27	7			8.0		20	

Fuente: William Godínez. Ingeniería de la madera en Guatemala. Tesis. Pág. XIII.

4. ALGORITMOS PARA PREDIMENSIONAMIENTO

La cantidad de especies maderables que pueden ser utilizadas en la industria de la construcción, la cantidad de clases estructurales y la diversidad de dimensiones que se manejan en el mercado crea una gran gama de posibilidades para maximizar el diseño y minimizar el costo de una edificación.

Por esta razón, el diseño en madera consiste en realizar cálculos para determinar la dimensión del elemento y definir la especie y clase estructural a utilizar. Por lo cual, este se realizará mediante una serie de prueba y error hasta determinar cual será el correcto.

Los algoritmos de diseño para vigas y columnas han sido programados en Mathcad 7 Professional. Los datos de inicio son los valores que se encuentran con títulos con negritas.

4.1 Vigas de Madera

El diseño de vigas de madera se explica en el anexo 3.

Los pasos para el diseño de una viga de madera son los siguientes:

paso 1: calcular las cargas actuantes sobre la viga y dibujar el diagrama de la viga, en el que se muestren las cargas y sus posiciones. Encontrar las reacciones.

paso 2: determinar el momento flexionante máximo y calcular el módulo de la sección requerido, a partir de la fórmula de flexión $S = M/F_b$. Luego, seleccionar una sección transversal de una viga con un módulo de sección adecuado. Los anchos de más prácticos son los que varían de $1/3$ a $1/2$ del peralte.

paso 3: determinar el esfuerzo cortante horizontal analizando la viga seleccionada en el paso 2. Si es necesario, cambiar las dimensiones de la viga.

paso 4: analizar la viga con respecto a la flecha para revisar que la flecha calculada no exceda el límite previsto.

paso 5: por último, establecer la longitud de apoyo.

Ejemplo de Algoritmo:

diseñar la vigueta típica de entrepiso de una vivienda, las viguetas se encuentran a una separación entre ejes de 2 pies, con una luz libre de 5 pies. Para el diseño utilizar Cenicero clase B.

DISEÑO VIGUETA

ingresar los datos con títulos en negritas:

Densidad en condicion seca (lb/pie³):

$$\gamma := 38.08$$

Modulo de Elasticidad (lb/plg²):

$$E := 1024077.6$$

Esfuerzo admisible flexionante en lb/plg²:

$$F_b := 1294.32$$

Esfuerzo admisible de corte paralelo a la fibra en lb/plg²:

$$F_v := 99.56$$

Esfuerzo de compresión perpendicular a la fibra en lb/plg²:

$$F_{cp} := 640.05$$

Carga Viva en lb/pie²:

$$W_v := 40$$

Carga Viento en lb/pie²:

$$W_{vi} := 0$$

Carga Muerta en lb/pie²:

$$W_m := 5$$

Carga de Vigueta en lb/pie:

$$C_v := \frac{2}{12} \cdot \frac{4}{12} \cdot \gamma$$

Nota : modificar los valores de 2 y 4 a criterio del diseñador

Claro en pies:

$$L := 5$$

Separación entre viguetas en pulgadas:

$$L' := 24$$

CASO 1

Carga Ultima en lb/pie²:

$$W_{u1} := 1.7 \cdot W_v + 1.4 \cdot W_m$$

$$W_{u1} = 75$$

Carga Ultima en lb/pie:

$$W_{u11} := 1.4 \cdot C_v + W_{u1} \cdot \frac{L'}{12}$$

$$W_{u11} = 152.962$$

Momento máximo en lb*pie:

$$M1 := W_{u11} \cdot \frac{L^2}{8} \quad L = 5$$

$$M1 = 478.006$$

Modulo de la Sección
requerido para soportar la carga en plg³:

$$S1 := \frac{M1 \cdot 12}{F_b}$$

$$S1 = 4.432$$

entonces es necesario revisar la tabla de las propiedades de la madera estructural con dimensiones estandar (S4S) para determinar el peralte.

dimensiones reales a utilizar en plg:

$$F_b = 1.294 \cdot 10^3$$

$$b_{11} := 2$$

$$d_{11} := 5$$

$$b_{11} := 1.5$$

$$d_{11} := 4.5$$

Nota:

El esfuerzo flexionante máximo debe de ser menor que el esfuerzo flexionante admisible F_b .

Nuevo Modulo de la Sección en plg^3 :

Para el modulo de la sección revisar la tabla de las propiedades de la madera estructural con dimensiones estandar (S4S)

$$S_{11} := 5.06$$

Esfuerzo flexionante máximo (lb/plg^2) en la vigueta es:

$$f_b := \frac{M_{11} \cdot 12}{S_{11}} \quad M_{11} = 478.006$$

$$f_b = 1.134 \cdot 10^3 \quad F_b = 1.294 \cdot 10^3$$

Fuerza Cortante Máxima en lb:

$$V_1 := W_{u11} \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_1 = 382.404$$

+

El Esfuerzo cortante máximo en (lb/plg^2):

$$f_{v1} := 3 \cdot \frac{V_1}{2 \cdot (b_{11}) \cdot (d_{11})} \quad F_v = 99.56$$

$$f_{v1} = 84.979$$

Nota:

El esfuerzo cortante máximo debe de ser menor que el esfuerzo cortante admisible perpendicular a la fibra F_v .

Para la inercia de la sección revisar la tabla de las propiedades de la madera estructural con dimensiones estandar (S4S)

Inercia en plg⁴:

$$I1 := 11.39$$

Flecha Máxima admisible (D en plg) debida a la carga viva:

$$\Delta1 := \frac{L \cdot 12}{360}$$

$$\Delta1 = 0.167$$

Deflexión Máxima (D en plg) provocada por la carga viva:

$$D1 := 5 \cdot Wv \cdot \left(\frac{L'}{12} \right) \cdot \frac{L \cdot (L \cdot 12)^3}{(384 \cdot E \cdot I1)}$$

$$D1 = 0.096$$

Longitud de apoyo necesario en pulgadas:

$$La := \frac{V1}{(Fcp \cdot b11)}$$

$$La = 0.398$$

4.2 Columnas de Madera.

El diseño de columnas de madera se explica en el anexo 4.

Los pasos para el diseño de columnas de madera son:

paso 1: calcular la carga actuante sobre la columna y dibujar el diagrama de la columna, en el que se muestren la carga y momento flexionante;

paso 2: predimensionar las dimensiones de la columna;

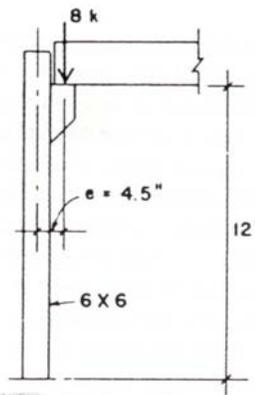
paso 3: determinar la capacidad de carga y compararlo con la carga actuante si la capacidad de carga es mayor continuar con el calculo, si no redimensionar;

paso 4: según la fórmula de interacción determinar si la columna soporta los esfuerzos de flexión producidos, si no, redimensionar.

Ejemplo de Algoritmo.

determinar si las dimensiones de la columna mostradas en la figura 15. son suficientes para soportar tanto la carga axial como el momento flexionante ocasionado por la excentricidad ($M = 36,000 \text{ lb.-pulg.}$). Se supone que esta hecha con Chichique, clase B.

Figura 15. **Ejemplo de columna con esfuerzos de flexo-compresión.**



FUENTE: Parker y Ambrose. Diseño simplificado de estructuras de madera. Pág. 149.

EJEMPLO DE COLUMNA DE MADERA

Ingresar los siguientes datos
(solamente los que tienen títulos en negritas):

dimensiones de la columna en pulgadas:

$b := 6$

$d := 6$

$Le := 12 \cdot 12$

Le = longitud efectiva

b = ancho

d = lado en donde se presenta el pandeo

Área efectiva de la columna en pulgadas cuadradas:

Revisar la tabla de las propiedades de la madera estructural con dimensiones estandar (S4S)

$A := 30.25$

Esfuerzo admisible a compresión paralela a la veta en lb/plg²:

$$F_c := 1194.76$$

Esfuerzo admisible flexionante en lb/plg²:

$$F_b := 2446.41$$

Modulo de Elasticidad en lb/plg²:

$$E := 1.96 \cdot 10^6$$

valores adimensionales para la madera:

$$c := 0.8$$

$$K_{ce} := 0.3$$

donde

c = 0.8 madera de sierra

c = 0.85 pilares redondos

c = 0.9 piezas laminadas

K_{ce} = 0.3 madera clasificada visualmente

K_{ce} = 0.483 madera clasificada en la maquina de esfuerzos y madera laminada

Esfuerzo de Pandeo de Euler (lb/pulg²):

$$F_{ce} := \frac{E \cdot K_{ce}}{\left(\frac{L_e}{d - 0.5}\right)^2}$$

$$E \cdot K_{ce} = 5.88 \cdot 10^5$$

$$\left(\frac{L_e}{d - 0.5}\right)^2 = 685.488$$

$$F_{ce} = 857.784$$

Factor de Estabilidad de la Columna:

$$C_p := \left[\left[\frac{1 + \left(\frac{F_{ce}}{F_c}\right)}{2 \cdot c} \right] - \sqrt{\left[\left[\frac{1 + \left(\frac{F_{ce}}{F_c}\right)}{2 \cdot c} \right]^2 - \frac{\left(\frac{F_{ce}}{F_c}\right)}{c} \right]} \right]$$

$$\left(\frac{F_{ce}}{F_c}\right) = 0.718$$

$$2 \cdot c = 1.6$$

$$C_p = 0.568$$

Carga Admisible de Compresión Axial en Libras:

$$P := F_c \cdot C_p \cdot A$$

$$P = 2.054 \cdot 10^4$$

Esta carga la comparamos con la que realmente resiste y si es menor no tiene problemas en el sentido de compresión

Ahora verificaremos si resiste a la flexión

Carga actuante axial (lb.):

$$P_u := 8000$$

Momento en lb*plg:

$$M := 36000$$

Esfuerzo de compresión calculado en lb/plg²:

$$f_c := \frac{P_u}{A}$$

$$f_c = 264.463$$

Valor de diseño tabulado para el esfuerzo de compresión multiplicado por Cp

$$F'_c := C_p \cdot F_c$$

$$F'_c = 679.001$$

Modulo de la Sección en plg³ (rectangular)

$$C_p = 0.568$$

Revisar la tabla de las propiedades de la madera estructural con dimensiones estandar (S4S)

$$F_c = 1.195 \cdot 10^3$$

$$S := 27.73$$

$$f_c = 264.463$$

Esfuerzo Flexionante calculado en lb/plg²

$$F'_c = 679.001$$

$$f_b := \frac{M}{S}$$

$$f_b = 1.298 \cdot 10^3$$

Determinación si la fórmula de interacción modificada es menor a 1

$$I := \left[\left[\left(\frac{f_c}{F'_c} \right)^2 \right] + \frac{f_b}{F_b \cdot \left(1 - \frac{f_c}{F_{ce}} \right)} \right]$$

$$F_b = 2.446 \cdot 10^3$$

$$f_b = 1.298 \cdot 10^3$$

$$I = 0.919$$

$$\frac{f_c}{F_{ce}} = 0.308$$

$$\frac{f_c}{F'_c} = 0.389$$

5. DISEÑO DE EDIFICIO

El diseño del presente edificio será contemplado estructuralmente de madera. Siendo la finalidad del mismo funcionar o acoger un centro de investigación de la madera, tiene por fin mostrar diversas especies madereras capaces de trabajar como elementos estructurales y así incentivar a los futuros profesionales a utilizar este material constructivo como alternativa en sus diseños proyectados.

Las especies a manejar en el diseño son peteneras, debido a que se espera una donación, por parte de alguna concesión forestal de ese mismo departamento, y, así, poder después hacer un acoplamiento entre las especies de este diseño y las especies que serán donadas para su construcción.

El techo será estipulado en el diseño como tejas de micro concreto (TMC) debido a que estas son fabricadas por comunidades guatemaltecas y con el fin san carlista, de ayudar siempre al pueblo a superarse, se expondrá la virtud de este tipo de recubrimiento de techos inclinados. Los detalles de este material se exponen en el anexo 5.

La ubicación se encuentra en el área de la sección de tecnología de materiales y sistemas constructivos, el espacio para su diseño está restringido ya que se tiene estipulado concentrar una serie de laboratorios donde se lleve a cabo el estudio de diferentes materiales constructivos: laboratorio de madera, productos cerámicos, estructuras metálicas, laboratorio de estructuras, sección de producción de materiales y un laboratorio de tecnología apropiada.

El edificio propuesto estipulado con dimensiones a ejes de 30 pies por 100 pies, se elaborará con marcos estructurales y techo de cuatro aguas, en el cual predominarán las estructuras tipo Howe, para suministrar la rigidez necesaria al techo que debido a la pendiente mínima maneja el sistema de TMC y la luz libre que habrá en el centro de la estructura (30 pies) es muy grande.

Para el diseño del edificio toma en consideración las características del suelo, dirección del viento y recorrido del sol.

El grado estructural de la madera elegido para todo el proceso de diseño será “B”, con el fin de realizar un diseño conservador. En la tabla VIII se expone la tabla VI en unidades del sistema inglés para facilitar el uso de las fórmulas de diseño.

Tabla VIII. Tabla VI en unidades del sistema inglés.

Especie	Densidad en condicion seca (lb/pie3)	Flexion Estatica Fb (lb/plg2)	Compresión Paralela (lb/plg2)	Compresión Perpendicular (lb/plg2)	Tensión Paralela (lb/plg2)	Tensión Perpendicular (lb/plg2)	Corte Paralelo (lb/plg2)	Clivaje (lb/plg2)	Dureza (lb)	Extracción de Clavos (lb)	Modulo de Elasticidad (lb/plg2)
Chichique	44,95	2446,41	1194,76	853,40	2332,62	71,12	89,61	119,48	992,07	0,00	1962815,40
Chichipal o Chichipate	44,95	2090,83	1052,52	782,28	1593,01	99,56	149,34	251,75	1609,36	121,25	1706796,00
Pino de Petén	41,83	2133,50	896,07	199,13	0,00	0,00	219,04	0,00	154,32	0,00	1706796,00
Volador	40,58	1635,68	746,72	497,82	1536,12	99,56	109,52	236,95	947,98	110,23	1493446,50
Canoj	40,58	1294,32	696,94	284,47	995,63	99,56	99,56	189,17	440,92	0,00	1422330,00
Mario	38,71	995,63	597,38	640,05	1436,55	79,65	119,48	199,13	793,66	88,18	1208980,50
Cenicero	38,08	1294,32	647,16	640,05	995,63	99,56	99,56	109,52	771,61	66,14	1024077,60
Pino Colorado	35,58	1991,26	896,07	227,57	0,00	0,00	199,13	0,00	132,28	0,00	1692572,70
Ciprés	31,84	1593,01	696,94	327,14	1593,01	71,12	79,65	491,63	41,89	1066747,50	
Caoba	29,97	1593,01	696,94	640,05	1244,54	69,69	99,56	159,30	584,22	66,14	1080970,80
Cedro	26,84	952,96	398,25	497,82	796,50	99,56	71,12	159,30	584,22	66,14	654271,80
Conacaste	26,22	952,96	348,47	284,47	896,07	99,56	71,12	89,61	429,90	19,84	796504,80

Figura 16. **Distribución de ambientes.**

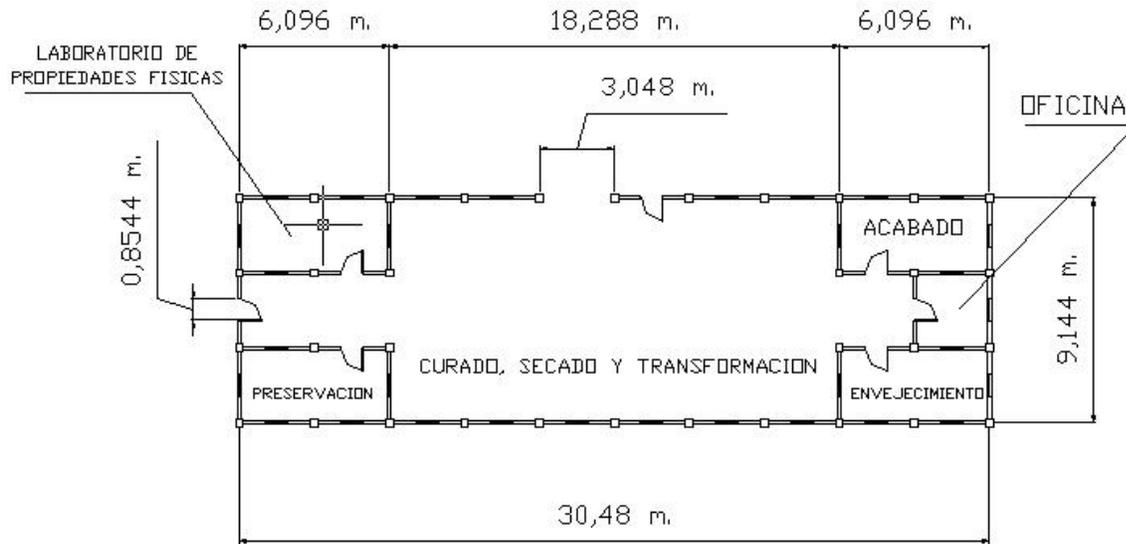


Figura 17. **Pendientes de Techo.**

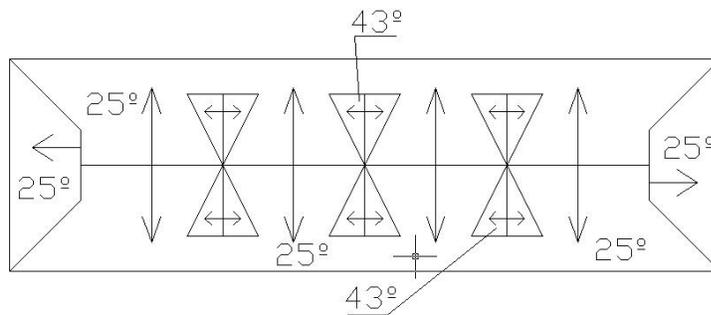


Figura 18. **Isométrico de armadura del laboratorio.**

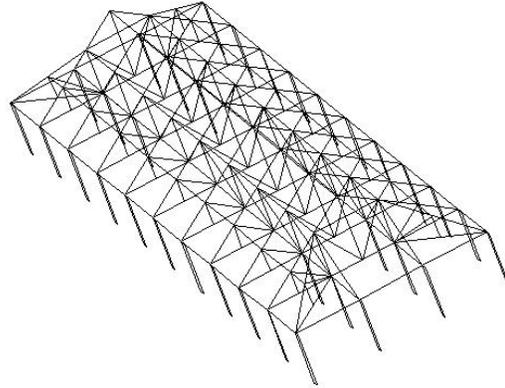


Figura 19. **Armadura de techo tipo 1.**

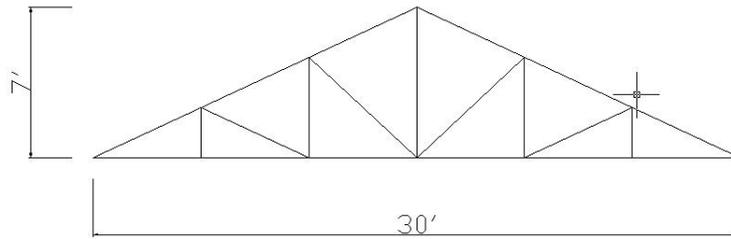


Figura 20. **Armadura de techo tipo 2.**

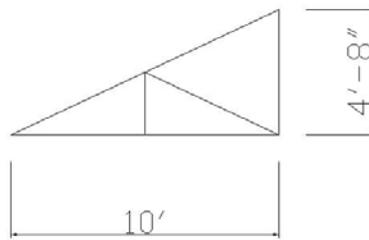


Figura 21. **Armadura de techo tipo 3.**

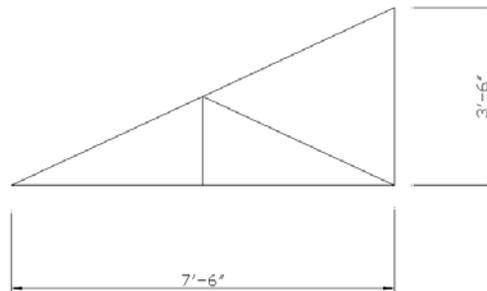


Figura 22. **Armadura de techo tipo 4.**

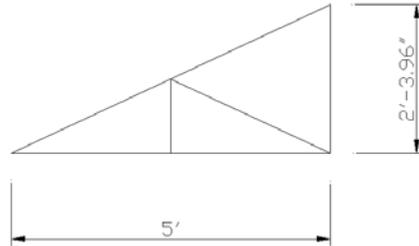


Figura 23. **Armadura de techo tipo 5.**

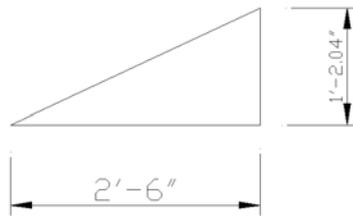


Figura 24. **Armadura de techo tipo 6.**

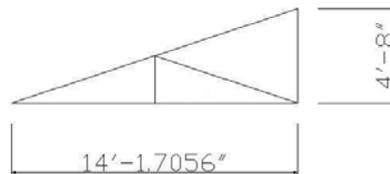


Figura 25. **Armadura de techo tipo 7.**

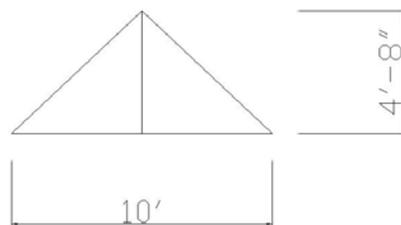


Figura 26. **Armadura de techo tipo 8.**

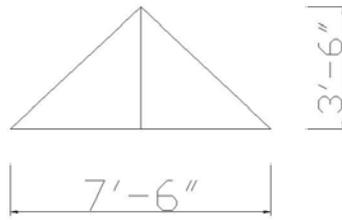


Figura 27. **Armadura de techo tipo 9.**

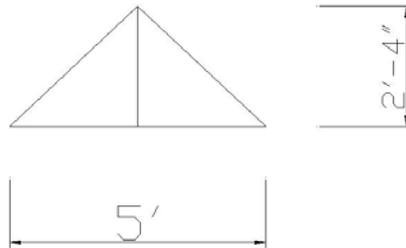
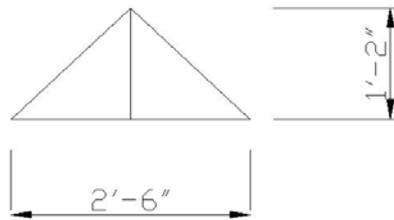
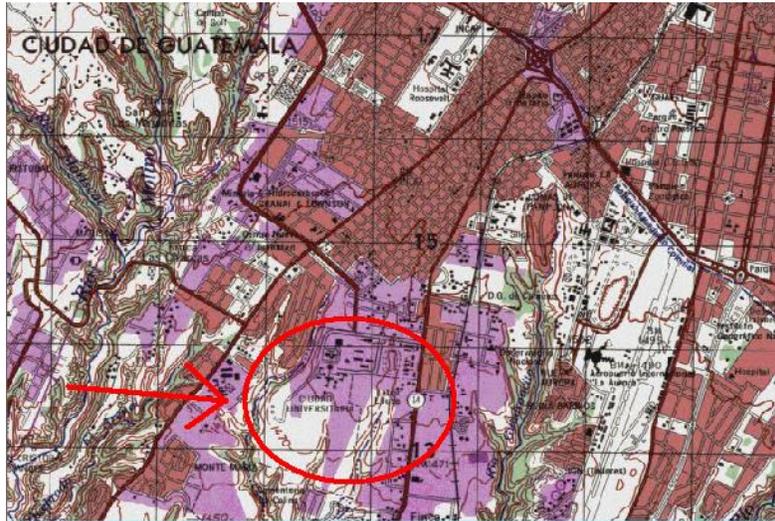


Figura 28. **Armadura de techo tipo 10.**



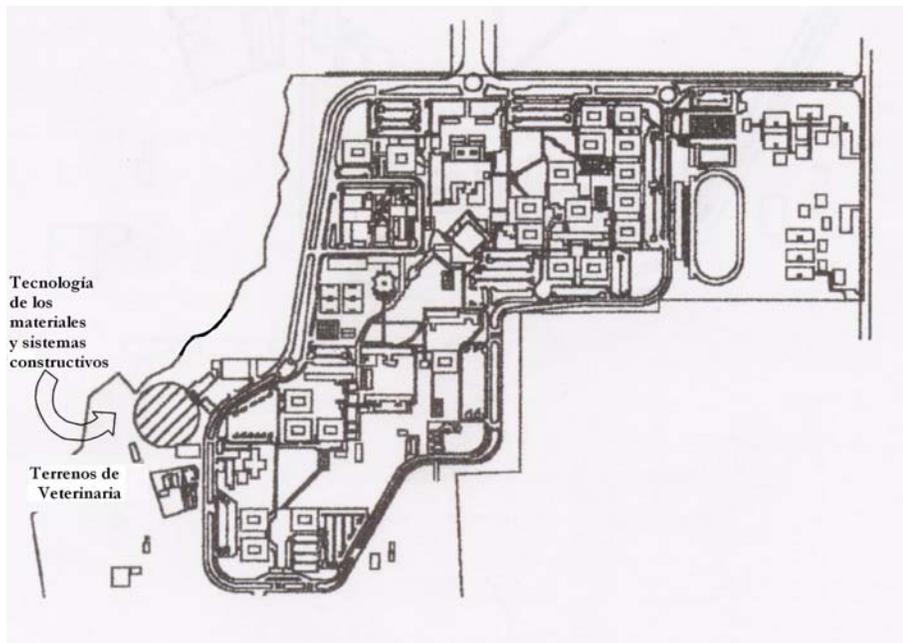
5.1 Área destinada para la construcción.

Figura 29. **Ubicación de la Universidad de San Carlos de Guatemala.**



Fuente: Instituto Geográfico Nacional de Guatemala. Mapa 1:25,000 ciudad de Guatemala.

Figura 30. Ubicación de la sección de Tecnología de Materiales y Sistemas Constructivos dentro de la USAC.



Fuente: Evelyn Grajeda. Propuesta de diseño de espacios físicos de sección de tecnología de materiales y sistemas constructivos. Tesis. Pág. 45.

Figura 31. **Ubicación sugerida del laboratorio de Maderas dentro de la sección de Tecnología de Materiales y Sistemas Constructivos.**

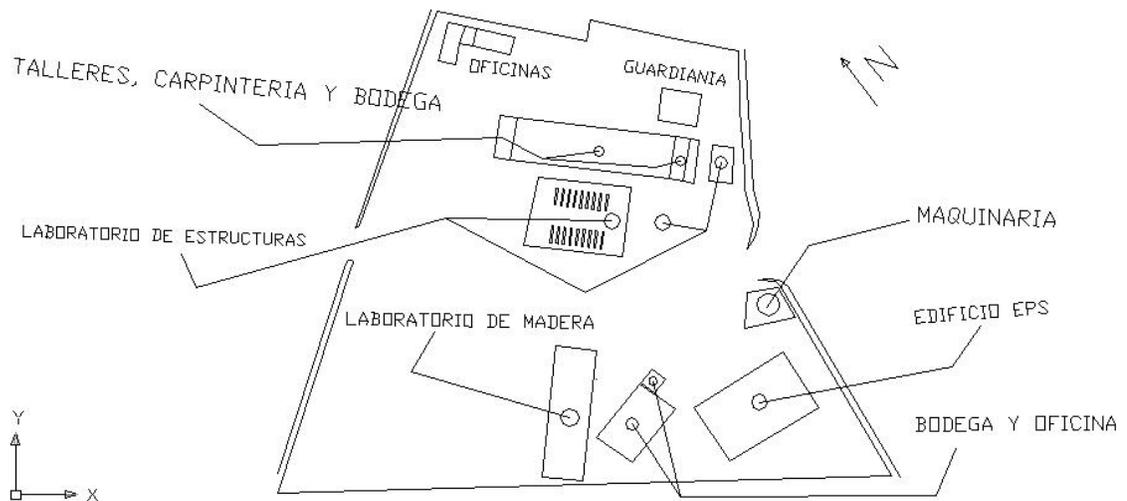
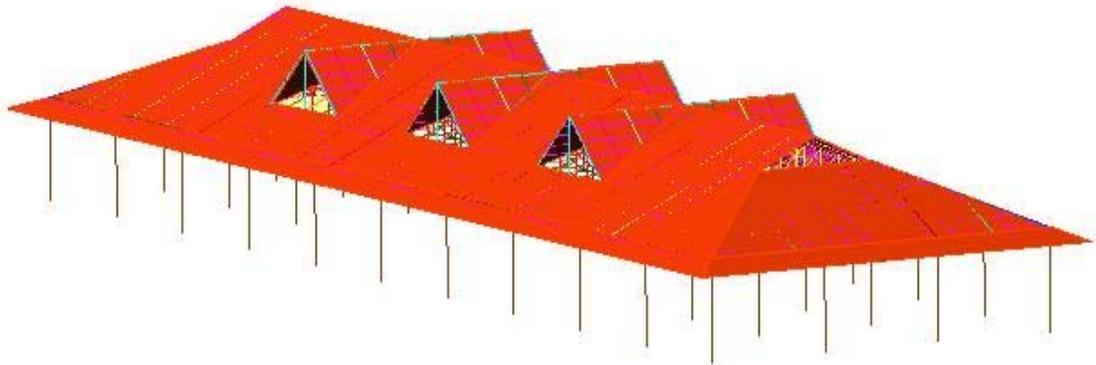


Figura 32. **Diseño propuesto de techo.**



5.2 Especies a utilizar en el diseño

TECHO, correas y machimbre.

Nombre común: Cenicero.

Nombre científico: *Pithecellobium saman* Benth.

Sinónimos: Guacivan, Tamarindo de vaca, Vaina de mico.

Reino: Vegetal Subreino: Embryobionta

División: Magnoliophyta Clase: Magnolipsida Orden: Fabales

Familia: Mimosaceae Género: Pithecellobium Especie: Saman

Ecosistema: Latifoliados Clima: Cálido Color: gris-cafe

Zonas de vida: Bosque subtropical seco, húmedo y muy húmedo

Dimensión: alcanza alturas de 9 a 45 m. Y diámetros de 0.40 a 2 m.

Fuste: corto, irregular, bastante torcido, base alargada o con gambas cóncavas, simples usualmente corto, irregular, con tendencia a crecer torcido debido a la gran sensibilidad de la especie al heliotropismo.

Descripción física: color gris castaño, de grano recto a entrecruzado en bandas, textura media a gruesa y homogénea, brillo regular, figura de haces encontrados, compacta, fibrosa y fuerte, con defectos moderados, principalmente curvaturas en los extremos y lados, medianamente fácil de trabajar, con tendencia a presentar grano mechudo.

Descripción química: moderadamente resistente a hongos de pudrición y termitas, moderadamente difícil de tratar con productos preservantes en albura y duramen por los sistemas de baño caliente-frío, seca al aire a una velocidad moderadamente lenta.

Ubicación departamental: El Petén, Izabal, Zacapa, Jutiapa, Jalapa, Santa Rosa, Escuintla, Suchitepequez y Retalhuleu.

Suelos: franco arenosos y franco arcillosos.

ARMADURAS Y VIGAS.

Nombre común: Chichipate

Nombre científico: *Sweetia panamensis* Benth.

Sinónimos: Chacte, Cencerro, Chakte, Quina silvestre, etc.

Reino: Vegetal Subreino: Embryobionta
División: Magnoliophyta Clase: Magnolipsida Orden: Fabales
Familia: Fabaceae Género: Sweetia Especie: Panamensis
Ecosistema: Latifoliados Clima: Cálido Color: Amarillo

Zonas de vida: Bosque subtropical húmedo y muy húmedo

Dimensión: con alturas de 30 a 40 m y diámetros de 90 a 100 cm.

Fuste: Recto, cilíndrico, base alargada o con gambas cóncavas

Características físicas: grano ondulado, no se observan defectos de consideración; no es una madera difícil de trabajar con herramientas y maquinaria de carpintería.

Característica químicas: durable al biodeterioro y resistente al ataque de insectos; difícil de preservar por el método de vacío-presión; de velocidad lenta para el secado al aire libre.

Ubicación departamental: Alta Verapaz, Petén, Izabal, Huehuetenango, Zacapa, Jutiapa, Chiquimula, Santa Rosa, Guatemala y Suchitepequez.

COLUMNAS.

Nombre común: Malerio Blanco

Nombre científico: *Aspidosperma megalocarpon* Muell Arg.

Sinónimos: Chichica, Chichique, Chichique blanco, Malady, Malerio, My lady, My lady blanco, etc.

Reino: Vegetal Subreino: Embryobionta
División: Magnoliophyta Clase: Magnolipsida Orden: Gentianales
Familia: Apocynaceae Género: Aspidosperma Especie: Megalocarpon
Ecosistema: Latifoliados Clima: Cálido Color: Café amarillento

Zonas de vida: Bosque subtropical húmedo y muy húmedo

Dimensión: De 30 a 40 metros de altura y diámetro de 80 cm.

Fuste: Recto con contrafuertes

Características físicas: Grano de recto a superficialmente entrelazada y ocasionalmente irregular, textura de fina a mediana. Fácil de trabajar con máquinas y herramientas de carpintería.

Características químicas: muy durable y resistente; no es difícil de secar al aire libre, pero debe de ser secada con moderación para evitar rajaduras.

Ubicación departamental: Petén, Quiche, Alta Verapaz, Izabal y costa sur.

MUROS, pies derechos, soleras y machimbre.

Nombre común: Pino de Petén

Nombre científico: *Pinus caribaea*

Sinónimos: Pino blanco, Pino de ocote blanco, Pino de Poptún, Sachaj, Huhuj.

Reino: Vegetal Subreino: Embrionales División: Pinophyta

Clase: Pinopsida Orden: Pinales Familia: Pinaceae

Género: Pinus Especie: Caribaea Ecosistema: Coníferas

Clima: Cálido Color: Amarillo naranja

Zonas de vida: Bosque subtropical húmedo y muy húmedo

Dimensión: De 16 a 45 metros de altura y de 45 cm. a 100 cm. de diámetro a la altura del pecho.

Fuste: Cilíndrico, recto o ligeramente encorvado

Características físicas: grano derecho

Características químicas: susceptible a hongos que producen la mancha azul, hongos de acículas, barrenadores de yemas y gorgojos de la corteza, sin embargo es resistente a las termitas por su alto contenido de resinas y su duramen es moderadamente resistente a hongos de pudrición.

Ubicación departamental: Alta Verapaz, Izabal y Petén.

Suelos: poco fértiles, latosoles y podsoles prdoamarillos, textura franco arcillosa y franco arenosa con buen drenaje, suelos ácidos.

5.3 Cálculo.

CARGAS DE SISMO

Corte Basal (lb.)

$$V = Z \cdot I \cdot C \cdot W / R_w \quad (\text{Según UBC})$$

Donde;

Z: factor de ajuste respecto a la probabilidad de riesgo (UBC, tabla 23-I)

I: factor de importancia (UBC, tablas 23-L y 23-K)

C: factor general que tiene en cuenta el carácter fundamental específico de la respuesta dinámica del edificio, con respecto a la naturaleza dinámica general de los mayores fenómenos sísmicos registrados.

$$C = 1.25 \cdot S / (T^{2/3}) \leq 2.75$$

S: coeficiente de sitio (UBC, tabla 23-J)

T: período de la estructura

R_w : factor general que tiene en cuenta los materiales de construcción, el tipo de construcción y sistema de arriostramiento lateral.

W: Peso del edificio. Simplemente es el peso muerto del edificio, pero también puede incluir algunas consideraciones con respecto al peso contenido del edificio.

CARGAS DE VIENTO

Presión de diseño de viento (lb. /pie²)

$$P = C_e * C_q * q_s * I \quad (\text{UBC 16-1, sección 2316})$$

Donde;

C_e : altura, exposición y coeficiente de factor de racha combinados (UBC, tabla 23-G)

C_q : coeficiente de presión de la estructura o parte de ella en consideración (UBC, tabla 23-H)

q_s : presión estática del viento a 30 pies (UBC, tabla 23-F)

I : factor de importancia (UBC, tabla 23-F)

MÉTODO DE DISEÑO

Método 1: Método de la fuerza Normal:

Supone que las presiones de viento actúan simultáneamente normales a todas las superficies exteriores. Se requiere que este método se utilice para marcos rígidos de 2 aguas y puede utilizarse para cualquier estructura.

- Combinaciones de Carga:

$$\begin{aligned}
\text{Muerta + Viva} &= 1.4 * C. \text{ Muerta} + 1.7 * C. \text{ Viva} \\
\text{Muerta + Viva + Viento} &= 0.75 * (1.4 * C. \text{ Muerta} + 1.7 * C. \text{ Viva} + 1.7 * C. \text{ Viento}) \\
\text{Muerta + Viva + Sismo} &= 0.75 * (1.4 * C. \text{ Muerta} + 1.7 * C. \text{ Viva} + 1.87 * C. \text{ Sismo}) \\
\text{Muerta + Viento} &= 0.9 * C. \text{ Muerta} + 1.3 * C. \text{ Viento} \\
\text{Muerta + Sismo} &= 0.9 * C. \text{ Muerta} + 1.43 * C. \text{ Sismo}
\end{aligned}$$

INTEGRACION DE CARGAS

PRESION DE VIENTO

Velocidad de viento asumida: 100 ^{millas}/_{hora} a 30 pies de altura

Calculando Presión de Viento:

- $q_s = 25.6 \text{ lb./pie}^2$
- $C_e = 1.39$ a 15 pies y 1.45 a 20 pies (exposición tipo D)

Interpolando para hallar C_e a 17 pies (altura máxima)

$$X / 2 = 0.06 / 5 \quad X = 0.024$$

$$C_e = 1.414$$

- C_q = debido a diferentes ángulos en las superficies exteriores del edificio serán

$$- \theta = 25^\circ$$

$$C_q = 0.9 \text{ sotavento}$$

$$C_q = 0.3 \text{ barlovento}$$

$$- \theta = 43^\circ$$

$$C_q = 0.4 \text{ barlovento}$$

$$- \theta = 90^\circ \text{ (muros)}$$

$$C_q = 0.8 \text{ barlovento}$$

$$C_q = 0.5 \text{ sotavento}$$

- $I = 1.15$ (categoría I: instalaciones especiales)

Presión de Viento:

➤ Techo de 25° :

$$P_{\text{sotavento}} = 1.414 * 0.9 * 25.6 * 1.15$$

$$P_{\text{sotavento}} = 37.47 \text{ lb. / pie}^2$$

$$P_{\text{barlovento}} = 1.414 * 0.3 * 25.6 * 1.15$$

$$P_{\text{barlovento}} = 12.49 \text{ lb. / pie}^2$$

➤ Techo de 43°

$$P_{\text{barlovento}} = 1.414 * 0.4 * 25.6 * 1.15$$

$$P_{\text{barlovento}} = 16.65 \text{ lb. / pie}^2$$

➤ Muros

$$P_{\text{sotavento}} = 1.39 * 0.5 * 25.6 * 1.15$$

$$P_{\text{sotavento}} = 20.46 \text{ lb. /pie}^2$$

$$P_{\text{barlovento}} = 1.39 * 0.8 * 25.6 * 1.15$$

$$P_{\text{barlovento}} = 32.74 \text{ lb. /pie}^2$$

CARGAS GRAVITACIONALES

Cargas Muertas:

Madera: lb. /pie^3

Chichique 44.95

Chichipate 44.95

Cenicero 38.08

Pino del Petén 41.83

Techo lb. /pie^2

Teja (TMC) 7.68

Cargas Vivas:

Techo 16 lb. /pie^2 $18.93^\circ < \theta > 45^\circ$ (tabla 23-C)

DISEÑO DE CORREAS

Para determinar las dimensiones de las correas es necesario tomar en cuenta que debido a la rotación que estas presentan se debe de separar las cargas gravitacionales y las cargas de viento ya que las primeras no son aplicadas perpendicularmente al plano de apoyo.

Especie:	Cenicero, clase b
Separación entre correas:	40 cm. (1.31 pies)
Luz libre:	2.5 pies
Carga de la correa:	1.59 lb. /pie (suponiendo elemento de 2" x 3")
Carga de la TMC:	7.68 lb. /pie ²
Carga viva:	16 lb. /pie ²
Carga de viento:	12.49 lb. /pie ² (barlovento 25°)
	16.65 lb. /pie ² (barlovento 43°)
	37.47 lb. /pie ² (sotavento 25°)
Combinaciones de carga:	1.4 x C. M + 1.7 C. Viva
	0.9 x C. M + 1.3 C. Viento
	1.05 x C. M. + 1.275 C. Viva + 1.275 C. Viento

Momentos generados.

- Carga Muerta:

$$C. M. = 1.59 \text{ lb. /pie} + (7.68 \text{ lb. /pie}^2 \times 1.31 \text{ pie}) = 11.65 \text{ lb. /pie}$$

$$\text{Mom. } C. M. = (11.65 \text{ lb. /pie} \times (2.5 \text{ pie}^2)) / 8 = 9.10 \text{ lb-pie}$$

- Carga Viva :

C. Viva = 16 lb. /pie x 1.31 pie = 20.96 lb. /pie

Mom. _{C. V.} = (20.96 lb. /pie x (2.5 pie²)) / 8 = 16.38 lb.-pie

- Cargas de Viento :

C. Barlovento 25° = 12.49 lb. /pie² x 1.31 pie = 16.36 lb. /pie

Mom. _{Barlovento 25°} = (16.36 lb. /pie (2.5 pie)²) / 8 = 12.78 lb.-pie

C. Barlovento 43° = 16.65 lb. /pie² x 1.31 pie = 21.81 lb. /pie

Mom. _{Barlovento 43°} = (21.81 lb. /pie (2.5 pie)²) / 8 = 17.04 lb.-pie

C. Sotavento 25° = 37.47 lb. /pie² x 1.31 pie = 49.09 lb. /pie

Mom. _{Sotavento 25°} = (49.09 lb. /pie (2.5 pie)²) / 8 = 38.35 lb.-pie

- Debe soportar:

Flexión estática: $F_b = 1294.32 \text{ lb. /pulg}^2$

Compresión perpendicular: $F_{c\theta} = 640.05 \text{ lb. /pulg}^2$

Compresión paralela: $F_c = 647.16 \text{ lb. /pulg}^2$

Tensión paralela: $F_t = 995.63 \text{ lb. /pulg}^2$

Corte paralelo: $F_v = 99.56 \text{ lb. /pulg}^2$

Extracción de clavos = 66.14 lb.

CORREAS CON 25° DE INCLINACIÓN

Secciones de 2 x 3 pulgadas son suficientes para resistir los esfuerzos de flexión y corte horizontal para las diversas combinaciones de cargas.

Tabla IX. **Resumen de esfuerzos, cargas, deflexiones y longitud de apoyo en correas, pendiente de techo 25° .**

100 millas por hora	Combinación de cargas				
	C. M. + C. Viva (gravitacional)	C. M. + C. Viva + C. Viento (barlovento)	C. M. + C. Viento (barlovento)	C. M. + C. Viva + C. Viento (sotavento)	C. M. + C. Viento (sotavento)
fb (x)	219,90	164,93	44,38	164,93	44,38
fb (y)	282,95	372,71	220,75	-269,29	-433,85
A	63,05	207,79	176,37	-434,22	-478,22
B	-502,85	-537,64	-265,12	104,37	389,47
C	502,85	537,64	265,12	-104,37	-389,47
D	-63,05	-207,79	-176,37	434,22	478,22
V (x)	27,49	20,62	5,55	20,62	5,55
V (y)	58,95	70,33	38,53	-34,16	-68,01
fv (x)	11,00	8,25	2,22	8,25	2,22
fv (y)	23,58	28,13	15,41	-13,66	-27,21
Δ (x)	0,018	0,014	----	0,014	-----
Δ (y)	0,014	0,019	0,017	0,014	-0,017
La (x)	0,029	0,021	0,006	0,021	0,006
La (y)	0,061	0,063	0,04	-0,036	-0,071

CORREAS CON 43° DE INCLINACIÓN

Secciones de 2 x 3 pulgadas son suficientes para resistir los esfuerzos de flexión y corte horizontal para las diversas combinaciones de cargas.

Tabla X. **Resumen de esfuerzos, cargas, deflexiones y longitud de apoyo en correas, pendiente de techo 43° .**

100 millas por hora	Combinación de cargas				
	C. M. + C. Viva (gravitacional)	C. M. + C. Viva + C. Viento (barlovento)	C. M. + C. Viento (barlovento)	C. M. + C. Viva + C. Viento (sotavento)	C. M. + C. Viento (sotavento)
fb (x)	354,87	266,15	71,61	266,15	71,61
fb (y)	228,33	385,25	264,27	171,25	46,08
A	-126,54	119,1	192,66	-94,9	-25,54
B	-583,2	-651,4	-335,88	-437,4	-117,69

C	583,2	651,4	335,88	437,4	117,69
D	126,54	-119,1	-192,66	94,9	25,54
V (x)	27,49	33,27	8,95	33,27	8,95
V (y)	58,95	70,51	45,11	35,68	9,6
Fv (x)	11	13,31	3,58	13,31	3,58
Fv (y)	23,58	28,2	18,05	14,27	3,84
Δ (x)	0,018	0,022	----	0,022	-----
Δ (y)	0,014	0,018	0,016	0,009	0,007
La (x)	0,029	0,035	0,009	0,035	0,009
La (y)	0,061	0,073	0,047	0,037	0,01

DISEÑO DE ARMADURAS

El criterio utilizado para la distribución de las presiones de viento sobre los techos influye en el desempeño analizado sobre las armaduras el cual varía según la dirección del viento.

Figura 33. **Criterio asumido para cargas de viento de Oeste a Este.**

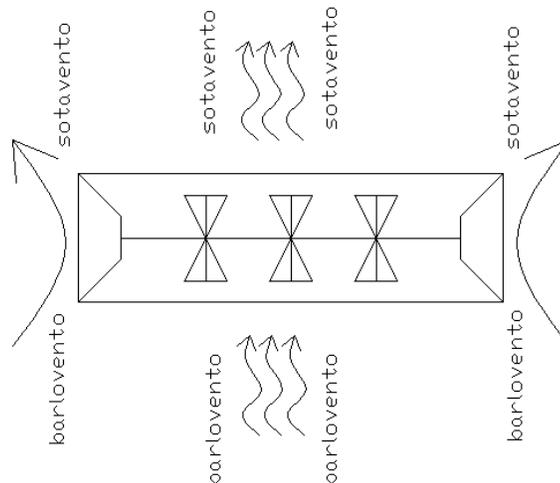
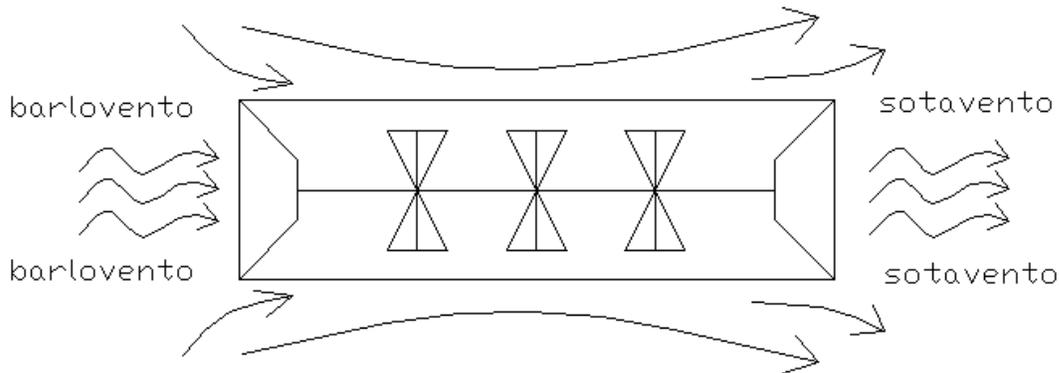


Figura 33. **Criterio asumido para cargas de viento de Norte a Sur.**



ARMADURA TIPO 7

Consisten en las armaduras que resisten las cargas de los techos cortos, 6 en total. Estas armaduras transportan las cargas gravitacionales y de viento a las armaduras tipo 1 que las soportan. Las armaduras tipo 8, 9 y 10 son similares en forma a la tipo 7, pero sus dimensiones son menores.

ARMADURA TIPO 1

De la armadura tipo 1 existen diversas situaciones que cambian los esfuerzos actuantes en los elementos de las armaduras. El número de apoyos y las diversas formas del techo llevan a realizar varios análisis para determinar las dimensiones correctas de estas.

A continuación se detalla las cargas permanentes de la armadura debido al machimbre, la contracorrea y la carga lineal de los elementos que componen la armadura tipo 1 con dos apoyos, dichas cargas no están mayoradas ya que se

debe realizar diferentes combinaciones de carga. La longitud de los elementos de la armadura que cargan el techo es 5.5176 pies.

Machimbre (Cenicero) = $38.08 \text{ lb. /pie}^3 \times 1/12 \text{ pie (espesor)} \times 2.5 \text{ pies (luz libre)}$
 Machimbre = 7.93 lb. /pie.

Contracorrea = $38.08 \text{ lb. /pie}^3 \times 2/12 \text{ pie} \times 2/12 \text{ pie}$
 Contracorrea = 1.60 lb. /pie.

Suponiendo un elemento de 2 x 6 pulgadas para las armaduras
 Elemento (Chichipate) = $44.95 \text{ lb. /pie}^3 \times 1.5/12 \text{ pie} \times 5.5/12 \text{ pie}$
 Elemento = 2.58 lb. /pie.

Tabla XI. **Cargas permanentes por elemento en armadura tipo 1.**

elemento	tipo	longitud	Carga
1, 4, 8, 12, 16, 20	A	5,52	14,22
2, 6, 10, 14, 18, 21	B	5,00	12,88
5, 17	C	5,52	14,22
9, 13	D	6,84	17,61
3, 19	E	2,33	6,00
7, 15	F	4,66	12,00
11	G	6,99	18,00

Tabla XII. **Integración de cargas permanentes mayoradas para armadura tipo 1.**

nodos	CARGAS					casos		
	armadura	contracorrea	machimbre	lámparas	tendales	1,4	1,05	0,9
1	13,55	2,92	21,90			62,90	47,18	40,44
2	24,32	5,84	43,79			120,05	90,03	77,17
3	15,88	0,00				33,00	24,75	21,22

4	29,02	5,84	43,79			129,82	97,36	83,45
5	25,98	0,00		20,00	4,10	87,75	65,81	56,41
6	23,22	5,84	43,79			117,74	88,31	75,69
7	39,49	0,00				82,09	61,57	52,78
8	29,02	5,84	43,79			129,82	97,36	83,45
9	25,98			20,00	4,10	87,75	65,81	56,41
10	24,32	5,84	43,79			120,05	90,03	77,17
11	15,88					33,00	24,75	21,22
12	13,55	2,92	21,90			62,90	47,18	40,44

Dichas cargas se sumarán a las transmitidas por las correas.

Figura 35. **Nomenclatura de elementos en armadura tipo 1.**

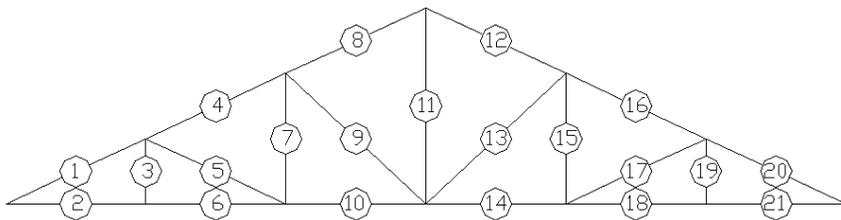
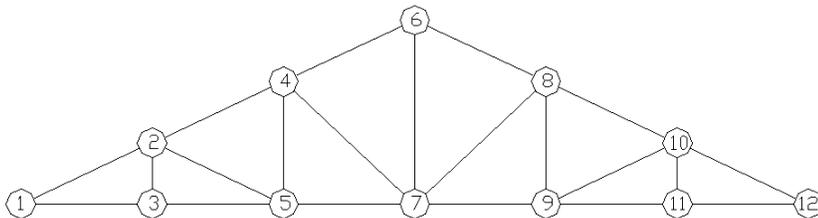


Figura 36. **Nomenclatura de nudos en armadura tipo 1.**



Recuerde que los elementos que componen una armadura se encuentran articulados en sus extremos, por lo que no generan momentos en sus extremos o nudos. De esta cuenta, se analizaron los elementos 1, 4, 8, 12, 16 y 20

tomando en cuenta que las correas se encuentran separadas a 40 cm. (1' 3.75") entre ellas y descomponiendo las fuerzas en ejes rotados, tanto perpendiculares como paralelos, en caso de las abscisas y de las ordenadas, respectivamente (25°).

Elemento 1, 8, 12 y 20

Momento Máximo = 396.25 lb.-pie

Elemento 4 y 16

Momento Máximo = 398.00 lb.-pie

A continuación se describen los diferentes pasos para dimensionar los elementos que conformaran a la armadura.

paso 1: asuma las dimensiones de la armadura y determinar que carga generará (2 x 6 nominales).

paso 2: calcular las reacciones en los elementos debido a las cargas permanentes en sus diferentes factores de seguridad.

paso 3: tener presente, cuáles son las reacciones generadas en las correas. Denote con una comilla dichas reacciones ya que no corresponden a los ejes de coordenadas naturales sino a los rotados.

Tabla XIII. **Reacciones de correas sobre armaduras para ejes rotados.**

barlovento	Gravitacionales	Viento	
		M + viva + viento	m + viento
	m + viva		
fx'	-54,98	-41,24	-11,1
fy'	117,9	140,66	77,06

sotavento	Gravitacionales	Viento	
	m + viva	M + viva + viento	m + viento
fx'	54,98	41,24	11,11
fy'	117,9	-68,32	-136,02

paso 4: Determinar las reacciones sobre los nudos de la armadura, ejes rotados.

Tabla XIV. **Reacciones de las correas sobre los nudos en sentido de los ejes rotados.**

		CASOS		
		1	2	3
REACCIONES GENERADAS POR CARGAS EN EL EJE Y'	1	280,44	334,58	183,30
	2	568,57	678,33	371,62
	4	492,53	587,61	321,92
	6	309,06	368,72	202,00
	6'	309,06	-179,09	-356,56
	8	492,53	-285,41	-568,23
	10	568,57	-329,47	-655,95
	12	280,44	-162,51	-323,54
REACCIONES GENERADAS POR CARGAS EN EL EJE X'	1	-109,96	-82,48	-22,20
	2	-274,90	-206,20	-55,50
	4	-219,92	-164,96	-44,40
	6	-164,94	-123,72	-33,30
	6'	164,94	123,72	33,33
	8,00	219,92	164,96	44,44
	10,00	274,90	206,20	55,55
	12,00	109,96	82,48	22,22

paso 5: determinar las reacciones generadas en los nudos de la armadura provocados, tanto por las correas como por las cargas permanentes de la

armadura misma, dichas reacciones ya no corresponden al plano rotado sino al normal. A continuación se presentan, solamente, las reacciones debido a cargas gravitacionales, a los cuales se les ha sumado las cargas permanentes de las armaduras, contracorreas, machimbre, etc.

Tabla XV. **Reacciones sobre los nudos de la armadura para los ejes normales.**

		DEBIDOS A		TOTAL
		Y'	X'	
REACCIONES GENERADAS POR CARGAS EN EL EJE Y	1	254,16	-46,47	261,40
	2	515,30	-116,18	502,66
	3	0,00	0,00	22,23
	4	446,39	-92,94	463,56
	5	0,00	0,00	70,11
	6	560,21	-139,41	522,78
	7	0,00	0,00	55,29
	8	446,39	-92,94	463,56
	9	0,00	0,00	70,11
	10	515,30	-116,18	502,66
	11	0,00	0,00	22,23
	12	254,16	-46,47	261,40

REACCIONES GENERADAS POR CARGAS EN EL EJE X	1	118,52	-99,66	18,86
	2	240,29	-249,14	-8,86
	3	0,00	0,00	0,00
	4	208,15	-199,32	8,84
	5	0,00	0,00	0,00
	6	0,00	0,00	0,00
	7	0,00	0,00	0,00
	8	-208,15	199,32	-8,84
	9	0,00	0,00	0,00
	10	-240,29	249,14	8,86
	11	0,00	0,00	0,00
	12	-118,52	99,66	-18,86

paso 6: realizar un análisis estructural de la armadura con las cargas o reacciones en los nudos, recuerde que no se incluye un análisis de distribución de momentos ya que la estructura esta articulada en todos los nudos. En este

caso se muestra el análisis por cargas gravitacionales. Se realizó con base en el software de análisis estructural PAEM.

DATOS DE ENTRADA:

Las unidades de longitud son: pies

Las unidades de fuerza son: libras

Número de nodos = 12

Número de elementos = 21

Nodo	Coordenada x	Coordenada y
1	0.00	0.00
2	5.00	2.33
3	5.00	0.00
4	10.00	4.66
5	10.00	0.00
6	15.00	6.99
7	15.00	0.00
8	20.00	4.66
9	20.00	0.00
10	25.00	2.33
11	25.00	0.00
12	30.00	0.00

Elemento	Nodo inicial	Nodo final
1	1	2
2	1	3
3	2	3
4	2	4
5	2	5

	6	3	5
7	4		5
8	4		6
9	4		7
10	5		7
11	6		7
12	6		8
13	7		8
14	7		9
15	8		9
16	8		10
17	9		10
18	9		11
19	10		11
20	10		12
21	11		12

Clave para los tipos de apoyo de los nodos: 1 = apoyo, 0 = libre

Nodo	Apoyo en x	Apoyo en y	Inclinación del plano de soporte (grados)
1	1.	1.	0.0
12	1.	1.	0.0

Elemento	Área	Módulo
1	0.60000E-01	0.24578E+09
2	0.60000E-01	0.24578E+09
3	0.60000E-01	0.24578E+09
4	0.60000E-01	0.24578E+09
5	0.60000E-01	0.24578E+09

	6	0.60000E-01	0.24578E+09
7	0.60000E-01	0.24578E+09	
8	0.60000E-01	0.24578E+09	
9	0.60000E-01	0.24578E+09	
10	0.60000E-01	0.24578E+09	
11	0.60000E-01	0.24578E+09	
12	0.60000E-01	0.24578E+09	
13	0.60000E-01	0.24578E+09	
14	0.60000E-01	0.24578E+09	
15	0.60000E-01	0.24578E+09	
16	0.60000E-01	0.24578E+09	
17	0.60000E-01	0.24578E+09	
18	0.60000E-01	0.24578E+09	
19	0.60000E-01	0.24578E+09	
20	0.60000E-01	0.24578E+09	
21	0.60000E-01	0.24578E+09	

Tipo de Carga: 1 (carga aplicada en los nodos)

Nodo	Fuerza en x	Fuerza en y
1.	18.860	-261.400
2.	-8.860	-502.660
3.	0.000	-22.230
4.	8.840	-463.560
5.	0.000	-70.110
6.	0.000	-522.780
7.	0.000	-55.290
8.	-8.840	-463.560
9.	0.000	-70.110

	10.	8.860	-502.660
11.	0.000		-22.230
12.	-18.860		-261.400

MEDIO ANCHO DE BANDA: 8

DESPLAZAMIENTOS RESULTANTES, REACCIONES Y FUERZAS EN LAS BARRAS

Desplazamientos nodales:

Nodo	Desp. en x	Desp. en y
1	0.000	0.000
2	0.001	-0.005
3	0.000	-0.005
4	0.001	-0.007
5	0.000	-0.007
6	0.000	-0.007
7	0.000	-0.007
8	-0.001	-0.007
9	0.000	-0.007
10	-0.001	-0.005
11	0.000	-0.005
12	0.000	0.000

Reacciones:

Nodo	Fuerza en X	Fuerza en Y
------	-------------	-------------

	1	2686.715	1608.990
12		-2686.715	1608.991

Fuerzas en los elementos:

Elemento	Axial
1	-3190.4000
2	186.2501
3	22.2299
4	-2564.1790
5	-616.4462
6	186.2502
7	330.4922
8	-1944.0510
9	-780.4521
10	-372.5059
11	1119.5130
12	-1944.0510
13	-780.4570
14	-372.5018
15	330.4884
16	-2564.1820
17	-616.4456
18	186.2536
19	22.2293
20	-3190.4040
21	186.2538

***** FIN DEL PROGRAMA *****

paso 7: luego de realizar los diferentes análisis estructurales, según sea la combinación de carga, se llevó a cabo un resumen de datos de salida para determinar el predimensionamiento de los elementos de las armaduras.

Tabla XVI. **Cargas axiales sobre los elementos de la armadura tipo 1.**

Elemento	CARGA AXIAL		
	caso 1	caso 2	caso 3
1	-3190,4	-1781,03	-421,8
2	186,25	1180,03	1118,23
3	22,23	16,67	14,29
4	-2564,18	-1099,85	-14,06
5	-616,45	-791,27	-525,51
6	186,25	1180,03	1118,23
7	330,49	386,82	267,04
8	-1944,05	-436,85	397,5
9	-780,45	-956,59	-640,92
10	-372,51	462,81	641,9
11	1119,51	333,15	-123,13
12	-1944,05	-692,27	137,07
13	-780,46	528,78	873,64
14	-372,5	-623,8	-466,06
15	330,49	-169,11	-299,81
16	-2564,18	-563,52	532,79
17	-616,45	524,86	846,5
18	186,25	-1099,54	-1206,15
19	22,23	16,67	14,29
20	-3190,4	-398,44	987,91
21	186,25	-1099,54	-1206,15

Tabla XVII. **Reacciones en los apoyos de la armadura tipo 1.**

Reacciones	caso 1	caso 2	caso 3
x1	2686,72	367,67	-793,25
x12	-2686,72	-1604,13	-467,56
y1	1608,99	1060,94	369,43
y12	1608,99	26,44	-689,43

Tabla XVIII. **Desplazamientos de los nodos en armadura tipo 1.**

DESPLAZAMIENTOS NODALES

nodo	Caso 1		Caso 2		Caso 3	
	x	Y	x	Y	X	y
1	0	0	0	0	0	0
2	0,001	-0,005	0,001	-0,004	0,001	-0,002
3	0	-0,005	0	-0,004	0	-0,002
4	0,001	-0,007	0	-0,004	0	-0,001
5	0	-0,007	0,001	-0,004	0,001	-0,001
6	0	-0,007	0	-0,002	0	0,001
7	0	-0,007	0,001	-0,002	0,001	0,001
8	-0,001	-0,007	0	-0,001	0	0,002
9	0	-0,007	0,001	-0,001	0,001	0,002
10	-0,001	-0,005	0	0	0,001	0,003
11	0	-0,005	0	0	0	0,003
12	0	0	0	0	0	0

Caso 1, Cargas Gravitacionales:

paso 8: diseñar cada uno de los elementos de la armadura. Para ello, se hará uso del programa descrito en el capítulo 4 de esta tesis, predimensionamiento de columnas. A continuación se resumen las dimensiones mínimas para su uso por elemento, después de su análisis.

Tabla XIX. Dimensiones mínimas para elementos en armadura tipo 1.

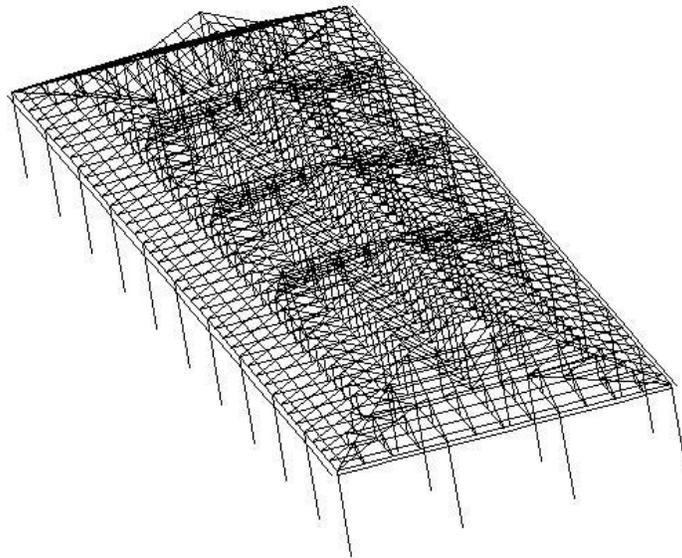
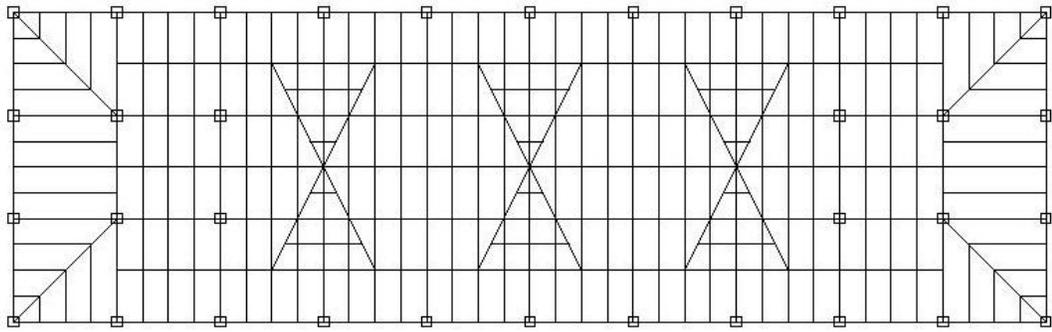
Elemento	dimensiones pulgadas
1 y 20	2x6
2 y 21	2x6
3 y 19	2x4
4 y 16	2x6
5 y 17	2x6
6 y 18	2x6
7 y 15	2x4
8 y 12	2x6
9 y 13	2x6
10 y 14	2x6

11	2x4
----	-----

RESUMEN DE ARMADURAS

A continuación se presentan todos los resúmenes de las armaduras que forman el techo de la estructura, luego se tomaron los elementos con las cargas más críticas para dimensionarla de modo que exista una regularidad de secciones en todas las armaduras que facilite su construcción.

Figura 37. **Planta e Isométrico de la estructura del Laboratorio.**



ARMADURA TIPO 1

Figura 38. Nomenclatura de nudos en armadura tipo 1.

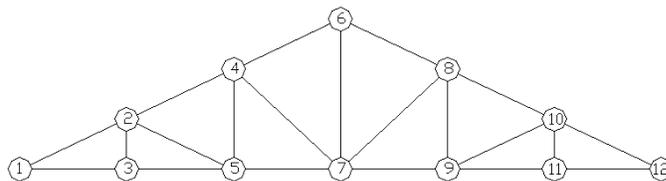


Figura 39. **Nomenclatura de elementos en armadura tipo 1.**

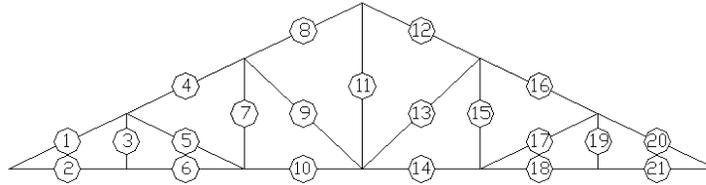


Tabla XX. **Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 1.**

Elemento	Compresión	Tensión	Largo
1 y 20	3190,4	987,91	5,52
2 y 21	1206,15	1180,03	5
3 y 19	0	22,23	2,33
4 y 16	2564,18	532,79	5,52
5 y 17	791,27	846,5	5,52
6 y 18	1206,15	1180,03	5
7 y 15	299,81	386,82	4,67
8 y 12	1944,05	397,5	5,52
9 y 13	956,59	873,64	6,84
10 y 14	623,8	641,9	5
11	123,13	1119,51	7

Tabla XXI. **Reacciones en los apoyos en armadura tipo 1.**

Reacciones	caso 1	Caso 2	caso 3
x1	2686,72	367,67	-793,25
x12	-2686,72	-1604,13	-467,56
y1	1608,99	1060,94	369,43
y12	1608,99	26,44	-689,43

ARMADURA TIPO 1 4 APOYOS

Figura 40. **Nomenclatura de nudos en armadura tipo 1 (4 apoyos).**

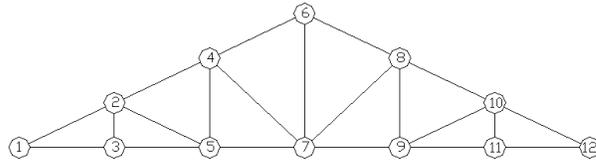


Figura 41. **Nomenclatura de elementos en armadura tipo 1 (4 apoyos).**

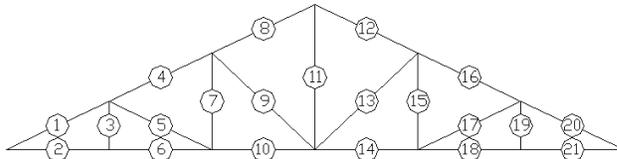


Tabla XXII. **Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 1 (4 apoyos).**

Elemento	Compresión	Tensión	largo
1 y 20	724.85	924.25	5.52
2 y 21	0	0	5
3 y 19	16.67	22.23	2.33
4 y 16	226.13	192.94	5.52
5 y 17	616.45	816.5	5.52
6 y 18	0	0	5
7 y 15	788.5	775.01	4.67
8 y 12	177.92	241.46	5.52
9 y 13	269.52	313.71	6.84
10 y 14	149.33	149.33	5
11	372.47	47.69	7

Tabla XXIII. **Reacciones en los apoyos en armadura tipo 1 (4 apoyos).**
EXTREMOS

Reacciones	Caso 1	Caso 2	caso 3
x1	471.7	-904.41	137.35
x12	-471.7	-800.44	50.69
y1	490	-699.045	282
y12	490	448.03	-364.81

CENTRALES

Reacciones	Caso 1	caso 2	caso 3
x5	-558.76	468.1	-592.54
x9	558.76	0.29	-856.31
y5	1119	-1115.32	495.43
y9	1119	278.96	-728.56

ARMADURA TIPO 2

Figura 42. **Nomenclatura de nudos en armadura tipo 2.**

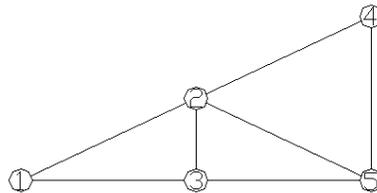


Figura 43. **Nomenclatura de elementos en armadura tipo 2.**

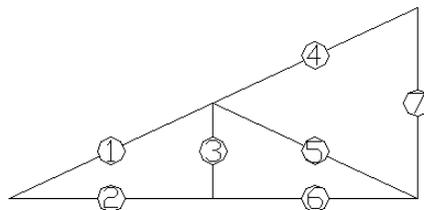


Tabla XXIV. **Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 2.**

Elemento	Compresión	Tensión	largo
1	645.68	220.85	5.52
2	788.02	717.22	5
3	0	22.23	2.33
4	287.15	42.44	5.52
5	791.27	869.38	5.52
6	788.02	717.22	5
7	259.82	633.87	4.67

Tabla XXV. **Reacciones en los apoyos en armadura tipo 2.**

Barlovento

Reacciones	caso 1	Caso 2	caso 3
x1	0.02	-198.62	-202.56
X5	0	0	0
y1	530.58	581.38	345.57
Y5	538.7	646.63	444.38

Sotavento

Reacciones	caso 1	Caso 2	caso 3
x1	0.02	-664.92	-744.71
X5	0	0	0
y1	530.58	-146.6	-361.37
Y5	538.7	-565.97	-956.02

ARMADURA TIPO 3

Figura 44. **Nomenclatura de nudos en armadura tipo 3.**

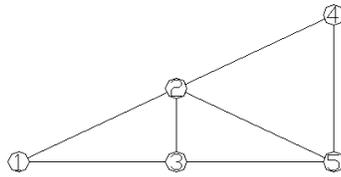


Figura 45. **Nomenclatura de elementos en armadura tipo 3.**

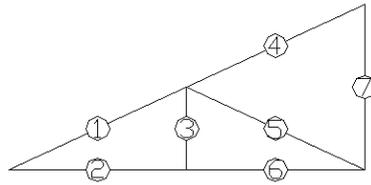


Tabla XXVI. **Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 3.**

Elemento	Compresión	Tensión	largo
1	484.09	208.88	4.14
2	554.67	477.73	3.75
3	0	16.67	1.75
4	123.09	34.94	4.14
5	527.19	612.09	4.14
6	554.67	477.73	3.75
7	226.48	215.09	3.5

Tabla XXVII. **Reacciones en los apoyos en armadura tipo 3.**

Barlovento

Reacciones	caso 1	caso 2	caso 3
x1	99.67	-79.74	-137.43
x5	0	0	0

y1	398.34	436.46	259.38
y5	395.27	490.12	351.16

Sotavento

Reacciones	caso 1	caso 2	caso 3
x1	99.67	-538.5	-493.01
x5	0	0	0
y1	398.34	-361.99	-302.35
y5	395.27	-37.22	-439.05

ARMADURA TIPO 4

Figura 46. **Nomenclatura de nudos en armadura tipo 4.**

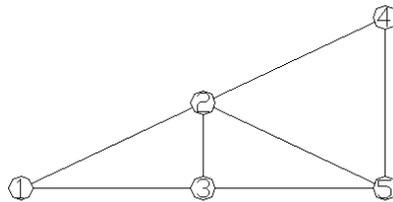


Figura 47. **Nomenclatura de elementos en armadura tipo 4.**

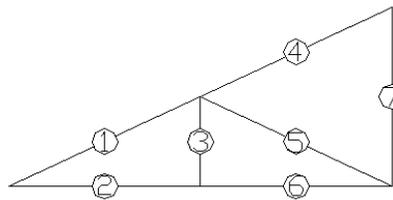


Tabla XXVIII. **Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 4.**

Elemento	Compresión	Tensión	largo
1	280.6	98.14	2.76
2	322.45	309.03	2.5
3	0	11.12	1.17

4	95.38	39.77	2.76
5	341.2	356.01	2.76
6	322.45	309.03	2.5
7	221.13	180.57	2.33

Tabla XXIX. **Reacciones en los apoyos en armadura tipo 4.**

Barlovento

Reacciones	caso 1	Caso 2	caso 3
x1	0.01	-110.35	-112.53
x5	0	0	0
y1	264.67	284.75	167.08
y5	334.51	401.32	275.08

Sotavento

Reacciones	caso 1	Caso 2	caso 3
x1	0.01	-331.25	-337.76
x5	0	0	0
y1	264.67	-94.31	-222.46
y5	334.51	-166.62	-300.99

ARMADURA TIPO 5

Figura 48. **Nomenclatura de nudos en armadura tipo 5.**

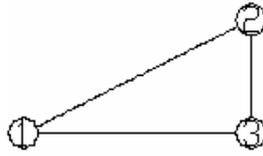


Figura 49. **Nomenclatura de elementos en armadura tipo 5.**

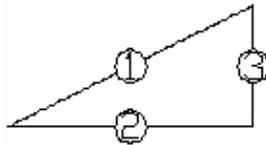


Tabla XXX. **Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 5.**

Elemento	Compresión	Tensión	largo
1	18.15	62.62	2.76
2	0	0	2.5
3	82.49	100.5	1.17

Tabla XXXI. **Reacciones en los apoyos en armadura tipo 5.**

Barlovento

Reacciones	caso 1	Caso 2	caso 3
x1	0	-44,14	-45,01
x5	0	0	0
y1	153,42	171,11	99,96
y5	89,11	105,46	78,74

Sotavento

Reacciones	caso 1	caso 2	caso 3
x1	0	-132,6	-135,1
x5	0	0	0
y1	153,42	-80,15	-105,48
y5	89,11	-48,14	-124,41

ARMADURA TIPO 6

Figura 50. **Nomenclatura de nudos en armadura tipo 6.**

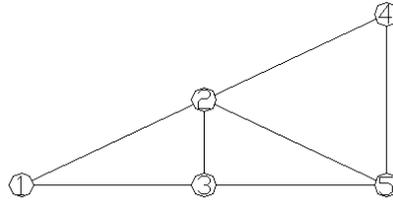


Figura 51. **Nomenclatura de elementos en armadura tipo 6.**

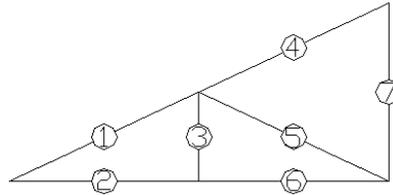


Tabla XXXII. **Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 6.**

Elemento	Compresión	Tensión	largo
1	3245.16	784.13	7.45
2	1195.63	3238.72	7.07
3	396.33	1420.49	2.33
4	143.82	38.44	7.45
5	3410.07	1258.89	7.45
6	1195.63	3238.72	7.07
7	286.83	110.25	4.67

Tabla XXXIII. **Reacciones en los apoyos en armadura tipo 6.**

Reacciones	caso 1	caso 2		
	A	B	C	D

x1	0.019	198.81	-198.63	596.25
x5	0	0	0	0
y1	1217.78	498.87	1407.15	-409.41
y5	1597.11	702.63	1895.54	-490.28
Reacciones	caso 3			
	E	F	G	
x1	202.74	-202.48	607.99	
x5	0	0	0	
y1	-80.76	941.67	-1103.57	
y5	-88.1	1327.52	-1504.14	

(Caso 1: Gravitacionales) (Caso 2: Gravitacionales + Viento) (Caso 3: Permanentes + Viento) (Ejemplo: B: bar + sota; C: bar + bar; D: sota + sota)

ARMADURA TIPO 1 (4 apoyos marginal)

Figura 52. **Nomenclatura de nudos en armadura tipo 1 (4 apoyos marginal).**

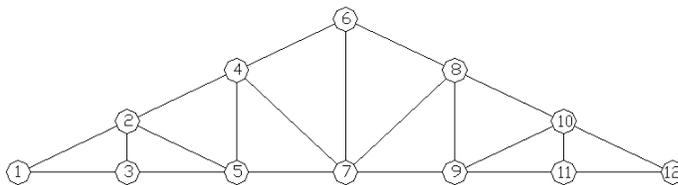


Figura 53. **Nomenclatura de elementos en armadura tipo 1 (4 apoyos marginal).**

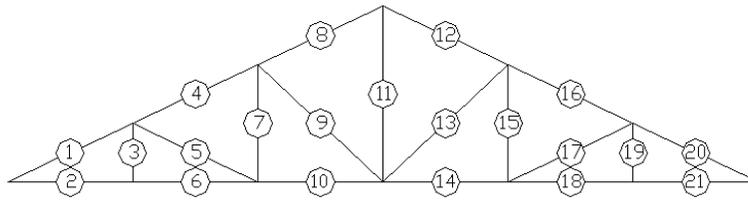


Tabla XXXIV. **Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 1 (4 apoyos marginal).**

Elemento	Compresión	Tensión	largo
1 y 20	511.67	312.14	5.52
2 y 21	0	0	5
3 y 19	16.67	22.23	2.33
4 y 16	186.39	208.57	5.52
5 y 17	791.28	816.5	5.52
6 y 18	0	0	5
7 y 15	1118.62	1272.77	4.67
8 y 12	474.51	886.28	5.52
9 y 13	993.37	803.51	6.84
10 y 14	61.05	61.05	5
11	635.74	350.66	7

Tabla XXXV. **Reacciones en los apoyos en armadura tipo 1 (4 apoyos marginal).**

EXTREMOS

Reacciones	caso 1	caso 2a	caso 2b	caso 3a	caso 3b
x1	444.92	361.73	395.79	163.73	203.08
x12	-444.92	-77.5	-111.56	126.05	86.71
y1	477.52	508.28	524.15	294.29	312.62
y12	477.52	-172.59	-156.71	-399.93	-381.6

CENTRALES

Reacciones	caso 1	caso 2a	caso 2b	caso 3a	caso 3b
x5	-558.76	-777.09	-777.09	-537.38	-537.38
x9	558.76	-535.61	-535.61	-801.14	-801.14
y5	3823.01	141.68	4349.92	-1979.98	2918.3
y9	3823.01	-2161.69	2046.1	-4528.75	369.95

Caso a: barlovento - sotavento

Caso b: barlovento - barlovento

ARMADURA TIPO 7

Figura 54. **Nomenclatura de nudos en armadura tipo 7.**

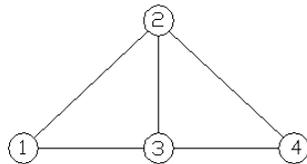


Figura 55. **Nomenclatura de elementos en armadura tipo 7.**

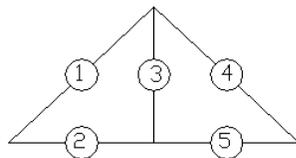


Tabla XXXVI. **Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 7.**

Elemento	Compresión	Tensión	largo
1 y 4	148.85	98.04	6.84
2 y 5	0	0	5
3	276.62	4.12	4.67

Tabla XXXVII. **Reacciones en los apoyos en armadura tipo 7.**

Reacciones	caso 1	caso 2	caso 3
x1	97.18	-58.54	-103.46
x3	0	0	0
x4	-97.18	-206.42	-166.72
y1	271.38	178.63	68.01
y3	303.07	136.98	12.88
y4	271.38	34.59	-78.86

ARMADURA TIPO 8

Figura 56. **Nomenclatura de nudos en armadura tipo 8.**

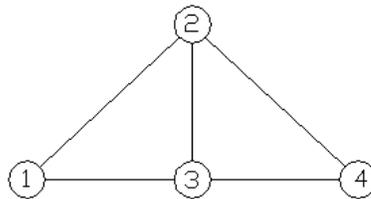


Figura 57. **Nomenclatura de elementos en armadura tipo 8.**

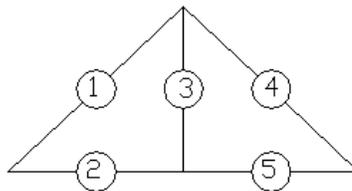


Tabla XXXVIII. **Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 8.**

Elemento	Compresión	Tensión	largo
1 y 4	214.39	173.36	5.13
2 y 5	0	0	3.75
3	377.44	45.57	3.5

Tabla XXXIX. **Reacciones en los apoyos en armadura tipo 8.**

Reacciones	caso 1	caso 2	caso 3
x1	126.97	-118.38	-183.97
x3	0	0	0
x4	-126.97	-323.22	-266.33
y1	380.45	257.85	77.73
y3	397.27	154.89	-32.82
y4	380.45	-17.73	-203.25

ARMADURA TIPO 9

Figura 58. **Nomenclatura de nudos en armadura tipo 9.**

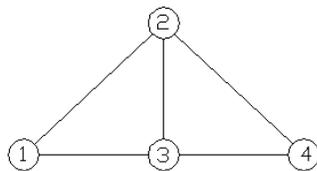


Figura 59. **Nomenclatura de elementos en armadura tipo 9.**

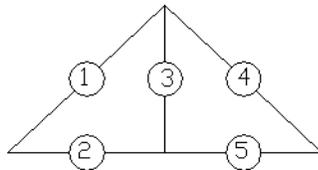


Tabla XL. **Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 9.**

Elemento	Compresión	Tensión	largo
1 y 4	159.9	131.1	3.42
2 y 5	0	0	2.5
3	278.44	37.06	2.33

Tabla XLI. **Reacciones en los apoyos en armadura tipo 9.**

Reacciones	caso 1	caso 2	caso 3
X1	87.22	-100.21	-145.81
x3	0	0	0
x4	-87.22	-253.07	-214.43
y1	303.71	219.43	72.08
y3	291.66	111.5	-28.57
y4	303.71	-35.5	-187.85

ARMADURA TIPO 10

Figura 60. **Nomenclatura de nudos en armadura tipo 10.**

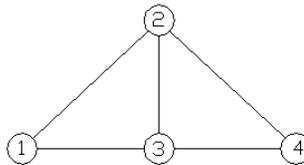


Figura 61. **Nomenclatura de elementos en armadura tipo 10.**

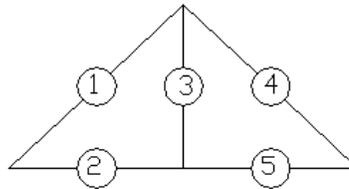


Tabla XLII. **Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 10.**

Elemento	Compresión	Tensión	Largo
1 y 4	85.55	71.67	1.71
2 y 5	0	0	1.25
3	148.64	20.93	1.17

Tabla XLIII. **Reacciones en los apoyos en armadura tipo 10.**

Reacciones	caso 1	caso 2	Caso 3
x1	50.68	-47.94	-74.67
x3	0	0	0
x4	-50.68	-128.71	-105.45
y1	147.15	97.92	26.67
y3	155.26	58.62	-16.68
y4	147.15	-8.81	-82.15

ARMADURA TIPO 1

Sosteniendo centro de techo corto
(Viento sobre techos cortos)

Figura 62. **Nomenclatura de nudos en armadura tipo 1, sosteniendo centro de techo corto.**

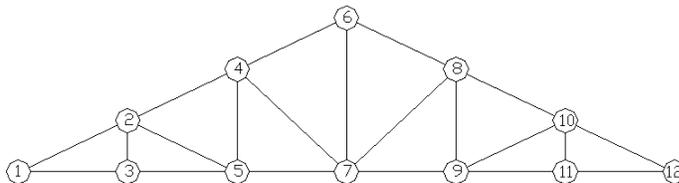


Figura 63. **Nomenclatura de elementos en armadura tipo 1, sosteniendo centro de techo corto.**

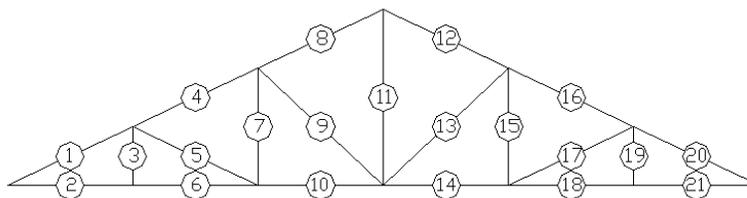


Tabla XLIV. **Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 1, sosteniendo centro de techo corto.**

Elemento	Compresión	Tensión	largo
1 y 20	3938.99	0	5.52
2 y 21	0	224.01	5
3 y 19	0	22.23	2.33
4 y16	3192.68	0	5.52
5 y 17	741.42	0	5.52
6 y 18	0	243.46	5
7 y 15	0	383.28	4.67
8 y 12	2573.15	0	5.52
9 y 13	767.64	0	6.84
10 y 14	448.02	0	5
11	0	1102.03	7

Tabla XLV. **Reacciones en los apoyos en armadura tipo 1, sosteniendo centro de techo corto.**

Reacciones	caso 1	caso 2	caso 3
x1	3327.484	1813.239	1101.654
x12	-3327.484	-1808.619	-1097.484
y1	1925.184	1076.741	723.239
y12	1925.186	1232.384	821.988

ARMADURA TIPO 1
Sosteniendo intermedio de techo corto

(Viento sobre techos cortos)

Figura 64. **Nomenclatura de nudos en armadura tipo 1, sosteniendo intermedio de techo corto.**

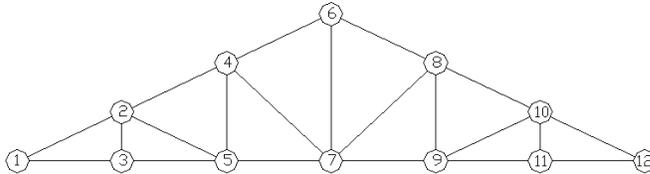


Figura 65. **Nomenclatura de elementos en armadura tipo 1, sosteniendo intermedio de techo corto.**

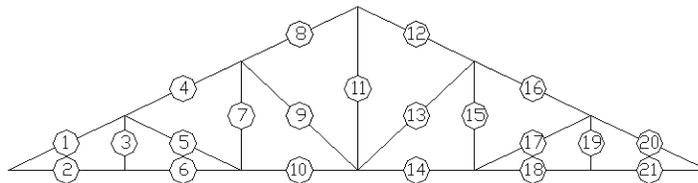


Tabla XLVI. **Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 1, sosteniendo intermedio de techo corto.**

Elemento	Compresión	Tensión	largo
1 y 20	4480.32	0	5.52
2 y 21	0	115.62	5
3 y 19	0	22.23	2.33
4 y 16	4092.78	0	5.52
5 y 17	382.66	0	5.52
6 y 18	0	115.62	5
7 y 15	0	231.74	4.67
8 y 12	2906.97	0	5.52
9 y 13	1377.01	43.66	6.84
10 y 14	231.24	0	5

11	24	1932.97	7
----	----	---------	---

Tabla XLVII. **Reacciones en los apoyos en armadura tipo 1, sosteniendo intermedio de techo corto.**

Reacciones	Caso 1	caso 2b	caso 2s	caso 3b	caso 3s
x1	3926.551	2740.294	1450.604	1714.799	428.988
x12	-3926.552	-2685.154	-1450.604	-1714.799	-428.988
y1	2153.838	1496.58	899.867	990.992	391.804
y12	2153.84	1479.451	899.868	990.993	391.804

ARMADURA TIPO 1
Sosteniendo extremo de techo corto
(Viento sobre techos cortos)

Figura 66. **Nomenclatura de nudos en armadura tipo 1, sosteniendo extremo de techo corto.**

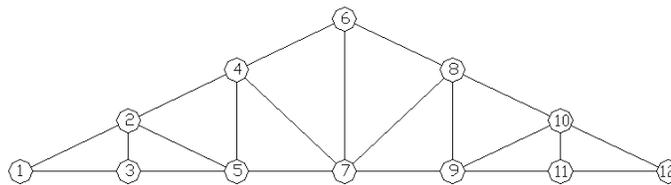


Figura 67. **Nomenclatura de elementos en armadura tipo 1, sosteniendo extremo de techo corto.**

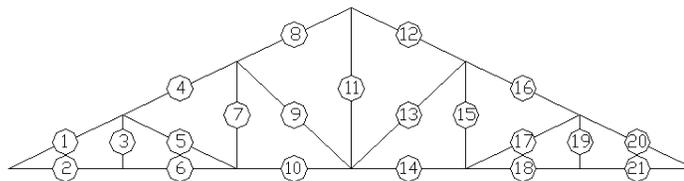


Tabla XLVIII. **Cargas (lb.) sobre los elementos en armadura tipo 1, sosteniendo extremo de techo corto.**

Elemento	Compresión	Tensión	largo
1 y 20	4170.61	0	5.52
2 y 21	0	332.45	5
3 y 19	0	22.23	2.33
4 y16	3048.06	0	5.52
5 y 17	1100.32	0	5.52
6 y 18	0	332.45	5
7 y 15	0	534.88	4.67
8 y 12	2266.63	0	5.52
9 y 13	980.31	0	6.84
10 y 14	664.9	0	5
11	0	1392.03	7

Tabla XLIX. **Reacciones en los apoyos en armadura tipo 1, sosteniendo extremo de techo corto.**

Reacciones	caso 1	caso 2b	caso 2s	caso 3b	caso 3s
x1	3428.992	2363.49	1995.283	1822.662	1447.124
x12	-3428.992	-2363.491	-1995.284	-1822.663	-1447.124
y1	2023.019	1394.956	1186.536	1082.232	869.712
y12	2023.021	1394.957	1186.537	1082.233	869.713

A continuación se redactan las cargas más críticas de compresión y tensión, según el largo de las piezas para cada tipo de armadura. Lo que nos simplificara el diseño de los elementos, según su largo y no se diseñaran, individualmente, los elementos por cada armadura. La dimensión mínima a utilizar será de 2" x 4", debido al uso de pernos como anclajes entre elementos.

Tabla L. **Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura tipo 1.**

Base	Peralte	Largo	Compresión	Tensión
2	6	5.52	4480.32	987.91
2	4	5	1206.15	1180.03
2	4	2.33	16.67	22.23
2	4	4.67	1118.62	1272.77
2	6	6.84	1377.01	873.64
2	4	7	635.74	1932.97

Tabla LI. **Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura tipo 2.**

Base	Peralte	Largo	Compresión	Tensión
2	4	5.52	791.27	869.38
2	4	5	788.02	717.22
2	4	2.33	0	22.23
2	4	4.67	259.82	633.87

Tabla LII. **Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura tipo 3.**

Base	Peralte	Largo	Compresión	Tensión
2	4	4.14	527.19	612.09
2	4	3.75	554.67	477.73
2	4	1.75	0	16.67
2	4	3.50	226.48	215.09

Tabla LIII. **Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura tipo 4.**

Base	Peralte	Largo	Compresión	Tensión
2	4	2.76	341.2	356.01
2	4	2.5	322.45	309.03
2	4	1.17	0	11.12
2	4	2.33	221.13	180.57

Tabla LIV. **Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura tipo 5.**

Base	Peralte	Largo	Compresión	Tensión
2	4	2.76	18.15	62.62
2	4	2.5	0	0
2	4	1.17	82.49	100.5

Tabla LV. **Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura tipo 6.**

Base	Peralte	Largo	Compresión	Tensión
2	6	7.45	3410.07	1258.89
2	6	7.07	1195.63	3238.72
2	4	2.33	396.33	1420.49
2	4	4.67	286.83	110.25

Tabla LVI. **Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura tipo 7.**

Base	Peralte	Largo	Compresión	Tensión
2	4	6.84	148.85	98.04
2	4	5	0	0
2	4	4.67	276.62	4.12

Tabla LVII. **Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura tipo 8.**

Base	Peralte	Largo	Compresión	Tensión
2	4	5.13	214.39	173.36
2	4	3.75	0	0
2	4	3.5	377.44	45.57

Tabla LVIII. **Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura tipo 9.**

Base	Peralte	Largo	Compresión	Tensión
2	4	3.42	159.9	131.1
2	4	2.5	0	0
2	4	2.33	278.44	37.06

Tabla LIX. **Dimensiones de elementos según su longitud para la armadura tipo 10.**

Base	Peralte	Largo	Compresión	Tensión
2	4	1.71	85.55	71.67
2	4	1.17	0	0
2	4	1.25	148.64	20.93

DISEÑO DE VIGAS

Las cargas transportadas por las armaduras serán resistidas por un conjunto de vigas, las cuales tendrán únicamente 2 secciones, una para cada dirección del edificio.

Según la combinación de cargas se muestra las reacciones de las armaduras sobre las vigas.

Cargas Gravitacionales.

Figura 68. Cargas horizontales gravitacionales.



Figura 69. Cargas verticales gravitacionales.

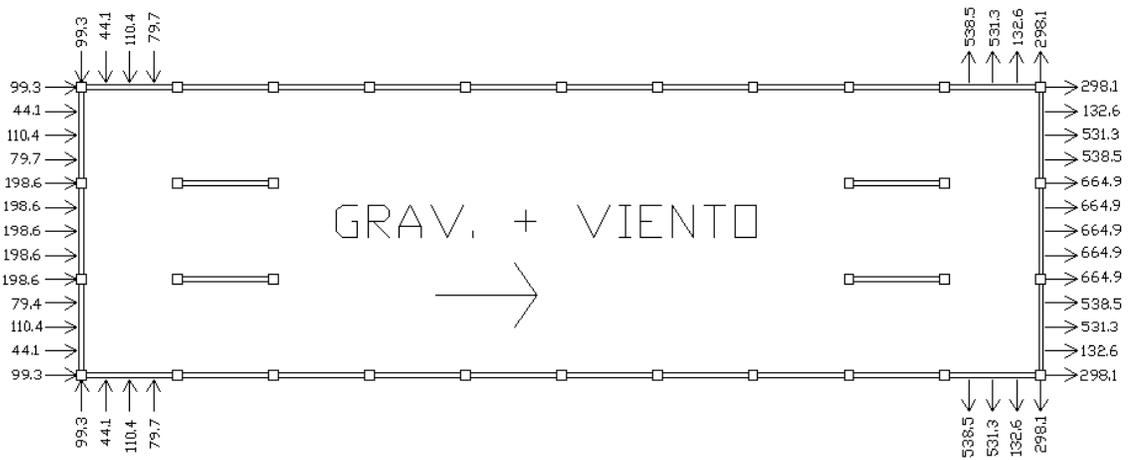
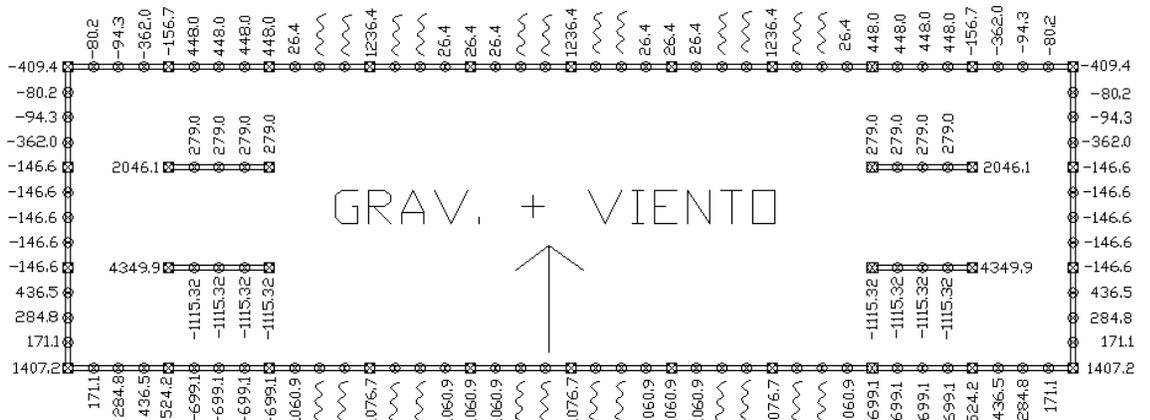


Figura 72. Cargas verticales gravitacionales + viento, Norte a Sur.



Figura 73. Cargas verticales gravitacionales + viento, Oeste a Este.



Cargas Permanentes + Viento.

Figura 74. Cargas horizontales permanentes + viento, Oeste a Este.

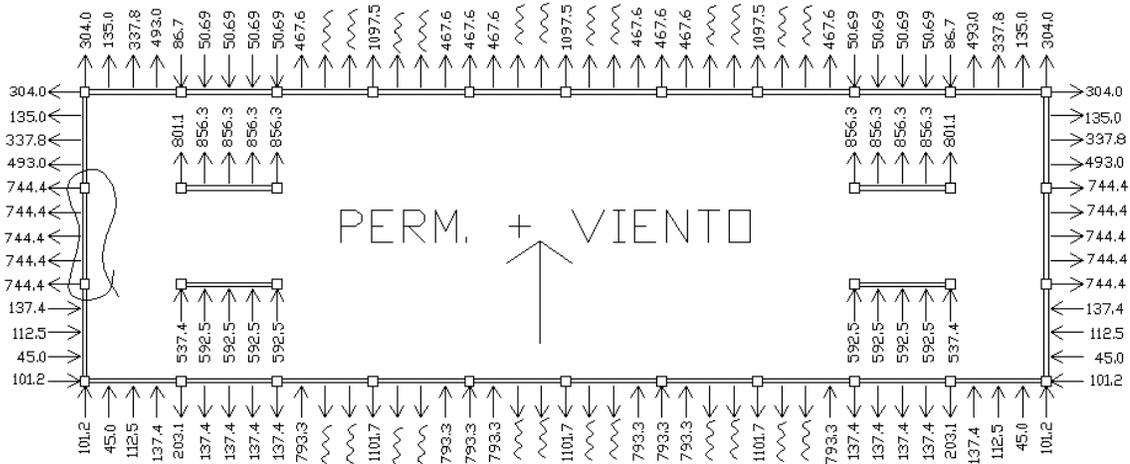
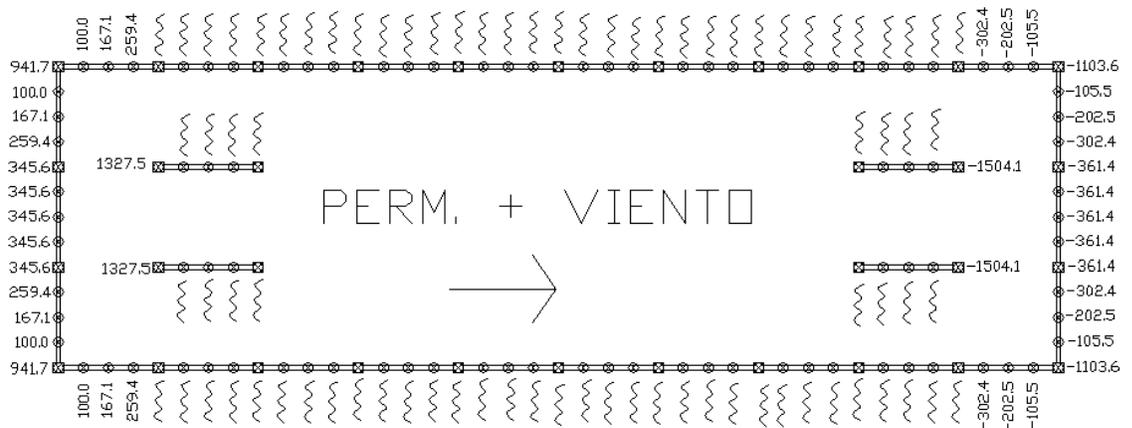


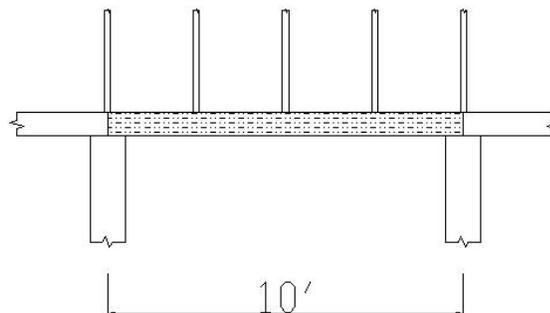
Figura 75. Cargas horizontales permanentes + viento, Norte a Sur.



Viga que resiste las reacciones de las armaduras en sentido corto.

A continuación, se realizara un relato de diseño de vigas que soportan las armaduras tipo 1, para cargas gravitacionales que corresponden a las más críticas en este sentido. Estas vigas se hallan soportadas por las columnas separadas a una distancia de 10 pies a ejes.

Figura 78. **Viga regular de la estructura.**



Tomando los valores de las reacciones de las armaduras las transportamos como cargas puntuales sobre la viga, separadas entre sí a una distancia de 2.5 pies.

Si tomamos la viga que carga a las armaduras de techo corto más 2 armaduras regulares y sus reacciones gravitacionales como las más críticas.

Para las cargas verticales.

Figura 79. **Cargas verticales sobre viga crítica, dirección Norte a Sur.**

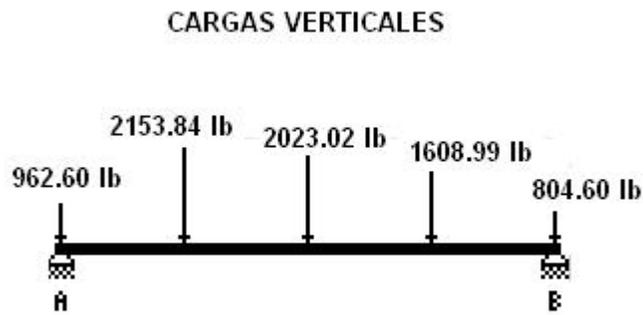


Figura 80. **Diagrama de corte vertical en viga crítica, dirección Norte a Sur.**

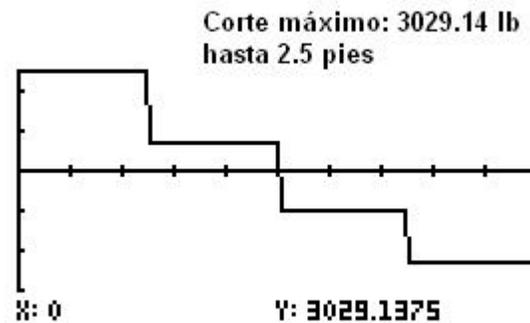
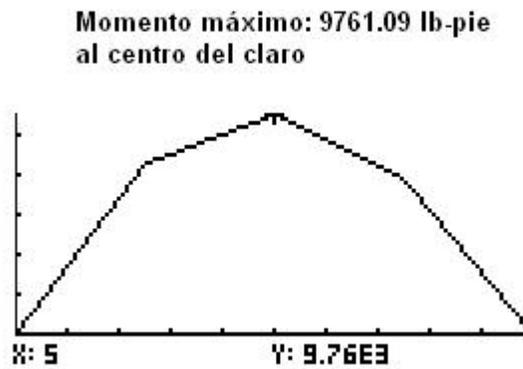


Figura 81. Diagrama de momentos verticales en viga crítica, dirección Norte a Sur.



Reacciones: (a) 3991.74 lb. (b) 3561.21 lb.

Para cargas horizontales:

Figura 82. Cargas horizontales sobre viga crítica, dirección Norte a Sur.

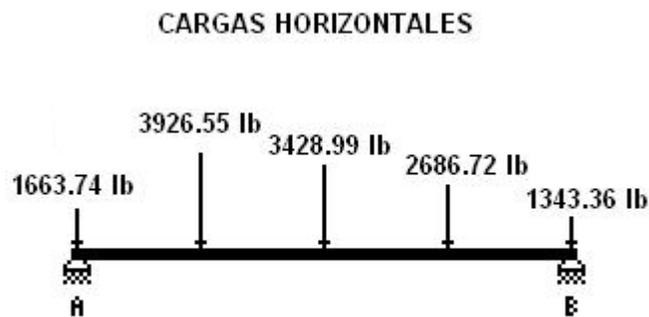


Figura 83. **Diagrama de corte horizontal en viga crítica, dirección Norte a Sur.**

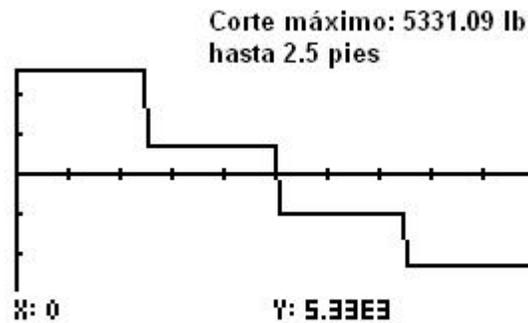


Figura 84. **Diagrama de momentos horizontales en viga crítica, dirección Norte a Sur.**



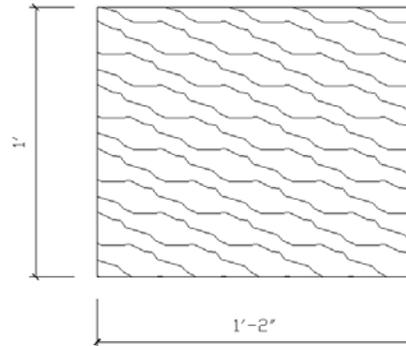
Reacciones: (a) 6994.83 lb. (b) 6054.54 lb.

El ángulo de inclinación o rotación provocado por las cargas biaxiales en la viga se determina:

$$\Theta = \tan^{-1} (3029.14 / 5331.09) = 29.61^\circ$$

OPCION 1
Sección Rectangular

Figura 85. **Sección transversal de viga rectangular, dirección Norte a Sur.**



Modulo de la sección respecto a Y y X (plg³):

$$S_x := 349.31$$

$$S_y := 297.56$$

Momentos respecto a los ejes (lb*pie):

$$M_{x1} := 16839.06$$

$$M_{y1} := -9761.09$$

Esfuerzos Máximos correspondientes (lb /plg²):

$$f_{x1} := \frac{M_{x1} \cdot 12}{S_x}$$

$$f_{y1} := \frac{M_{y1} \cdot 12}{S_y}$$

$$f_{x1} = 578.48$$

$$f_{y1} = -393.645$$

Esfuerzos Netos en las esquinas (lb/plg²):

$$A1 := -f_{x1} + f_{y1}$$

$$A1 = -972.125$$

$$B1 := -f_{x1} - f_{y1}$$

$$B1 = -184.834$$

$$C1 := fx1 + fy1$$
$$C1 = 184.834$$

$$D1 := fx1 - fy1$$
$$D1 = 972.125$$

Nota : el signo menos indica que el esfuerzo es de compresión.

Modulo de la Sección
requerido para soportar la carga en plg^3 :

$$S1x := \frac{Mx1 \cdot 12}{Fb}$$
$$S1y := \frac{My1 \cdot 12}{Fb}$$

$$S1x = 96.645$$

$$S1y = -56.022$$

Para eje "x"

$$b1 := 12$$
$$d1 := 14$$

Para eje "y"

$$b1 := 14$$
$$d1 := 12$$

Nota: el esfuerzo flexionante máximo debe de ser menor que el esfuerzo flexionante admisible Fb .

$$b11 := 11.5$$
$$d11 := 13.5$$

$$b12 := 13.5$$
$$d12 := 11.5$$

Esfuerzo flexionante máximo (lb/plg^2) en la viga es:

$$My1 = -9.761 \cdot 10^3$$

$$fbx1 := \frac{Mx1 \cdot 12}{Sx}$$

$$Mx1 = 1.684 \cdot 10^4$$

$$fbx1 = 578.48$$

$$fby1 := \frac{My1 \cdot 12}{Sy}$$

$$fby1 = -393.645$$

$$Fb = 2.091 \cdot 10^3$$

Fuerza Cortante Máxima en lb:

$$V1x := 5331.09$$

$$V1y := 3029.14$$

El Esfuerzo cortante máximo en (lb/plg²):

$$Fv = 149.34$$

$$fv1x := 3 \cdot \frac{V1x}{2 \cdot (b11) \cdot (d11)}$$

$$fv1y := 3 \cdot \frac{V1y}{2 \cdot (b12) \cdot (d12)}$$

Nota: el esfuerzo cortante máximo debe de ser menor que el esfuerzo cortante admisible paralelo a la fibra Fv.

$$fv1x = 51.508$$

$$fv1y = 29.267$$

Inercia en plg⁴:

$$I1x := 2357.86$$

$$I1y := 1710.98$$

Flecha Máxima admisible (D en plg.) debida a la carga viva:

$$\Delta 1 := \frac{L \cdot 12}{360}$$

$$\Delta 1 = 0.333$$

Deflexión Máxima (D en plg) provocada por la carga:

$$D1x := 5 \cdot V1x \cdot \frac{(L \cdot 12)^3}{(384 \cdot E \cdot I1x)}$$

$$D1y := 5 \cdot V1y \cdot \frac{(L \cdot 12)^3}{(384 \cdot E \cdot I1y)}$$

$$D1x = 0.03$$

$$D1y = 0.023$$

Longitud de apoyo necesario en pulgadas:

$$La1x := \frac{V1x}{(Fcp \cdot b11)}$$

$$La1y := \frac{V1y}{(Fcp \cdot b11)}$$

$$La1x = 0.593$$

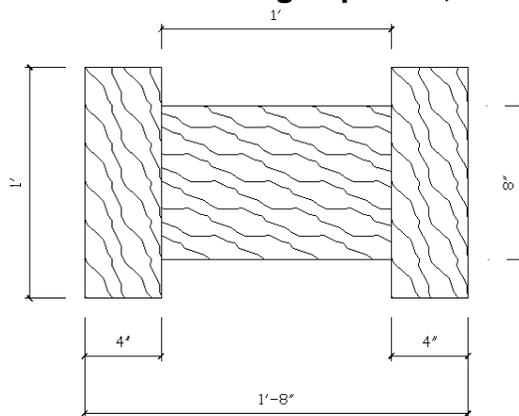
$$La1y = 0.337$$

De tomarse una sección llena es necesario utilizar una sección transversal de 14 x 12 pulgadas (Área transversal = 168 plg²).

OPCION 2
Sección tipo H

A continuación se describe el predimensionamiento de la viga tipo “H”; después de jugar con diferentes secciones.

Figura 86. **Sección transversal de viga tipo “H”, dirección Norte a Sur.**



$$I (4 \times 12) = 415.28 \text{ plg}^4$$

$$I (12 \times 4) = 40.20 \text{ plg}^4$$

$$A (4 \times 12) = 39.38 \text{ plg}^2$$

$$I (12 \times 8) = 404.30 \text{ plg}^4$$

$$I (8 \times 12) = 950.55 \text{ plg}^4$$

$$C_y = 6 \text{ pulg.}$$

$$C_x = 10 \text{ pulg.}$$

$$Z_x = 8 \text{ pulg.}$$

Momento de Inercia, teorema de ejes paralelos.

$$I_y = 2(415.28) + 404.30 = 1234.86 \text{ plg}^4$$

$$I_x = 950.55 + 2(40.20 + 39.38 (8^2)) = 5121.04 \text{ plg}^4$$

Módulo de la Sección

$$S_y = 1234.86 \text{ plg}^4 / 6 \text{ pulg.} = 205.81 \text{ plg}^3$$

$$S_x = 5121.04 \text{ plg}^4 / 10 \text{ pulg.} = 512.10 \text{ plg}^3$$

Esfuerzos de Flexión:

$$F_y = (9761.09 \text{ lb.-pie} \times 12 \text{ (pulg. / pie)}) / 205.81 \text{ plg}^3 = 569.13 \text{ lb. / pulg}^2$$

$$F_x = (16,839.06 \text{ lb.-pie} \times 12 \text{ (pulg. / pie)}) / 512.10 \text{ plg}^3 = 394.59 \text{ lb. / pulg}^2$$

Esfuerzos concentrados en las esquinas:

$$A: -394.59 + 569.13 = 174.55 \text{ lb. / pulg}^2 \text{ (tensión)}$$

$$B: -394.59 - 569.13 = -963.72 \text{ lb. / pulg}^2 \text{ (compresión)}$$

$$C: 394.59 + 569.13 = 963.72 \text{ lb. / pulg}^2 \text{ (tensión)}$$

$$D: 394.59 - 569.13 = -174.55 \text{ lb. / pulg}^2 \text{ (compresión)}$$

El área total de la sección es de 165.01 pulg².

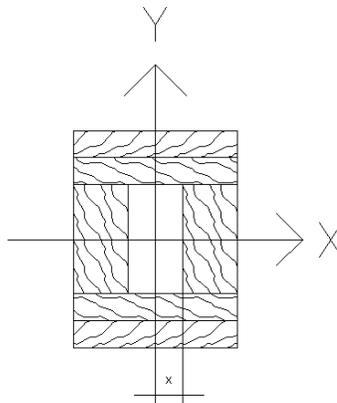
Opción tipo 3

Sección tipo cajón

De la misma manera que utilizamos el teorema de ejes paralelos para calcular el momento de inercia en las vigas tipo H lo realizaremos en las de tipo cajón. Para el cálculo se mantuvieron constantes tabloneros en los extremos superior e inferior de la viga de modo que sólo se jugó con las secciones laterales de la misma. A continuación se explica el método.

Para dicho análisis se contempló el uso que los elementos que se encuentran cacheteados por dos tabloneros (12" x 2") en cada extremo tuviesen una relación de altura igual a 2 y 3 veces la base.

Figura 87. **Sección transversal de viga tipo cajón, dirección Norte a Sur.**



Tipo A ($h = 2xb$)

$$\text{Base} = 6 - x$$

$$\text{Altura} = 2(6 - x)$$

$$C_x = 6$$

$$Z_x = (x + 6) / 2$$

$$C_y = 2 + 2 + (6-x) = 10 - x$$

$$Zy1 = 6 - x + 1 = 7 - x$$

$$Zy2 = 6 - x + 3 = 9 - x$$

$$Ix = 4(177.98) + 2 \left(\frac{(6 - x)^4}{6} + \frac{((6 - x)^2(x + 6)^2)}{2} \right)$$

$$Iy = \frac{4}{3} (6 - x)^4 + 2(3.16 + 16.88(7 - x)^2) + 2(3.16 + 16.88(9 - x)^2)$$

Tabla LX. **Inercia, esfuerzo flexionante y de compresión neta para vigas de sección tipo cajón con una relación de base = dos veces el peralte para los elementos perpendiculares a los tablonos.**

X	Ix	Iy	Fx	Fy	compresión	base	altura
pulgadas	plg ⁴	pulg ⁴	lb/plg ²	lb/plg ²	lb/plg ²	pulg.	pulg.
0	4587.92	4606.96	264.26	254.25	518.51	6	12
1	3174.92	3112.37	381.87	338.71	720.58	5	10
2	2235.92	2091.97	542.24	447.93	990.18	4	8
3	1590.92	1401.76	762.08	584.93	1347.01	3	6
4	1131.92	929.73	1071.11	755.91	1827.03	2	4
5	822.92	595.89	1473.31	982.84	2456.14	1	2

Tipo B (h = 3b)

$$\text{Base} = 6 - x$$

$$\text{Altura} = 3(6 - x)$$

$$Cx = 6$$

$$Zx = (x + 6) / 2$$

$$Cy = \frac{3}{2} (6 - x) + 4$$

$$Zy1 = \frac{3}{2} (6 - x) + 1$$

$$Zy2 = \frac{3}{2} (6 - x) + 3$$

$$Ix = 4(177.98) + \frac{1}{2} \left((6 - x)^4 + 18(6 - x)^3 + 12(6 - x)^2 \right)$$

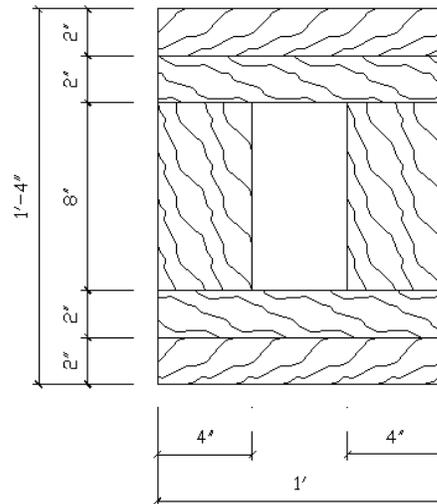
$$I_y = (27/6) (6 - x)^4 + 2(3.16 + 16.88 ((3/2) (6 - x) + 1)^2) + 2(3.16 + 16.88 ((3/2) (6 - x) + 3)^2)$$

Tabla LXI. Inercia, esfuerzo flexionante y de compresión neta para vigas de sección tipo cajón con una relación de base = tres veces el peralte para los elementos perpendiculares a los tablonés.

X	I _x	I _y	F _x	F _y	compresión	base	altura
pulgadas	plg ⁴	pulg ⁴	lb/plg ²	lb/plg ²	lb/plg ²	pulg.	pulg.
0	3519.92	14082.08	344.44	108.13	452.58	6	18
1	2299.42	8986.34	527.27	149.90	677.17	5	15
2	1511.92	5553.44	801.90	210.92	1012.82	4	12
3	1049.42	3297.38	1155.32	301.95	1457.26	3	9
4	815.92	1840.16	1485.95	445.58	1931.52	2	6
5	727.42	911.78	1666.73	706.57	2373.29	1	3

Como podemos observar entre las dos tablas anteriores la sección más económica es la de 4" x 8", que al sumar los 4 tablonés cacheteados completan un área de 160 pulg².

Figura 88. Sección transversal y dimensiones de viga tipo cajón, dirección Norte a Sur.



Pero debemos de realizar dos análisis más por torsión debido a la excentricidad inicial de la carga horizontal, debido a que la armadura va apoyada en el extremo superior de la viga, y determinar la carga debida al propio peso de la viga.

Si sabemos que el área transversal de la viga es de 160 pulg.² y el peso del chichipate es de 44.95 lb. / pie³ podemos concluir que la carga muerta lineal no mayorada es de 49.94 lb. / pie.; y mayorada para cargas gravitacionales, Carga muerta = 1.4, es de 69.92 lb. /pie. El momento máximo será de 874 lb.-pie, esto en el centro de la viga, mientras que en sus extremos será de cero. Entonces el esfuerzo neto a compresión será de 1030.28 lb. / pulg².

Esfuerzo de Corte:

ahora el momento debido a la excentricidad de la carga horizontal que genera un esfuerzo torsional la calculamos con la siguiente fórmula:

$$\tau = T / 2tA_m$$

Donde;

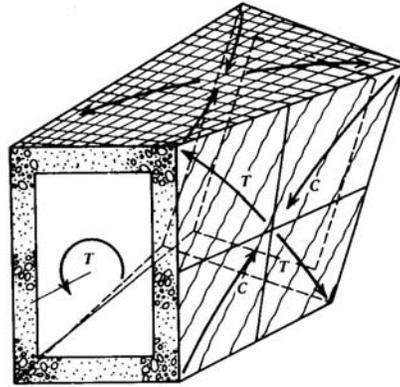
τ = esfuerzo cortante promedio que actúa en el espesor del cajón

T = par de torsión resultante en la sección transversal, el cual se halla usando el método de secciones y las ecuaciones de equilibrio.

t = el espesor del cajón donde se va a calcular τ

A_m = Es el área transversal de la viga suponiendo esta llena menos la mitad del área transversal del cajón (restamos la mitad del espesor a las dimensiones de la viga para calcularla)

Figura 89. Distribución de esfuerzos unitarios debido a torsión.



Fuente: R. Park y T. Paulay. Estructuras de concreto reforzado. Editorial Limusa. Pág. 380.

Para 5 pies del apoyo:

$$\tau = (3428.99 \text{ lb.} \times 8 \text{ pulg.}) / (2 \times 4 \text{ pulg.} \times ((12 \text{ pulg.} - 4 \text{ pulg.}) \times (16 \text{ pulg.} - 4 \text{ pulg.})))$$

$$\tau = 35.72 \text{ lb.} / \text{pulg.}^2$$

Para 2.5 pies del apoyo:

$$\tau = ((3428.99 \text{ lb.} \times 8 \text{ pulg.}) + (3926.55 \text{ lb.} \times 8 \text{ pulg.})) / (2 \times 4 \text{ pulg.} \times ((12 \text{ pulg.} - 4 \text{ pulg.}) \times (16 \text{ pulg.} - 4 \text{ pulg.})))$$

$$\tau = 76.62 \text{ lb.} / \text{pulg.}^2$$

Para 0 pies del apoyo:

$$\tau = ((1663.74 \text{ lb.} \times 8 \text{ pulg.}) + (3428.99 \text{ lb.} \times 8 \text{ pulg.}) + (3926.55 \text{ lb.} \times 8 \text{ pulg.})) / (2 \times 4 \text{ pulg.} \times ((12 \text{ pulg.} - 4 \text{ pulg.}) \times (16 \text{ pulg.} - 4 \text{ pulg.})))$$

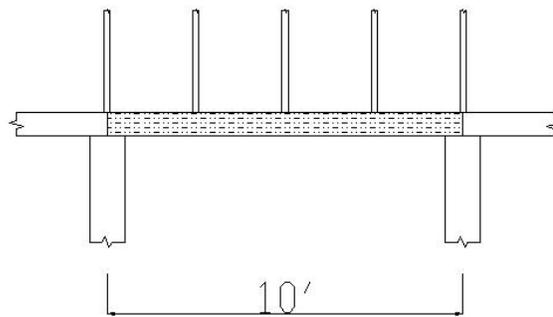
$$\tau = 93.95 \text{ lb.} / \text{pulg.}^2$$

Como resultado tendríamos un esfuerzo de compresión neto de 1025.9 lb. / pulg.² (990.18 + 35.72) en el centro del claro.

Viga que resiste las reacciones de las armaduras en sentido corto.

A continuación se realizara un relato de diseño de vigas que soportan las armaduras tipo 2, para cargas permanentes más viento, que corresponden a las más críticas en este sentido. Estas vigas se hallan soportadas por las columnas separadas a una distancia de 10 pies a ejes.

Figura 90. **Viga regular de la estructura.**



Tomando los valores de las reacciones de las armaduras se transportan como cargas puntuales sobre la viga, separadas entre sí a una distancia de 2.5 pies.

Para las cargas verticales:

Figura 91. **Cargas verticales sobre viga crítica, dirección Oeste a Este.**

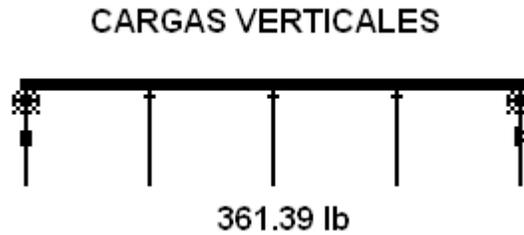


Figura 92. **Diagrama de corte vertical en viga crítica, dirección Oeste a Este.**

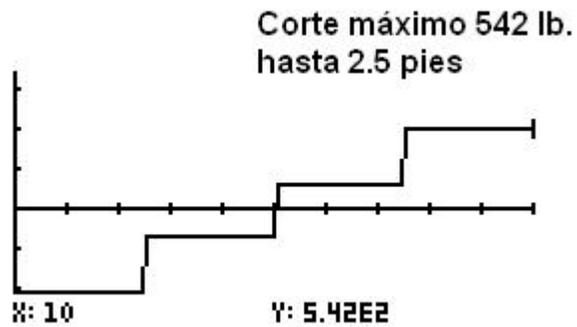


Figura 93. **Diagrama de momentos verticales en viga crítica, dirección Oeste a Este.**



Reacciones: (a) -903.48lb. (b) -903.48 lb.

Para cargas horizontales:

Figura 94. **Cargas horizontales sobre viga crítica, dirección Oeste a Este.**

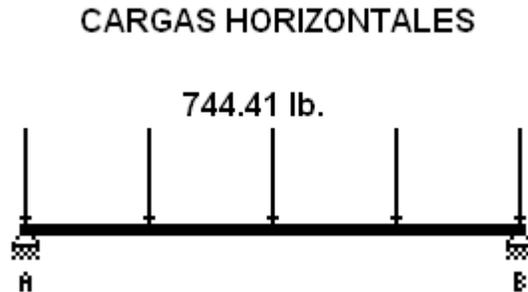


Figura 95. **Diagrama de corte horizontal en viga crítica, dirección Oeste a Este.**

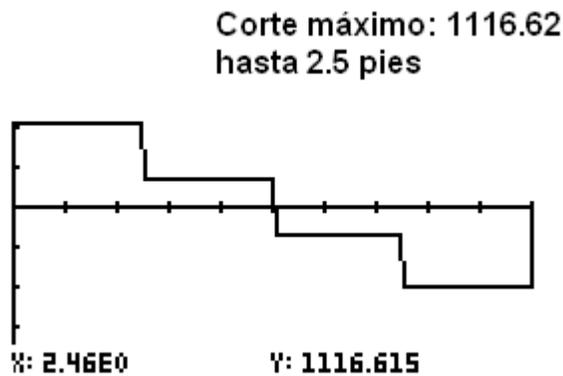


Figura 96. **Diagrama de momentos horizontales en viga crítica, dirección Oeste a Este.**



Reacciones: (a) 1861.03 lb. (b) 1861.03 lb.

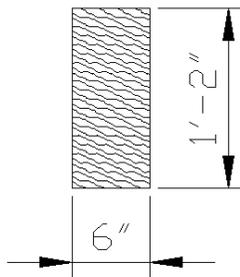
El ángulo de inclinación o rotación provocado por las cargas biaxiales en la viga se determina:

$$\Theta = \tan^{-1} (542. / 1117) = 25.88^\circ$$

VIGA SÓLIDA SENCILLA

Debido a que la cantidad de vigas en esta dirección son tan pocas, y las cargas generadas por las armaduras no son tan críticas, no complicaremos su realización como en el caso de las vigas críticas. Además, necesitamos que tengan arriostramiento por parte de la columna al extender 2 segmentos de 2 pulgadas a cada extremo, de modo que la base de la viga sea de 6 pulgadas y un peralte obligatorio de 14 pulgadas, para que las armaduras queden al mismo nivel.

Figura 97. **Sección transversal de viga sólida sencilla, dirección Oeste a Este.**



Densidad en condición seca (lb/pie³):

$$\gamma := 44.95$$

Módulo de Elasticidad (lb/plg²):

$$E := 1706796$$

Esfuerzo admisible flexionante en lb/plg²:

$$F_b := 2090.83$$

Esfuerzo admisible de corte paralelo a la fibra en lb/plg²:

$$F_v := 149.34$$

Esfuerzo de compresión perpendicular a la fibra en lb/plg²:

$$F_{cp} := 782.28$$

Angulo de Inclinación en grados:

$$\theta := 25.88 \text{ deg}$$

Carga de Vigueta en lb/pie:

$$C_v := \frac{6 \cdot 14}{12 \cdot 12} \cdot \gamma$$

Claro en pies:

$$L := 10$$

Módulo de la sección respecto a Y y X (plg³):

$$S_x := 68.06$$

$$S_y := 1127.67$$

Momentos respecto a los ejes (lb*pie):

$$M_{x1} = 3.722 \cdot 10^3$$

$$M_{y1} = 1.807 \cdot 10^3$$

Esfuerzos Máximos correspondientes (lb/plg²):

$$f_{x1} := \frac{M_{x1} \cdot 12}{S_x}$$

$$f_{y1} := \frac{M_{y1} \cdot 12}{S_y}$$

$$f_{x1} = 656.257$$

$$f_{y1} = 19.229$$

Esfuerzos Netos en las esquinas (lb/plg²):

$$A1 := -f_{x1} + f_{y1}$$

$$A1 = -637.028$$

$$B1 := -f_{x1} - f_{y1}$$

$$B1 = -675.486$$

$$C1 := f_{x1} + f_{y1}$$

$$C1 = 675.486$$

$$D1 := f_{x1} - f_{y1}$$

$$D1 = 637.028$$

Nota: el signo menos indica que el esfuerzo es de compresión.

Módulo de la Sección requerido para soportar la carga en plg³:

$$S_{1x} := \frac{M_{x1} \cdot 12}{F_b}$$

$$S_{1y} := \frac{M_{y1} \cdot 12}{F_b}$$

$$S_{1x} = 21.362$$

$$S_{1y} = 10.371$$

$$F_b = 2.091 \cdot 10^3$$

$$b_1 := 14$$

$$d_1 := 6$$

$$b_1 := 6$$

$$d_1 := 14$$

Nota: el esfuerzo flexionante máximo debe de ser menor que el esfuerzo flexionante admisible F_b .

$$b_{11} := 13.5$$

$$d_{11} := 5.5$$

$$b_{12} := 5.5$$

$$d_{12} := 13.5$$

Esfuerzo flexionante máximo (lb/plg²) en la vigueta es:

$$M_{y1} = 1.807 \cdot 10^3$$

$$f_{bx1} := \frac{M_{x1} \cdot 12}{S_x}$$

$$M_{x1} = 3.722 \cdot 10^3$$

$$f_{by1} := \frac{M_{y1} \cdot 12}{S_y}$$

$$f_{bx1} = 656.257$$

$$F_b = 2.091 \cdot 10^3$$

$$f_{by1} = 19.229$$

$$F_b = 2.091 \cdot 10^3$$

Fuerza Cortante Máxima en lb:

$$V1x = 1.861 \cdot 10^3$$

$$V1y = 903.5$$

El Esfuerzo cortante máximo en (lb/plg²):

$$Fv = 149.34$$

$$fv1x := 3 \cdot \frac{V1x}{2 \cdot (b11) \cdot (d11)}$$

$$fv1y := 3 \cdot \frac{V1y}{2 \cdot (b12) \cdot (d12)}$$

Nota: el esfuerzo cortante máximo debe de ser menor que el esfuerzo cortante admisible paralelo a la fibra Fv.

$$fv1x = 37.596$$

$$fv1y = 18.253$$

Para la inercia de la sección revisar la tabla de las propiedades de la madera estructural con dimensiones estándar (S4S)

Inercia en plg⁴:

$$I1x := 187.17$$

$$I1y := 1127.67$$

Flecha Máxima admisible (D en plg) debida a la carga:

$$\Delta 1 := \frac{L \cdot 12}{360}$$

$$\Delta 1 = 0.333$$

Deflexión Máxima (D en plg) provocada por la carga:

$$D1x := 5 \cdot V1x \cdot \frac{(L \cdot 12)^3}{(384 E \cdot I1x)}$$

$$D1y := 5 \cdot V1y \cdot \frac{(L \cdot 12)^3}{(384 \cdot E \cdot I1y)}$$

$$D1x = 0.131$$

$$D1y = 0.011$$

Longitud de apoyo necesario en pulgadas:

$$La1x := \frac{V1x}{(Fcp \cdot b11)}$$

$$La1y := \frac{V1y}{(Fcp \cdot b11)}$$

$$La1x = 0.176$$

$$La1y = 0.086$$

DISEÑO DE COLUMNAS

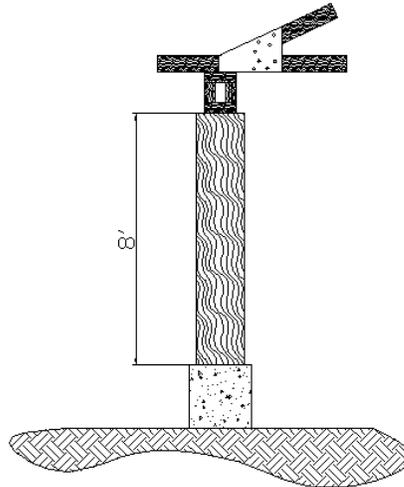
A continuación se describen diversos diseños como propuesta para constituir las columnas, para ello se eligió la carga máxima que es la que soporta el centro de los techos cortos.

Carga vertical: 7,983.48 Lb.

Carga horizontal: 13,989.66 Lb.

Columnas sólidas sencillas.

Figura 98. Elevación de columna sólida sencilla, dirección Este a Oeste.



Dimensiones de la columna en pulgadas:

$$b := 12$$

$$d := 18$$

Longitud la columna en pulgadas:

$$L := 8 \cdot 12$$

Factor de longitud efectiva:

$$k := .7$$

Longitud efectiva:

$$L_e := k \cdot L$$

$$L_e = 67.2$$

Área efectiva de la columna en pulgadas cuadradas:

$$A := 201.25$$

Esfuerzo admisible a compresión paralela a la veta en lb. /plg²:

$$F_c := 1194.76$$

Esfuerzo admisible flexionante en lb. /plg²:

$$F_b := 2446.41$$

Módulo de Elasticidad en lb. /plg²:

$$E := 1962815.4$$

Valores dimensionales para la madera:

$$c := 0.8$$

$$K_{ce} := 0.3$$

Esfuerzo de Pandeo de Euler (lb. /pulg²):

$$F_{ce} := \frac{E \cdot K_{ce}}{\left(\frac{L_e}{d - 0.5}\right)^2}$$

$$F_{ce} = 3.993 \cdot 10^4$$

Factor de Estabilidad de la Columna:

$$C_p := \left[\left[\frac{1 + \left(\frac{F_{ce}}{F_c}\right)}{2 \cdot c} \right] - \sqrt{\left[\left[\frac{1 + \left(\frac{F_{ce}}{F_c}\right)}{2 \cdot c} \right]^2 - \frac{\left(\frac{F_{ce}}{F_c}\right)}{c} \right]} \right]$$

$$C_p = 0.994$$

Carga Admisible de Compresión Axial en Libras:

$$P := F_c \cdot C_p \cdot A$$

$$P = 2.39 \cdot 10^5$$

Ahora verificaremos si resiste a la flexión

Carga actuante axial (lb.):

$$P_u := 7983.5$$

Carga Horizontal (lb.):

$$P_h := 13989.66$$

Momento en lb*plg:

$$M := P_h \cdot L$$

$$M = 1.343 \cdot 10^6$$

Esfuerzo de compresión calculado en lb. /plg²:

$$f_c := \frac{P_u}{A}$$

$$f_c = 39.67$$

Valor de diseño tabulado para el esfuerzo de compresión multiplicado por Cp

$$F'_c := C_p \cdot F_c$$

$$F'_c = 1.187 \cdot 10^3$$

Módulo de la Sección en plg³ , rectangular.

$$S := 586.98$$

$$F'_c = 1.187 \cdot 10^3$$

Esfuerzo Flexionante calculado en lb. /plg²

$$f_b := \frac{M}{S} \quad S_1 := \frac{M}{F_b}$$

$$fb = 2.288 \cdot 10^3 \quad S1 = 548.971$$

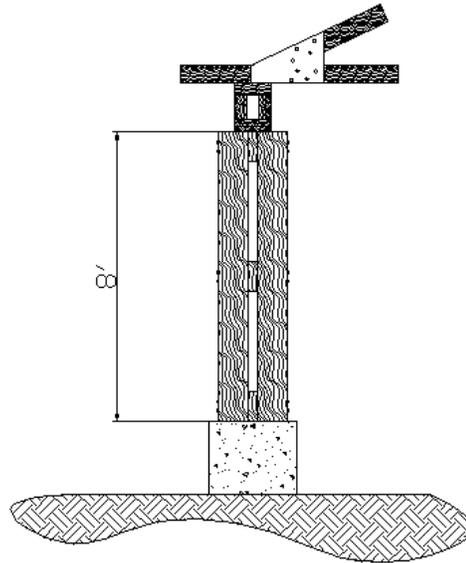
Determinación si la fórmula de interacción modificada es menor a 1

$$I := \left[\left(\frac{fc}{F'c} \right)^2 + \frac{fb}{Fb \cdot \left(1 - \frac{fc}{Fce} \right)} \right]$$

$$I = 0.937$$

Columnas de dos miembros.

Figura 99. Elevación de columna de dos miembros, dirección Este a Oeste.



Esfuerzo de pandeo de Euler (sentido y)

$$F_{CE} = (0.3 \times 1962815.40 \text{ Lb/plg}^2) / (8 \text{ pies} \times 12 / 9.5 \text{ plg.})^2$$

$$F_{CE} = 5766.41 \text{ Lb/plg}^2$$

$$F_{CE} / F_C = 5766.41 / 1194.76 = 4.83$$

Factor de Estabilidad, sentido y.

$$C_p = ((1 + 4.83) / (2 \times 0.8)) - \sqrt{((1 + 4.83) / (2 \times 0.8))^2 - (4.83 / 0.8)}$$

$$C_p = 0.95$$

Chequeando concordancia entre las dos limitaciones para el sentido "x"

$$L_3 / d_1 < 40; \quad L_1 / d_1 < 80$$

$$L_3 / d_1 = 4.5$$

$$L_1 / d_1 = 10.10$$

Valor de K_x

$$L / 20 = 4.8$$

$$L / 10 = 9.6$$

Debido a que el primer perno se encuentra a 5.25 pulgadas de la base, el valor de x se sitúa dentro del intervalo limite por lo que $K_x = 3$

Esfuerzo de pandeo de Euler en el sentido "x"

$$F_{CE} = (0.3 \times 3 \times 1962815.40 \text{ Lb/plg}^2) / (8 \text{ pies} \times 12 / 9.5 \text{ plg.})^2$$

$$F_{CE} = 17299.23 \text{ Lb/plg}^2$$

Factor de Estabilidad de la columna en el sentido "x"

$$F_{CE} = 17299.23 / 1194.76 = 14.48$$

$$C_p = ((1 + 14.48) / (2 \times 0.8)) - \sqrt{((1 + 14.48) / (2 \times 0.8))^2 - (14.48 / 0.8)}$$

$$C_p = 0.99$$

Capacidad real de compresión de la columna propuesta

$$P = 1194.76 \text{ Lb/plg}^2 \times 0.95 \times (2 \times 90.25 \text{ plg}^2)$$

$$P = 204,871.47 \text{ Lb.}$$

Esfuerzos de compresión actuante

$$f_c = 7983.48 / 90.25 = 88.46 \text{ Lb/plg}^2$$

Esfuerzo de compresión resistente multiplicado por el valor de C_p

$$F'_c = 1194.76 \times 0.95 = 1135.02 \text{ Lb/plg}^2$$

Esfuerzo flexionante actuante

$$f_b = 1,343,007.36 / 781.18 = 1719.20 \text{ Lb/plg}^2$$

Momento resistente

$$M = 2446.41 \text{ Lb/plg}^2 \times 781.18 \text{ plg}^3 = 1,911,086.56 \text{ lb.-plg. (159,257.21 lb.-pie)}$$

Carga lateral máxima a resistir

$$P_h = 159,257.21 / 8 = 19,907.15 \text{ Lb.}$$

Formula de Interacción

$$I \leq 1$$

$$I = (88.46 / 1135.02)^2 + (1719.20 / (2446.41 \times (1 - (88.46 / 17299.23))))$$

$$I = 0.71$$

Esfuerzo de corte Horizontal que deben resistir los pernos de amarre de las piezas

$$F_v = 13989.66 \text{ Lb.} \times (9.5 \text{ plg.} \times 9.5 \text{ plg.}) \times 6.5 / (8983.65 \text{ plg}^4 \times 9.5 \text{ plg.})$$

$$F_v = 96.16 \text{ Lb./plg}^2$$

Nota: las columnas de madera se apoyarán en columnas de concreto de 29 x 16 pulgadas de dimensión con una longitud de 2 pies sobre la línea de tierra, las dimensiones de la columna fueron elegidas debido al recubrimiento mínimo que debe de llevar los conectores tipo CB1010 de 3" a los extremos y como se trabajaron columnas de madera de dos miembros debe de llevar una separación entre miembros de 3".

Longitud de apoyo de la viga en la columna:

$$\text{Área de apoyo vertical: } 10" \times (12"-3") = 90 \text{ plg}^2$$

$$\text{Carga vertical: } 7,983.48 \text{ Lb.}$$

$$\text{Esfuerzo admisible a la compresión perpendicular a la fibra: } F_{c\theta} = 782.28 \text{ Lb./plg}^2$$

Esfuerzo actuante de compresión perpendicular a la fibra

$$f_{c\theta} = 7,983.48 / 90 = 88.71 \text{ lb./pulg.}^2, \text{ si chequea.}$$

$$\text{Área de apoyo horizontal: } 10" \times 14" = 140 \text{ plg}^2$$

Carga horizontal: 13,989.66 Lb.

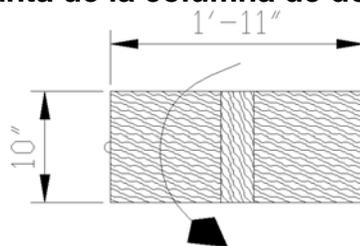
Esfuerzo actuante de compresión perpendicular a la fibra

$$f_{c0} = 13,989.66 / 140 = 99.93 \text{ lb. /pulg.}^2, \text{ si chequea.}$$

CHEQUEO EN EL SENTIDO MÁS DÉBIL

Ya que todas las columnas van a ser idénticas, el análisis debe concebir la flexión en el sentido mas angosto, 10 pulgadas.

Figura 100. **Vista en planta de la columna de dos miembros.**



El caso más crítico de estas columnas sería cuando los efectos del sotavento realizan succión sobre la columna, por lo que estaría trabajando a flexo tensión

Esfuerzos de compresión actuante.

$$f_c = 0$$

Esfuerzo de compresión resistente multiplicado por el valor de C_p

$$F'_c = 1194.76 \times 0.95 = 1135.02 \text{ Lb./plg.}^2$$

Momento actuante:

$$M = (1861.3 \text{ lb.} + 1316.8 \text{ lb.} - 744.41 \text{ lb.}) * 8 \times 12 = 243,634.24 \text{ lb.-pulg.}$$

Esfuerzo flexionante actuante

$$f_b = 243,634.24 / (142.90 \times 2) = 817.47 \text{ Lb./plg}^2$$

Momento resistente

$$M = 2446.41 \text{ Lb./plg}^2 \times (142.90 \times 2) \text{ plg}^3 = 699,183.98 \text{ lb.-plg.} (58,265.33 \text{ lb.-pie})$$

Carga lateral máxima a resistir

$$Ph = 58,265.33 / 8 = 7283.16 \text{ Lb.}$$

Formula de Interacción

$$I \leq 1$$

$$I = (0 / 1135.02)^2 + (817.47 / (2446.41 \times (1 - (0 / 17299.23))))$$

$$I = 0.33$$

Longitud de apoyo de la viga en la columna:

$$\text{Área de apoyo vertical: } 6'' \times 20'' = 120 \text{ plg}^2$$

$$\text{Esfuerzo admisible a la compresión perpendicular a la fibra: } F_{c\theta} = 782.28 \text{ Lb. /plg}^2$$

Capacidad de compresión perpendicular a la fibra

$$PV = 782.28 \times 120 = 93,873.6 \text{ lb.}$$

Área de apoyo horizontal: $20'' \times 14'' = 280 \text{ plg}^2$

Carga horizontal: 2433.69 Lb.

Esfuerzo actuante de compresión perpendicular a la fibra

$$f_{ce} = 2433.69 / 280 = 8.69 \text{ lb. /pulg.}^2, \text{ si chequea.}$$

FLEXION BIAxIAL EN COLUMNAS

Para la flexión biaxial en las columnas tomamos las 4 columnas de las esquinas y comparamos las reacciones que transmiten las vigas para determinar cual es la más crítica, permanentes + viento en dirección transversal a lado largo.

$$\text{Carga total vertical} = -817.5 - 817.93 = 1635.4 \text{ Lb. (tensión)}$$

Cargas horizontales:

$$\text{Sentido largo} = 697.5$$

$$\text{Sentido corto} = 697.4$$

$$\text{Momento en sentido largo} = 5580 \text{ Lb. -pie}$$

$$\text{Momento en sentido corto} = 5580 \text{ Lb. - pie}$$

$$f_b \text{ (s. largo)} = 5580 \times 12 / 781.18 = 85.72 \text{ Lb. /pulg}^2$$

$$f_b \text{ (s. corto)} = 5580 \times 12 / (142.9 \times 2) = 234.28 \text{ Lb. /pulg}^2$$

Esfuerzos unitarios en las esquinas:

$$A: 85.72 - 234.28 = -148.56 \text{ Lb. /pulg}^2$$

$$B: -85.72 - 234.28 = -320 \text{ Lb. /pulg}^2$$

$$C: 85.72 + 234.28 = 320 \text{ Lb. /pulg}^2$$

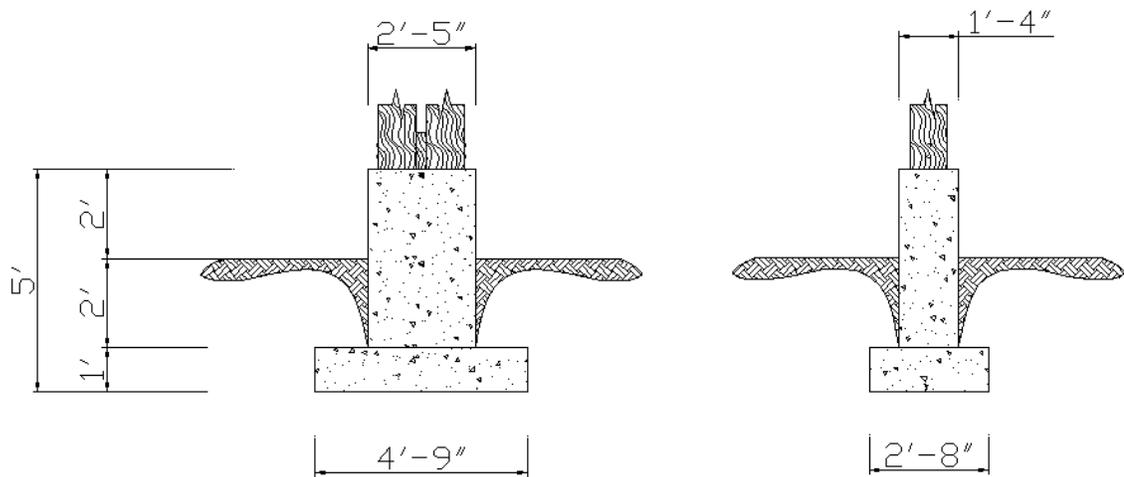
$$D: -85.72 + 234.28 = 148.56 \text{ Lb. /pulg}^2$$

Si Chequea

DISEÑO DE ZAPATA CONCENTRICA Y PEDESTAL

De modo que trabaje como un pedestal, el lado corto de dicha columna multiplicado por 3 debe de ser menor o igual a su longitud a partir del cimiento, es decir, $16'' \times 3 = 48'' = 4 \text{ pies}$. Así el análisis que se le realiza al pedestal será únicamente si resiste la carga a compresión ya que elementos de dicha dimensión son más críticos al aplastamiento.

Figura 101. Elevación de pedestales y zapatas concéntricas.



$f'_c = 3000 \text{ psi}$.

Peso de la columna de Madera = $2 \times (10/12 \times 10/12 \times 8) \times 44.95 = 500 \text{ lb}$.

Carga vertical sobre el pedestal mayorada = $7983.48 \text{ lb.}^* + 1.4 \times 50 = 8.68 \text{ Klb.}$

Momento critico = $13989.66 \text{ lb.} \times 12 \text{ pies} = 167.88 \text{ Klb.-pie.}$

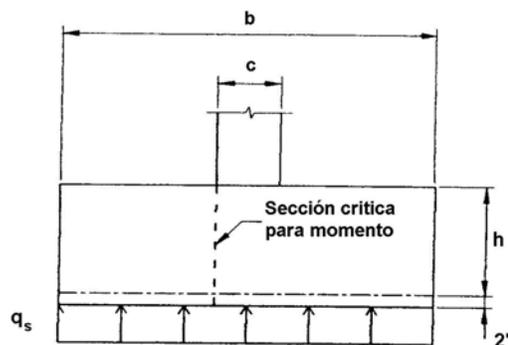
*El factor de incremento para cargas gravitacionales es de 1.56

Peso del pedestal = $149.63 \text{ Lb. /pie}^3 \times 16/12 \text{ pie} \times 29/12 \text{ pie} \times 4 \text{ pies}$

Peso del pedestal = 1928.56 Lb.

Tensión admisible del suelo = 5.52 Klb. /pie^2

Figura 102. **Nomenclatura de secciones de zapatas concéntricas.**



A continuación se describen los pasos para realizar el diseño de la zapata concéntrica y el pedestal de hormigón simple de acuerdo al capítulo 22 Y el apéndice C del ACI 318-2002.

1. Área de la zapata. El área de la zapata se determinará utilizando únicamente cargas gravitatorias de servicio no mayoradas, y la tensión admisible del suelo.

$A_f = \text{Cargas Axiales sobre la zapata} / \text{tensión admisible del suelo}$

$$A_f = (1.98 \text{ Klb.} / 1.56 + 0.5 \text{ Klb.} + 1.93 \text{ Klb.}) / 5.52 \text{ Klb.} / \text{pie}^2$$

$$A_f = 0.67 \text{ pie}^2$$
; que podría considerarse como una zapata de 10" x 10", lo cual no es posible ya que sería mucho menor que las dimensiones del pedestal.

2. Calcular la carga axial mayorada, tomando como base la ecuación C-1.

$P_u = 1.4 \text{ Carga Muerta} + 1.7 \text{ Carga Viva.}$

$P_u = 8.68 \text{ Klb.} + 1.4 \times 1.93 \text{ Klb.} = 11.38 \text{ Klb.}$

Para el apéndice C del código se debe utilizar un $\phi = 0.65$.

3. Determinar la dimensión de la zapata respecto al único momento que se aplica, si deseamos un espesor de zapata de 12", recuerde que 2" serán para recubrimiento por lo que $h = 10$ ".

$$\phi M_n \geq M_u \quad \text{Ec. (22-1)}$$

$$\phi M_n = 5 \times \phi \times S \times \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (22-2)}$$

$$S = b \times h^2 / 6$$

$$(5 \times 0.65 \times b_x \times (10 \text{ pulg.})^2 \times (\sqrt{3000 \text{ psi}})) / (1000 \times 6) \geq M_u$$

Resolviendo para b_x :

$$b_x \geq (167.88 \text{ Klb-pie} \times 1000 \times 6) / (5 \times 0.65 \times (10 \text{ pulg.})^2 \times (\sqrt{3000 \text{ psi}}))$$

$b_x \geq 56.58 \text{ pulgadas; } b = 57 \text{ pulgadas.}$

Si se hace una relación del lado de la columna con el lado de la zapata en la misma dirección, encontrarán que $57/29 = 1.97$, por lo que se utilizará un valor de 2 veces el lado del pedestal para las dimensiones de la zapata.

$$b_x = 57 \text{ pulgadas}; b_y = 32 \text{ pulgadas}$$

$$A_f = 57 \text{ pulg.} \times 32 \text{ pulg.} = 1824 \text{ plg}^2 = 12.67 \text{ pie}^2$$

Ahora que ya se identificaron las dimensiones de la zapata podremos hacer uso de la ecuación 22.7.5(a). El espesor de los elementos de hormigón simple generalmente es determinado por la resistencia a la flexión. La sección crítica para el cálculo del momento es en la cara del pedestal de hormigón.

$$M_u = q_s \times b \times ((b - c)^2 / 8) \quad \text{ec. 22.7.5(a)}$$

$b/2$ = mitad del lado de la zapata

$c/2$ = mitad del lado del pedestal

q_s = tensión del suelo mayorada.

$$q_s = P_u / A_f \quad \text{Apéndice C.}$$

$$q_s = 11.38 \text{ Klb} / 12.67 \text{ pie}^2 = 0.90 \text{ Klb. /pie}^2$$

Sentido "x"

$$M_{ux} = 0.9 \times (57/(12 \times 2)) \times (((57/(12 \times 2)) - (29/(12 \times 2)))^2 / 8)$$

$$M_{ux} = 0.37 \text{ Klb-pie.}$$

Sentido "y"

$$M_{uy} = 0.9 \times (32/(12 \times 2)) \times (((32/(12 \times 2)) - (16/(12 \times 2)))^2 / 8)$$

$$M_{uy} = 0.07 \text{ Klb-pie.}$$

$$\phi M_{ny} = (5 \times 0.65 \times ((32 \times 10^2) / 6) \times (\sqrt{f'c})) / 1000 = 94.94 \text{ Klb-pie}$$

Con los dos M_u calculados chequea la zapata en las dos direcciones.

4. Verificando el corte en una dirección. El peralte efectivo es $h = 10''$ (0.83 pies).

$$V_u = q_s \times b \times ((b/2) - (c/2) - h) \quad \text{ec. 22.7.6.1 y 22.7.6.2(a)}$$

Sentido "x"

$$V_{ux} = 0.90 \times (57/12) \times ((57/12) - (29/12) - 0.83) = 6.42 \text{ Klb.}$$

Sentido "y"

$$V_{uy} = 0.90 \times (32/12) \times ((32/12) - (16/12) - 0.83) = 0.91 \text{ Klb.}$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{ec. (22-8)}$$

$$V_n = (4/3) \times b \times h \times \sqrt{f'c} \quad \text{ec. (22-9)}$$

Sentido "x"

$$\phi V_{nx} = ((4/3) \times 0.65 \times 57'' \times 10'' \times (\sqrt{3000 \text{ psi}})) / 1000 = 27.06 \text{ Klb.} > 6.42 \text{ Klb.}$$

Sentido "y"

$$\phi V_{ny} = ((4/3) \times 0.65 \times 32'' \times 10'' \times (\sqrt{3000 \text{ psi}})) / 1000 = 15.19 \text{ Klb.} > 0.91 \text{ Klb.}$$

Chequea el corte en dos direcciones.

5. Ahora debemos ver si resiste el punzonamiento.

$$V_u = q_s \times (b^2 - (c + h)^2) \quad \text{ec. 22.7.6.1 y 22.7.6.2 (b)}$$

Debido a que es una sección rectangular, el área de punzonamiento se realizará de la siguiente manera:

$$V_u = 0.9 \times (((57/12) \times (32/12)) - (((29/12) + (10/12)) \times ((16/12) + (10/12)))) = 5.06 \text{ Klb.}$$

$$\phi V_n = V_u \quad \text{ec. (22-8)}$$

$$V_n = ((4/3) + (8/(3 \times \beta_c))) \times b_o \times h \times \sqrt{f'c} \leq 2.66 \times b_o \times h \times \sqrt{f'c} \quad \text{ec. (22-10)}$$

Donde:

β_c = relación entre lado mayor y lado menor del área de punzonamiento

b_o = perímetro del área de punzonamiento

$$\beta_c = (29 + 10) / (16 + 10) = 1.5$$

$$b_o = 2 \times (29/12) \times (10/12) + 2 \times (16/12) \times (10/12) = 6.25 \text{ pie}^2$$

$V_n = 3.11 \times b_o \times h \times \sqrt{f'c} \leq 2.66 \times b_o \times h \times \sqrt{f'c}$; lo cual es falso por lo que:

$$V_n = 2.66 \times b_o \times h \times \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_n = (2.66 \times 6.25 \times 10 \times \sqrt{3000}) / 1000 = 9.11 \text{ Klb.} > 5.06 \text{ Klb. Chequea.}$$

6. Chequeo de carga vrs. aplastamiento

$$P_{\text{col madera}} = 8.07 \text{ Klb.}$$

$$\phi B_n \geq P_{\text{col madera}} \quad \text{ec. (22-11)}$$

$$B_n = 0.85 \times f'c \times \text{Área de la columna de madera} \quad \text{ec. (22-12)}$$

$$\phi B_n = 0.85 \times 0.65 \times 3000 \text{ psi} \times 2 \times (10'' \times 10'') / 1000 = 331.5 \text{ Klb.}$$

Chequea.

Diseño de Muros.

Ya dimensionadas las columnas y vigas de carga procederemos a diseñar los muros ante cargas de viento, esto debido a que dichos elementos no se previeron para que resistieran cargas de techo.

Presión de viento:

$$P_{\text{sotavento}} = 1.39 \times 0.5 \times 25.6 \times 1.15$$

$$P_{\text{sotavento}} = 20.46 \text{ lb. /pie}^2$$

$$P_{\text{barlovento}} = 1.39 \times 0.8 \times 25.6 \times 1.15$$

$$P_{\text{barlovento}} = 32.74 \text{ lb. /pie}^2$$

Espaciamiento máximo entre pies derechos = 2' 6".

Carga de Viento:

$$C_{\text{sotavento}} = 20.46 \times 20 = 409.2 \text{ Lb.}$$

$$C_{\text{barlovento}} = 32.74 \times 20 = 654.8 \text{ Lb.}$$

Carga máxima a resistir (barlovento).

$$W = 2.5 \text{ pies} \times 654.8 \text{ Lb.} = 1637 \text{ Lb.-pie.}$$

Para el pino de Petén:

$$F_b = 2133.50 \text{ lb. /pulg.}^2 \quad E = 1706796 \text{ lb. / pulg}^2$$

$$F_c = 896.07 \text{ lb. /pulg.}^2$$

paso 1: determinar la capacidad de carga del pie derecho.

$$F_{cE} = (0.3 \times 1706796) / ((8 \times 12) / 5.5)^2 = 1680.68 \text{ lb. /pulg}^2$$

$$F_{cE} / F_c = 1680.68 / 896.07 = 1.88$$

$$C_p = ((1 + 1.88) / (2 \times 0.8)) - \sqrt{(((1 + 1.88) / (2 \times 0.8))^2 - (1.88 / 0.8))} = 0.86$$

$$P = 896.07 \times 0.86 \times (5.5 \times 2.5) = 10596.03 \text{ lb.}$$

paso 2: comparar con la carga transmitida, recordar que no servirán como muros de carga, pero se asumirá que cargan la viga principal que transmite una carga total de 3991.74 Lb. + 3561.21 Lb = 7552.95 Lb, dividiéndola dentro de la longitud de la misma es igual a 755.30 Lb. /pie.

$P = (2.5) \times (755.30) = 1888.25 \text{ lb.}$ La carga es menor a la capacidad del pie derecho

paso 3: determinar el esfuerzo calculado.

$$f_c = 1888.25 / 8.25 = 228.88 \text{ Lb. /pulg}^2$$

paso 4: determinar el valor de diseño tabulado.

$$F'_c = 0.86 \times 896.07 = 770.62 \text{ lb. /pulg}^2$$

paso 5: determinar el momento a resistir aplicado en el pie a causa de la carga de viento, antes convierta la carga por unidad de área a carga lineal.

$$w = p \times l$$

$$w = 32.74 \times (2.5) = 81.85 \text{ lb. /pie.}$$

$$M = (w \times L^2) / 8$$

$$M = (81.85 \times 8^2) / 8 = 654.8 \text{ lb.-pie.}$$

paso 6: determinar el esfuerzo flexionante calculado.

$$f_b = (654.8 \times 12) / 5.73 = 1371.31 \text{ lb. /pulg}^2$$

paso 7: según la fórmula de interacción determinar si cumple con ser menor a uno, si sucede el pie derecho es adecuado.

$$(228.88 / 1.6 \times 770.62)^2 + (1371.31 / (1.6 \times 2133.50 \times (1 - (228.88 / 1680.68)))) = 0.50$$

Si cumple las dimensiones del pie derecho y es más, hasta podría pensarse que esta sobre diseñado ya que resiste el esfuerzo de compresión y el de flexión por mucho.

Por lo que la sección de los pies derechos y de las soleras será de 3" x 6", mas un machimbre de 1" de espesor dejando el grosor del muro de 8", lo cual sobresale del espesor del muro de bloque de 20 cm. (7.87")

Figura 103. **Muro cerrado para sentido Norte a Sur.**

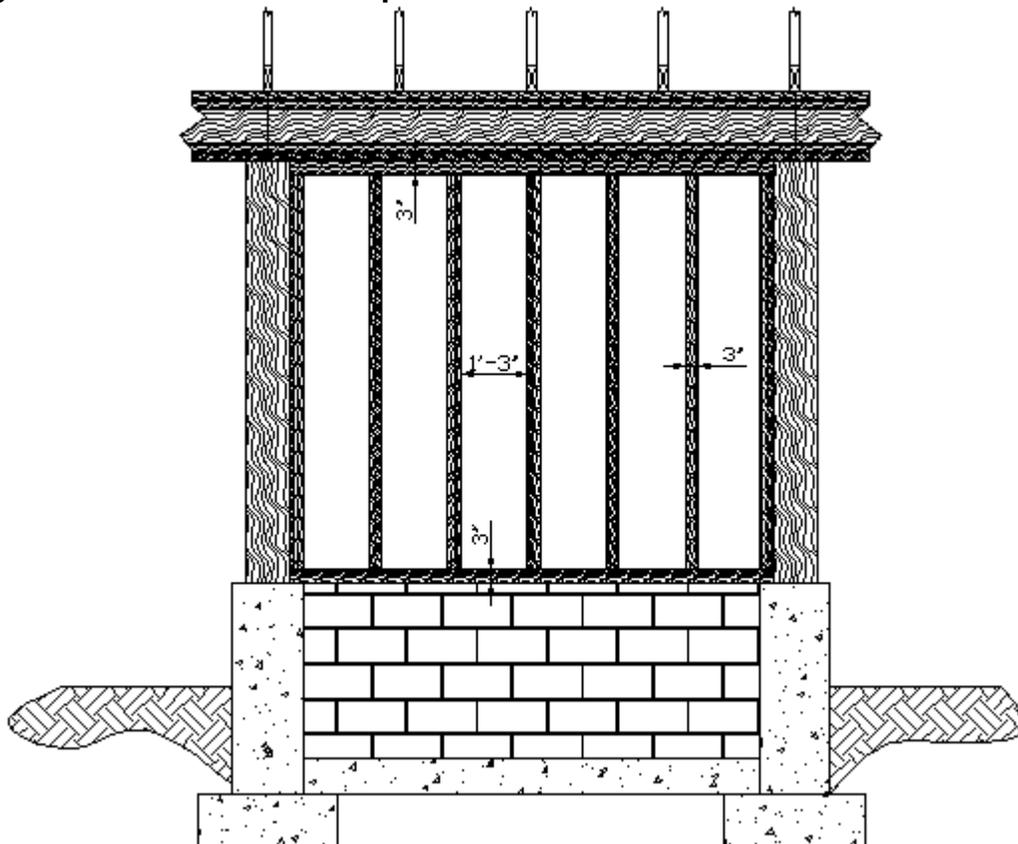


Figura 104. Muro con ventana para sentido Norte a Sur.

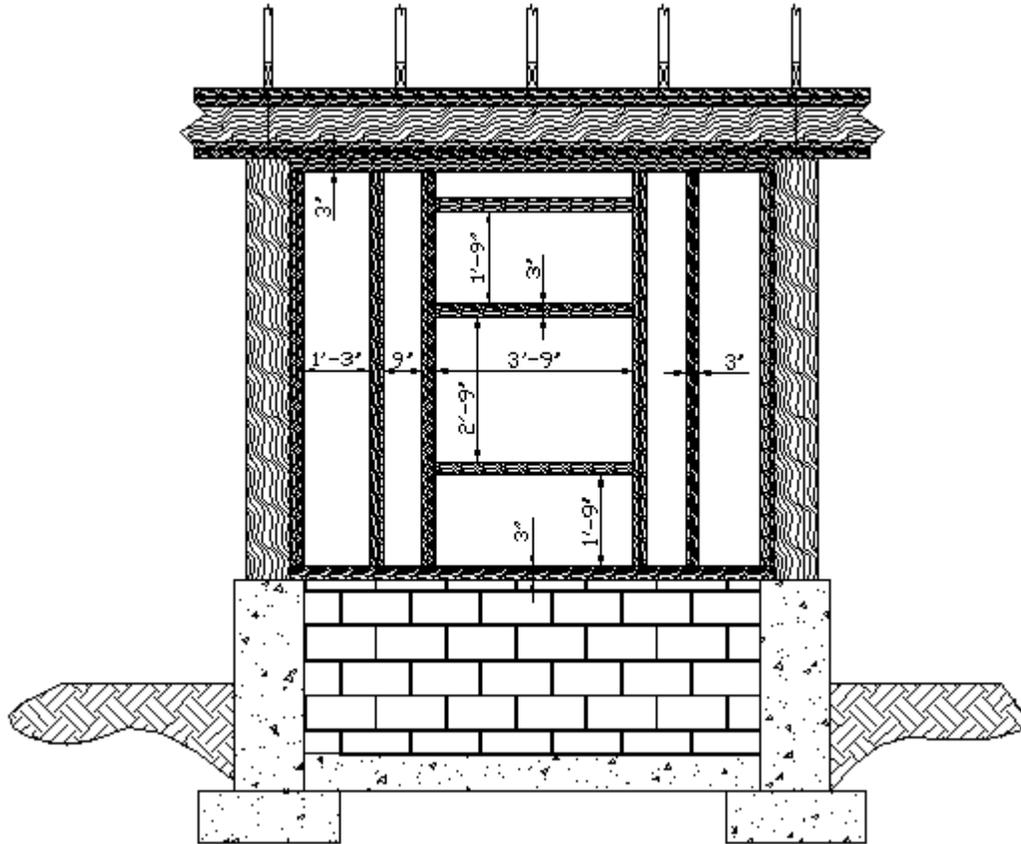


Figura 105. Relación entre ancho de solera y ancho de muro de bloques en sentido norte a sur.

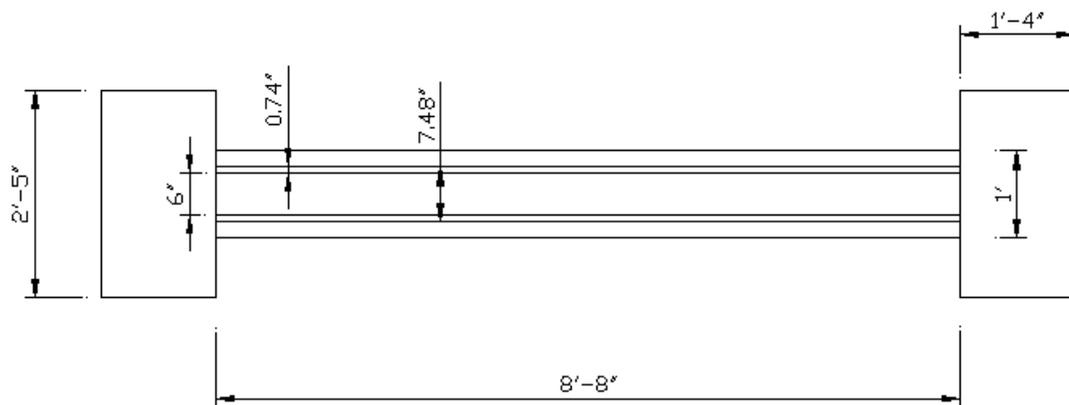


Figura 106. Muro con puerta para sentido Norte a Sur.

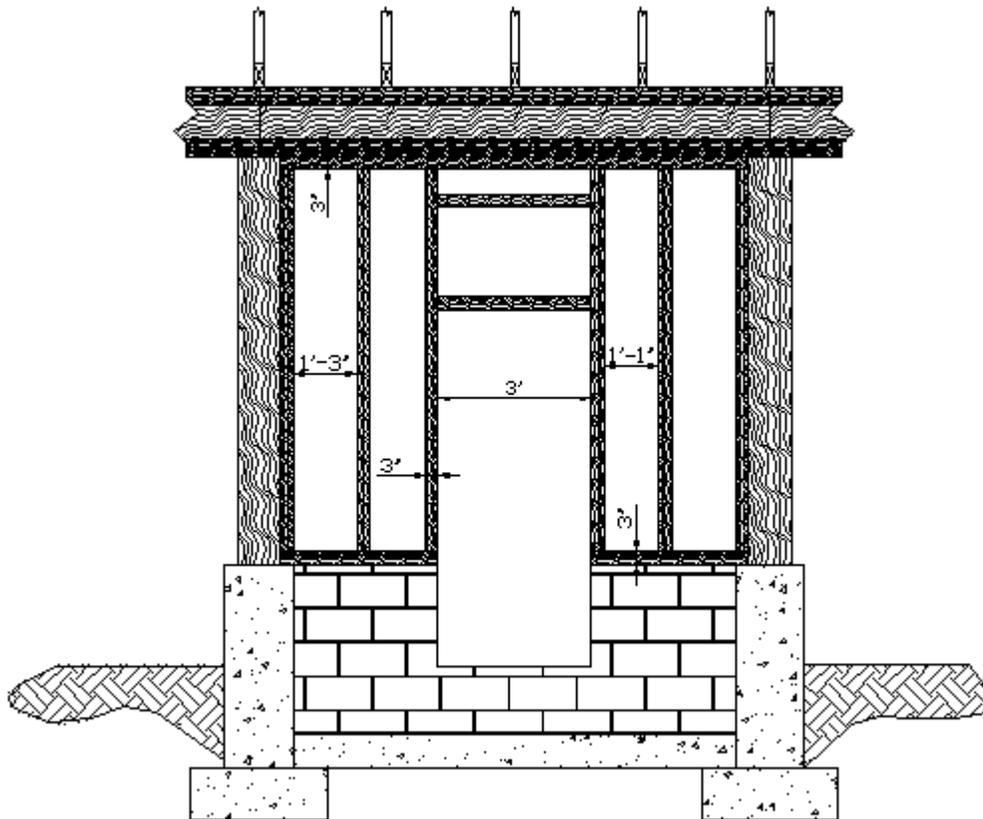


Figura 107. Muro con ventana para sentido Oeste a Este.

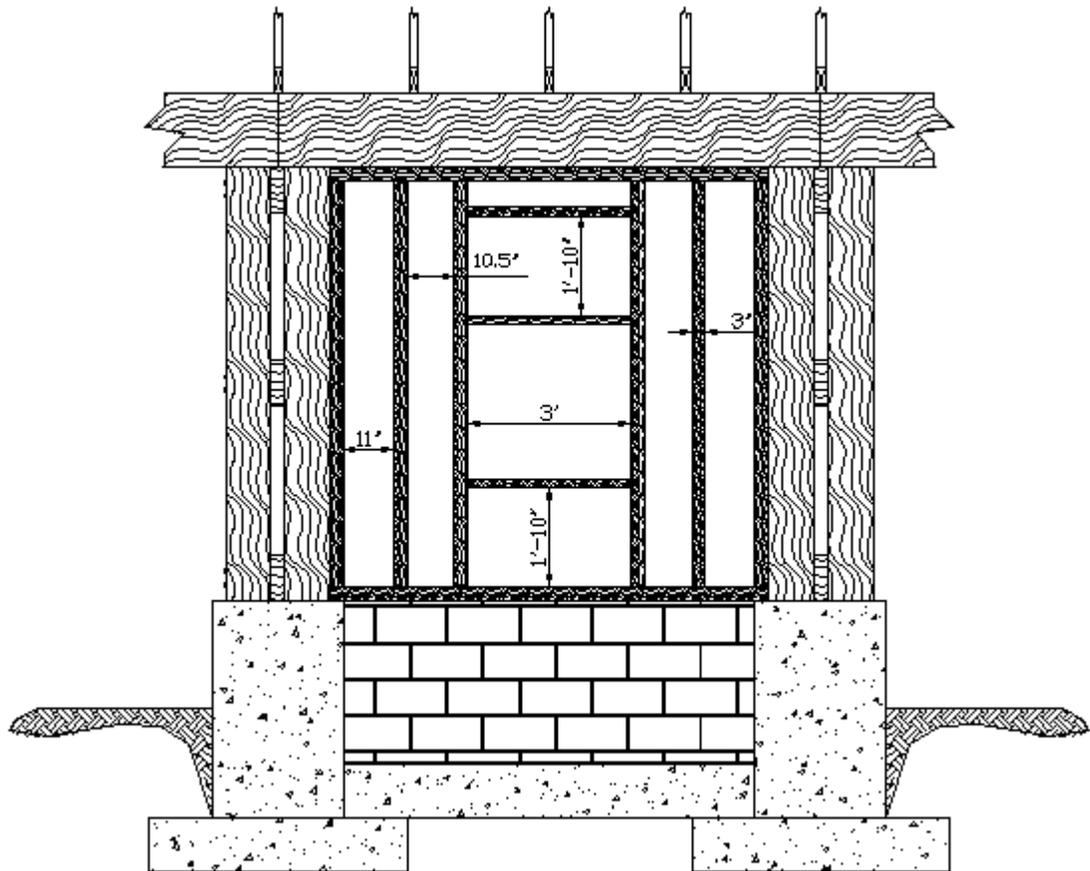


Figura 108. Relación entre ancho de solera y ancho de muro de bloques en sentido oeste a este.

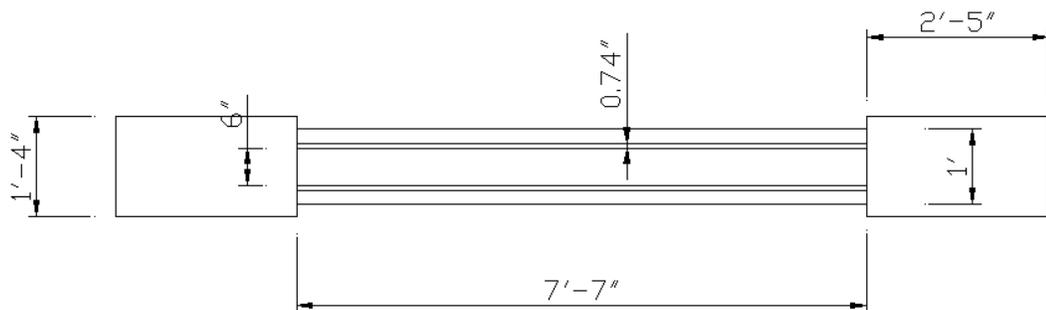
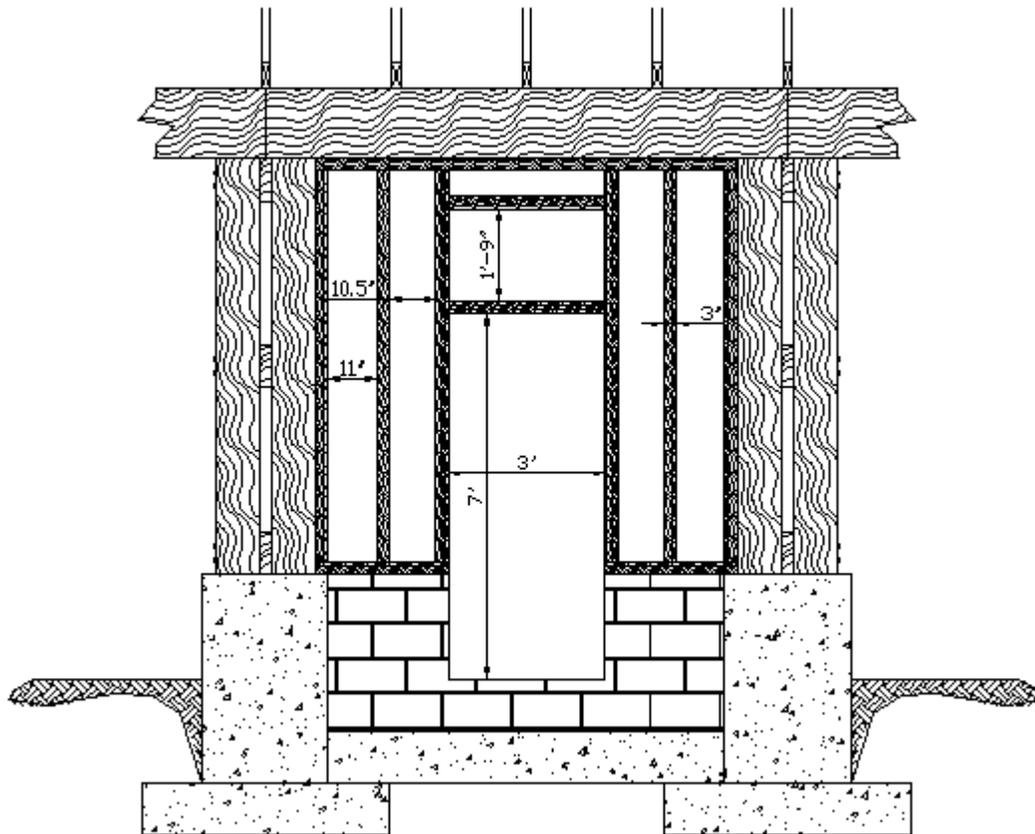


Figura 109. Muro con puerta para sentido Oeste a Este.



Diseño Sísmico

Tabla LXII. **Peso, razón de Poisson, Módulo de elasticidad y modulo de rigidez para los materiales utilizados en el diseño del laboratorio.**

material	Peso (lb./pie3)	razón de Poisson (v)	Módulo de Elasticidad (E) (lb./plg2)	Módulo de rigidez (G) (lb./plg2)
concreto f'c = 210	150	0.15	5177276.231	2250990
cenicero	38.08	¿?	1024077.6	
chichipate	44.95	¿?	1706796	
Chichique	44.95	0.31	1962815.4	749166.2
pino del petén	41.83	¿?	1706796	
Block/unidad (lb.)	25			
tejas (lb./pie2)	7.66			
C. V. (lb./pie2)	16			
Porc. C.V.	0%			

Tabla LXIII. **Carga total permanente del laboratorio.**

Elemento	dimensiones en pies o pies cuadrados			Cantidad	libras
	a	b o # elem.	Long. o Área		Peso
Zapatas Concéntricas	4.92	2.67	0.83	34	55,722.22
Cimiento corrido para muros					
sentido largo	1.00	0.66	8.67	27	23,174.91
sentido corto	1.00	0.66	7.58	11	8,254.62
Levantado de muro de block					
sentido largo					
regulares		35.00	28.89	840	21,000.00
puerta		28.00	22.89	84	2,100.00
sentido corto					
regulares		28.00	22.75	252	6,300.00
puerta		21.00	16.75	42	1,050.00
Levantado de muro de madera					
muro sentido largo					
Parales 3" x 6" x 7' 6"	0.25	0.50	7.50	172	6,745.09
Soleras 3" x 6" x 8' 8"	0.25	0.50	8.67	51	2,312.00
Soleras 3" x 6" x 3' 9"	0.25	0.50	3.75	42	823.53
Soleras 3" x 6" x 3' 1"	0.25	0.50	3.08	6	96.63
Soleras 3" x 6" x 3'	0.25	0.50	3.00	6	94.12
Machimbre de 1" x 6" x 6' (muro sólido)	0.08	24.44	73.33	10	5,112.56

Machimbre de 1" x 6" x 6' (muro ventana)	0.08	21.01	63.02	14	6,150.96
Machimbre de 1" x 6" x 6' (muro puerta)	0.08	19.44	58.33	3	1,219.97
muro sentido corto					
Parales 3" x 6" x 7' 6"	0.25	0.50	7.50	132	5,176.46
Soleras 3" x 6" x 7' 7"	0.25	0.50	7.58	20	792.68
Soleras 3" x 6" x 3'	0.25	0.50	3.00	31	486.27
Soleras 3" x 6" x 2' 6.5"	0.25	0.50	2.54	4	53.12
Machimbre de 1" x 6" x 6' (muro ventana)	0.08	18.72	56.17	9	3,524.39
Machimbre de 1" x 6" x 6' (muro puerta)	0.08	16.56	49.67	2	692.57
COLUMNAS					
Pedestal de concreto	1.33	2.42	4.00	34	65,733.33
Columna de Madera					
Columna de Chichique 10" x 10" x 8'	0.83	0.83	8.00	68	16,981.11
Bloque separador 3" x 10" x 10"	0.25	0.83	0.83	96	749.17
apoyo de viga critica	0.46	0.83	1.17	60	1,201.79
apoyo de viga secundaria	0.17	0.83	1.17	48	349.61
VIGAS					
Viga Critica					
Tablon de 2" x 1' x 10'	0.17	1.00	10.00	96	7,192.00
Viga de 4" x 8" x 10'	0.33	0.67	10.00	48	4,794.67
Viga Secundaria	0.50	1.17	10.00	6	3,146.50
ARMADURAS DE TECHO					
Armadura tipo 1					
Cuerda superior	0.17	0.50	5.52	198	4,094.05
Cuerda inferior	0.17	0.50	5.00	132	2,472.25
Cuerda inferior de apoyo	0.17	0.50	5.00	66	1,236.13
Celosía tipo 1	0.17	0.33	2.30	66	379.08
Celosía tipo 2	0.17	0.33	5.52	66	909.79
Celosía tipo 3	0.17	0.33	4.67	66	769.69
Celosía tipo 4	0.17	0.33	6.84	66	1,127.35
Celosía tipo 5	0.17	0.33	7.00	66	1,153.72
Armadura tipo 2					
Cuerda superior	0.17	0.50	5.52	10	206.77
Cuerda inferior	0.17	0.50	5.00	20	374.58
Cuerda inferior de apoyo	0.17	0.50	5.00	10	187.29
Celosía tipo 1	0.17	0.33	2.30	10	57.44
Celosía tipo 2	0.17	0.33	5.52	10	137.85
Celosía tipo 3	0.17	0.33	4.67	10	116.62
Armadura tipo 2A de 7.5 pies					
Cuerda superior	0.17	0.50	4.14	16	248.12
Cuerda inferior	0.17	0.50	3.75	8	112.38
Cuerda inferior de apoyo	0.17	0.50	3.75	8	112.38
Celosía tipo 1	0.17	0.33	1.75	8	34.96
Celosía tipo 2	0.17	0.33	4.14	8	82.71

Celosía tipo 3	0.17	0.33	3.50	8	69.92
Armadura tipo 2A de 5 pies					
Cuerda superior	0.17	0.50	2.76	16	165.42
Cuerda inferior	0.17	0.50	2.50	8	74.92
Cuerda inferior de apoyo	0.17	0.50	2.50	8	74.92
Celosía tipo 1	0.17	0.33	1.17	8	23.37
Celosía tipo 2	0.17	0.33	2.76	8	55.14
Celosía tipo 3	0.17	0.33	2.33	8	46.55
Armadura tipo 2A de 2.5 pies					
Cuerda superior	0.17	0.50	2.76	8	82.71
Cuerda inferior de apoyo	0.17	0.50	2.50	8	74.92
Celosía tipo 1	0.17	0.33	1.17	8	23.37
Armadura tipo 2A de 14.14 pies					
Cuerda superior	0.17	0.50	7.45	8	223.25
Cuerda inferior	0.17	0.50	7.07	4	105.93
Cuerda inferior de apoyo	0.17	0.50	7.07	4	105.93
Celosía tipo 1	0.17	0.33	2.33	4	23.27
Celosía tipo 2	0.17	0.33	7.45	4	74.42
Celosía tipo 3	0.17	0.33	4.67	4	46.65
Armadura tipo 3					
Cuerda superior	0.17	0.33	6.84	12	204.97
Cuerda inferior	0.17	0.33	5.00	12	149.83
Celosía tipo 1	0.17	0.33	4.67	6	69.97
Armadura tipo 4					
Cuerda superior	0.17	0.33	5.13	12	153.73
Cuerda inferior	0.17	0.33	3.75	12	112.38
Celosía tipo 1	0.17	0.33	3.50	6	52.44
Armadura tipo 5					
Cuerda superior	0.17	0.33	3.42	12	102.49
Cuerda inferior	0.17	0.33	2.50	12	74.92
Celosía tipo 1	0.17	0.33	2.33	6	34.91
Armadura tipo 6					
Cuerda superior	0.17	0.33	1.71	12	51.24
Cuerda inferior	0.17	0.33	1.25	12	37.46
Celosía tipo 1	0.17	0.33	1.17	6	17.53
TECHO					
Machimbre de Cenicero de 1" x 6" x 6'	0.08		3119.70		9,899.85
Contracorreas de 2" x 3" x 6'	0.17	0.25	1.00	1567.48	2,487.07
Plástico protector de machimbre					
Correas de 2" x 3" x 2.5'	0.17	0.25	2.50	1308	5,188.40
TMC					
Tejas			3119.70		23,896.90
Cumbreras					
Accesorio # 1					
Botaguas o accesorio # 2					
RIGIDIZANTES DE MADERA					
Viga Inclinada	0.17	0.33	6.06	24	363.20

Tendales 2" x 4"	0.17	0.33	2.50	96	599.33
TOTAL C Muerta					309,610.70
% C. Viva					0.00
GRAN TOTAL					309,610.70

Corte Basal (lb.)

$$V = Z * I * C * W / R_w \quad (\text{Según UBC})$$

$$Z: 0.4$$

$$I: 1.25$$

$$C = 1.25 * S / (T^{2/3})$$

$$S: 2$$

T: período de la estructura

$$T = C_t \times (h_n)^{3/4}$$

C_t : tipo de arriostramiento

h_n : altura de la estructura en pies sobre el nivel de la base.

$$C_t = 0.02$$

$$h_n = 13 \text{ pies}$$

$$T = 0.02 \times (13)^{3/4} = 0.14$$

$$C = 1.25 \times 2 / (0.14^{2/3})$$

C = 9.27 > 2.75; entonces, C = 2.75

R_w: 8

W: 253,888.48 Lb. (309,610.70 – peso de zapatas)

$$V = 0.4 \times 1.25 \times 2.75 \times 253,888.48 / 8 = 0.17 \times 253,888.48 = 43,161.04 \text{ Lb.}$$

Para hacer el análisis sísmico se asume que éste será absorbido, únicamente, por los pedestales y las columnas de dos miembros de madera, para una distribución de cargas laterales por factores de rigidez.

Tabla LXIV. **Distribución de cargas de sismo por nivel.**

Nivel	h _i	W _i	W _i *h _i	F _i
F1	4	127,612.86	510,451.44	14,488.23
F2	8	126,275.62	1,010,204.96	28,672.81
Sumatorias		253,161.04	1,520,656.40	43,161.04

Distribución de cargas de sismo a pedestales

Inercia de pedestales:

$$I_x = 0.70 \times 9,898.67 \text{ plg}^4 = 6,929.07 \text{ plg}^4$$

$$I_y = 0.70 \times 32,518.67 \text{ plg}^4 = 22,763.07 \text{ plg}^4$$

Factor de rigidez de pedestales

$$K_x = 1 / ((10,000 \times (4 \times 12)^3 / (3 \times 5,177,276.23 \times 6929.07)) + (1.2 \times 10,000 \times 4 \times 12 / (464 \times 2250990)))$$

$$K_x = 92.36$$

$$K_y = 1 / ((10,000 \times (4 \times 12)^3 / (3 \times 5,177,276.23 \times 22763.07)) + (1.2 \times 10,000 \times 4 \times 12 / (464 \times 2250990)))$$

$$K_y = 271.76$$

Tabla LXV. **Distribución de cargas de sismo a pedestales por ejes.**

F1	e
14488.23	18

d	Marco	Km	L	Km x L	d'	Km x d'	Km x d'^2	Ei	Fi'	Fi''	Fm	FM
-180	1	1015.96	0	0	-162	-164585.52	26662854.24	-430.42	4687.37	-605.89	4081.48	4687.37
-60	2	554.16	120	66499.2	-42	-23274.72	977538.24	-3043.71	2556.75	-85.68	2471.07	2556.75
60	3	554.16	240	132998.4	78	43224.48	3371509.44	1638.92	2556.75	159.12	2715.87	2715.87
180	4	1015.96	360	365745.6	198	201160.08	39829695.84	352.17	4687.37	740.53	5427.90	5427.90
		3140.24					66524.32					70841597.76

F1 e
14488.23 60

d	Marco	Km	L	Km x L	d'	Km x d'	Km x d'^2	Ei	Fi'	Fi''	Fm	FM
-600	a	1087.04	0	0	-540	-587001.60	316980864.00	-2856.67	1704.50	-304.30	1400.19	1704.50
-480	b	1087.04	120	130444.8	-420	-456556.80	191753856.00	-3672.86	1704.50	-236.68	1467.82	1704.50
-360	c	1087.04	240	260889.6	-300	-326112.00	97833600.00	-5142.00	1704.50	-169.06	1535.44	1704.50
-240	d	543.52	360	195667.2	-180	-97833.60	17610048.00	-17140.00	852.25	-50.72	801.53	852.25
-120	e	543.52	480	260889.6	-60	-32611.20	1956672.00	-51420.00	852.25	-16.91	835.34	852.25
0	f	543.52	600	326112	60	32611.20	1956672.00	51420.00	852.25	16.91	869.15	869.15
120	g	543.52	720	391334.4	180	97833.60	17610048.00	17140.00	852.25	50.72	902.97	902.97
240	h	543.52	840	456556.8	300	163056.00	48916800.00	10284.00	852.25	84.53	936.78	936.78
360	i	1087.04	960	1043558	420	456556.80	191753856.00	3672.86	1704.50	236.68	1941.18	1941.18
480	j	1087.04	1080	1174003	540	587001.60	316980864.00	2856.67	1704.50	304.30	2008.80	2008.80
600	k	1087.04	1200	1304448	660	717446.40	473514624.00	2337.27	1704.50	371.93	2076.42	2076.42
		9239.84					554390.40					1676867904.00

Distribución de cargas de sismo a columnas de dos miembros

Inercia de columnas:

$$I_x = 1,357.52 \text{ plg}^4$$

$$I_y = 8,408.30 \text{ plg}^4$$

Factor de rigidez de columnas

$$K_x = 1 / ((10,000 \times (8 \times 12)^3 / (3 \times 1,962,815.4 \times 1,357.52)) + (1.2 \times 10,000 \times 8 \times 12 / (464 \times 749,166.20)))$$

$$K_x = 0.89$$

$$K_y = 1 / ((10,000 \times (8 \times 12)^3 / (3 \times 1,962,815.4 \times 8,408.30)) + (1.2 \times 10,000 \times 8 \times 12 / (464 \times 749,166.20)))$$

$$K_y = 5.11$$

Tabla LXVI. **Distribución de cargas de sismo a columnas de 2 miembros por ejes.**

F1	e
26672.81	18

d	Marco	Km	L	Km x L	di	Km x di	Km x di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm	FM
-180	1	9.79	0	0	-162	-1585.98	256928.76	-430.42	9276.50	-1199.07	8077.42	9276.50
-60	2	5.34	120	640.8	-42	-224.28	9419.76	-3043.71	5059.91	-169.57	4890.34	5059.91
60	3	5.34	240	1281.6	78	416.52	32488.56	1638.92	5059.91	314.91	5374.82	5374.82
180	4	9.79	360	3524.4	198	1938.42	383807.16	352.17	9276.50	1465.54	10742.03	10742.03
		30.26				544.68	682644.24					

F1	e
26672.81	60

d	Marco	Km	L	Km x L	di	Km x di	Km x di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm	FM
-600	a	20.44	0	0	-540	-11037.60	5960304.00	-2856.67	3373.27	-602.23	2771.04	3373.27
-480	b	20.44	120	2452.8	-420	-8584.80	3605616.00	-3672.86	3373.27	-468.40	2904.87	3373.27
-360	c	20.44	240	4905.6	-300	-6132.00	1839600.00	-5142.00	3373.27	-334.57	3038.70	3373.27
-240	d	10.22	360	3679.2	-180	-1839.60	331128.00	-17140.00	1686.64	-100.37	1586.26	1686.64
-120	e	10.22	480	4905.6	-60	-613.20	36792.00	-51420.00	1686.64	-33.46	1653.18	1686.64
0	f	10.22	600	6132	60	613.20	36792.00	51420.00	1686.64	33.46	1720.09	1720.09
120	g	10.22	720	7358.4	180	1839.60	331128.00	17140.00	1686.64	100.37	1787.01	1787.01
240	h	10.22	840	8584.8	300	3066.00	919800.00	10284.00	1686.64	167.29	1853.92	1853.92
360	i	20.44	960	19622	420	8584.80	3605616.00	3672.86	3373.27	468.40	3841.67	3841.67
480	j	20.44	1080	22075	540	11037.60	5960304.00	2856.67	3373.27	602.23	3975.50	3975.50
600	k	20.44	1200	24528	660	13490.40	8903664.00	2337.27	3373.27	736.06	4109.33	4109.33
		173.74				10424.40	31530744.00					

Ahora, es necesario verificar si las columnas y pedestales propuestos resisten las cargas laterales provocadas por sismos. Para ello se deben volver a hacer los análisis de correas y armaduras, eliminando las cargas de viento, para después transportarlas a las vigas y luego a las columnas que serán adicionadas a la carga de sismo multiplicada por los factores de seguridad apropiados.

$$\text{Muerta} + \text{Viva} + \text{Sismo} = 0.75 \cdot (1.4 \cdot \text{C. Muerta} + 1.7 \cdot \text{C. Viva} + 1.87 \cdot \text{C. Sismo})$$

$$\text{Muerta} + \text{Sismo} = 0.9 \cdot \text{C. Muerta} + 1.43 \cdot \text{C. Sismo}$$

Para ello, se designaron las columnas más críticas, la del eje "K" para el sentido corto y la del eje "4" para el sentido largo, entonces:

SENTIDO CORTO

Cargas laterales:

$$\text{Combinación 1: } 0.75 \times (13,989.66 + (1.87 \times (4109.33/4))) = 11,933.08$$

Lb.

$$\text{Combinación 2: } 0.9 \times (13,989.66/ 1.56) + (1.43 \times (4109.33/4)) = 9,540.04 \text{ Lb.}$$

Cargas verticales:

$$\text{Combinación 1: } 0.75 \times (7983.48) = 5,987.61 \text{ Lb.}$$

$$\text{Combinación 2: } 0.9 \times (7983.48/ 1.56) = 4,605.85$$

SENTIDO LARGO

Cargas laterales:

$$\text{Combinación 1: } 0.75 \times (0 + (1.87 \times (10,742.03/11))) = 1,369.61 \text{ Lb.}$$

$$\text{Combinación 2: } 1.43 \times (10,742.03/11) = 1,396.47 \text{ Lb.}$$

Cargas verticales:

$$\text{Combinación 1: } 0.75 \times (7983.48) = 5987.61 \text{ Lb.}$$

$$\text{Combinación 2: } 0.9 \times (7983.48/ 1.56) = 4,605.85 \text{ Lb.}$$

DISEÑO DE COLUMNAS

Columnas de dos miembros.

Esfuerzo de pandeo de Euler (sentido y)

$$F_{CE} = (0.3 \times 1962815.40 \text{ Lb/plg}^2) / (8 \text{ pies} \times 12 / 9.5 \text{ plg.})^2$$

$$F_{CE} = 5766.41 \text{ Lb/plg}^2$$

$$F_{CE} / F_C = 5766.41 / 1194.76 = 4.83$$

Factor de Estabilidad (sentido y)

$$C_p = ((1 + 4.83) / (2 \times 0.8)) - \sqrt{((1 + 4.83) / (2 \times 0.8))^2 - (4.83 / 0.8)}$$

$$C_p = 0.95$$

Chequeando concordancia entre las dos limitaciones para el sentido "x"

$$L_3 / d_1 < 40; L_1 / d_1 < 80$$

$$L_3 / d_1 = 4.5$$

$$L_1 / d_1 = 10.10$$

Valor de K_x

$$L / 20 = 4.8$$

$$L / 10 = 9.6$$

Debido a que el primer perno se encuentra a 5.25 pulgadas de la base, el valor de x se sitúa dentro del intervalo limite por lo que $K_x = 3$

Esfuerzo de pandeo de Euler en el sentido "x"

$$F_{CE} = (0.3 \times 3 \times 1962815.40 \text{ Lb/plg}^2) / (8 \text{ pies} \times 12 / 9.5 \text{ plg.})^2$$

$$F_{CE} = 17299.23 \text{ Lb/plg}^2$$

Factor de Estabilidad de la columna en el sentido "x"

$$F_{CE} = 17299.23 / 1194.76 = 14.48$$

$$C_p = ((1 + 14.48) / (2 \times 0.8)) - \sqrt{((1 + 14.48) / (2 \times 0.8))^2 - (14.48 / 0.8)}$$

$$C_p = 0.99$$

Capacidad real de compresión de la columna propuesta

$$P = 1194.76 \text{ Lb/plg}^2 \times 0.95 \times (2 \times 90.25 \text{ plg}^2)$$

$$P = 204,871.47 \text{ Lb.}$$

Esfuerzos de compresión actuante

$$f_c = 5987.61 / 90.25 = 66.34 \text{ Lb/plg}^2$$

Esfuerzo de compresión resistente multiplicado por el valor de C_p

$$F'_c = 1194.76 \times 0.95 = 1135.02 \text{ Lb/plg}^2$$

Esfuerzo flexionante actuante

$$f_b = (11,933.08 \text{ Lb.} \times 8 \times 12) / 781.18 = 1,466.47 \text{ Lb/plg}^2$$

Formula de Interacción

$$I \leq 1$$

$$I = (66.34 / 1135.02)^2 + (1,466.47 / (2446.41 \times (1 - (66.34 / 17299.23))))$$

$$I = 0.61$$

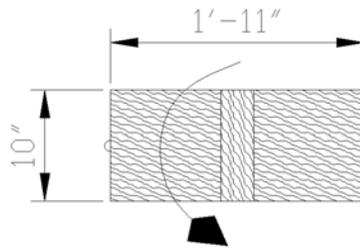
Esfuerzo de corte Horizontal que deben resistir los pernos de amarre de las piezas

$$F_v = 11,933.08 \text{ Lb.} \times (9.5 \text{ plg.} \times 9.5 \text{ plg.}) \times 6.5 / (8983.65 \text{ plg}^4 \times 9.5 \text{ plg.})$$

$$F_v = 82.02 \text{ Lb./plg}^2$$

CHEQUEO EN EL SENTIDO MÁS DÉBIL.

Figura 110. Vista en planta de la columna de dos miembros.



Esfuerzos de compresión actuante

$$f_c = 5987.61 / 90.25 = 66.34 \text{ Lb./plg}^2$$

Esfuerzo de compresión resistente multiplicado por el valor de C_p

$$F'_c = 1194.76 \times 0.95 = 1135.02 \text{ Lb./plg}^2$$

Momento actuante:

$$M = (1,396.47 \text{ lb.}) \times 8 \times 12 = 134,061.12 \text{ lb.-pulg.}$$

Esfuerzo flexionante actuante

$$f_b = 134,061.12 / (142.90 \times 2) = 469.07 \text{ Lb./plg}^2$$

Formula de Interacción

$$I \leq 1$$

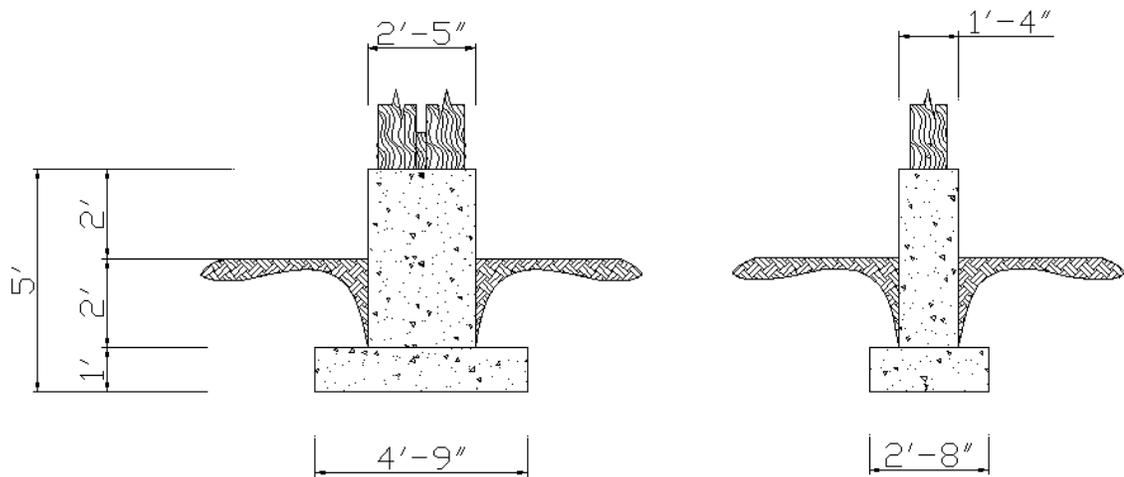
$$I = (66.34 / 1135.02)^2 + (469.07 / (2446.41 \times (1 - (66.34 / 17299.23))))$$

$$I = 0.20$$

Si chequea la resistencia de la columna ante cargas laterales provocadas por sismos.

DISEÑO DE ZAPATA CONCENTRICA Y PEDESTAL.

Figura 111. Elevación de pedestales y zapatas concéntricas.



$f'_c = 3000$ psi.

Peso de la columna de Madera = $2 \times (10/12 \times 10/12 \times 8) \times 44.95 = 500$ lb.

Carga vertical sobre el pedestal mayorada = $5987.61 \text{ Lb.} \cdot + 0.75 \times 1.4 \times 500 = 6.51 \text{ Klb.}$

Momento crítico = $11,933.08 \text{ Lb.} \times 8 \text{ pies} + 11,933.08 \times 4 \text{ pies} + 0.75 \times 1.87 \times 2076.42/4 \text{ Lb.} \times 4 \text{ pies} = 144 \text{ Klb.-pie.}$

Nota: el momento crítico queda menor que el calculado con los factores gravitacionales de seguridad, por lo que solo deberemos de chequear en el sentido más pequeño.

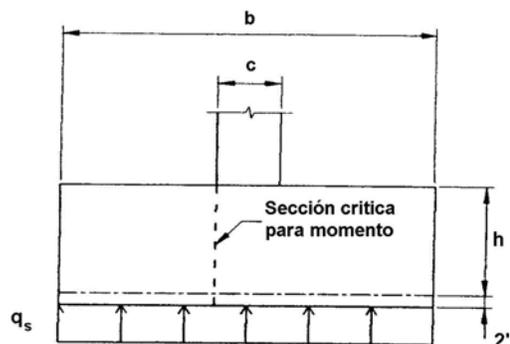
Momento crítico = $1,396.47 \times 8 \text{ pies} + 1,396.47 \times 4 \text{ pies} + 1.43 \times 5427.9/11 \text{ Lb.} \times 4 \text{ pies} = 20 \text{ Klb.-pie.}$

Peso del pedestal = $149.63 \text{ Lb.} / \text{pie}^3 \times 16/12 \text{ pie} \times 29/12 \text{ pie} \times 4 \text{ pies}$

Peso del pedestal = 1928.56 Lb.

Tensión admisible del suelo = $5.52 \text{ Klb.} / \text{pie}^2$

Figura 112. **Nomenclatura de secciones de zapatas concéntricas.**



A continuación se describen los pasos para realizar el diseño de la zapata concéntrica y el pedestal de hormigón simple de acuerdo al capítulo 22 Y el apéndice C del ACI 318-2002.

1. Calcular la carga axial mayorada,

$$P_u = 4,605.85 \text{ Lb.} + 0.90 \times 500 + 0.90 \times 1.92 \text{ Klb.} = 5.06 \text{ Klb.}$$

Para el apéndice C del código se debe utilizar un $\phi = 0.65$.

2. Determinar la dimensión de la zapata respecto al único momento que se aplica, si se desea un espesor de zapata de 12", recordar que 2" serán para recubrimiento por lo que $h = 10$ ".

$$\phi M_n \geq M_u \quad \text{Ec. (22-1)}$$

$$\phi M_n = 5 \times \phi \times S \times \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (22-2)}$$

$$S = b \times h^2 / 6$$

$$(5 \times 0.65 \times b_Y \times (10 \text{ pulg.})^2 \times (\sqrt{3000 \text{ psi}})) / (1000 \times 6) \geq M_u$$

Resolviendo para b_Y :

$$b_Y \geq (20 \text{ Klb-pie} \times 1000 \times 6) / (5 \times 0.65 \times (10 \text{ pulg.})^2 \times (\sqrt{3000 \text{ psi}}))$$

$$b_Y \geq 6.74 \text{ pulgadas; } b = 7 \text{ pulgadas.}$$

Como podemos observar, el cimiento propuesto anteriormente soporta las cargas producidas por sismos.

PERNOS Y ANCLAJES

Anclajes de Correas

Para sostener a las correas se deben estudiar dos cargas que van a ser críticas, las horizontales, según su plano y las de succión, para sujetarlas se recurrirá a tornillos.

Para la especie cenicero.

Carga necesaria para la extracción de clavos = 66.14 lb.

Compresión paralela admisible = 647.16 lb. /plg²

Según las tablas IX y X las cargas máximas horizontales y verticales (succión) son las siguientes:

$$F_y = -68.01 \text{ lb.} \quad F_x = 33.27 \text{ lb.}$$

Debido a que la carga negativa vertical excede a la admisible por extracción de clavos, se recurrió a tornillos ya que para estos es necesario utilizar una mayor carga para su extracción que los clavos y así absorber esas 2 lb. restantes.

Longitud necesaria para soportar la compresión perpendicular a las fibras, si el diámetro del tornillo es de ¼”:

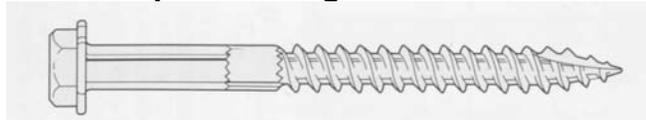
$$F_x / F_{c\theta} = 33.27 / 647.16 = 5.14 \times 10^{-2} \text{ plg}^2$$

$$\text{Longitud de penetración} = 5.14 \times 10^{-2} / \frac{1}{4} = 0.21 \text{ plg.}$$

Los tornillos utilizados para el diseño corresponden a tornillos Simpson Strong-Drive® SDS ¼ X3. Ver anexo 6.

Tornillo ¼ x 6" (corte 193 lb.)

Figura 113. **Tornillo Simpson Strong-Drive® ¼ X3.**

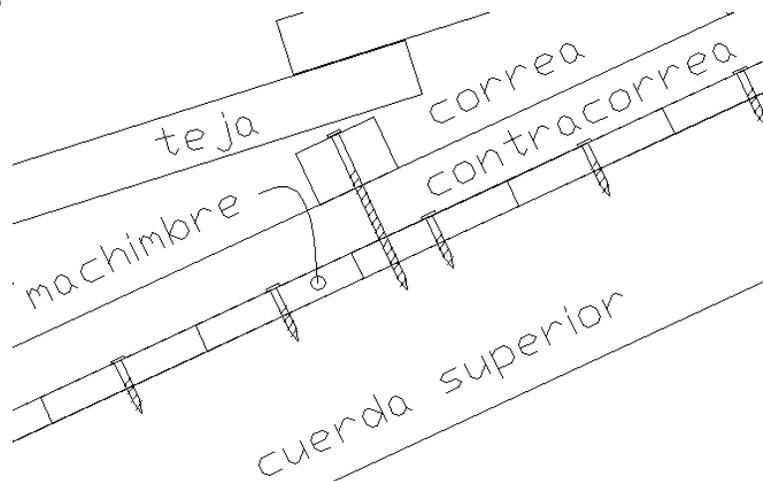


Fuente: **Simpson Strong-Tie connectors. Catálogo de conectores metálicos estructurales.**

Pág. 7.

Dicho tornillo fue escogido para que pueda sostener. Tanto a la correa como a la contracorrea con el machimbre, luego el machimbre será sujetado a la cuerda superior de la armadura con un Tornillo ¼ x 2" en cada uno de sus apoyos y dos cuando sea necesario apoyar el fin de una regla machihembrada con el inicio de otra.

Figura 114. **Descripción de atornillado de correas, contracorreas y machimbre.**



Pernos en Armaduras.

Armadura tipo 1.

Para el elemento de 5.52 pies de longitud y una sección de 6" x 2" se tiene una carga de compresión de 4,480.32 Lb. que debe ser soportada por una cantidad "n" de pernos, debido a que el esfuerzo de compresión paralela a las fibras de la madera es menor que la del acero, no chequearemos corte por parte de los pernos.

Área necesaria para cubrir la carga de compresión por parte de los pernos.

$$A = \text{Carga} / F_C = 4480.32 / 1052.52 = 4.26 \text{ plg}^2$$

El espesor de la madera según S4S es de 1.5", por lo que el ancho del perno deberá,

$$A = \text{espesor} \times \text{ancho}; \text{ despejando "ancho"}$$

$$\text{Ancho} = 4.26 / 1.5 = 2.84$$

Si el ancho lo dividimos dentro del diámetro del perno a utilizar, se determina la cantidad de pernos según su diámetro.

$$\text{Pernos de } \frac{1}{4}": 2.84 / 0.25 = 11.36 = 12 \text{ pernos}$$

Tabla LXVII. Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes según el diámetro del mismo para la armadura tipo 1.

	Longitud	5.52	5.00	2.33	4.67	6.84	7
diámetro	compresión	4480.32	1206.15	22.23	1272.77	1377.01	1932.97
1/4"	0.25	11.35	3.06	0.06	3.22	3.49	4.90
1/2"	0.5	5.68	1.53	0.03	1.61	1.74	2.45
3/4"	0.75	3.78	1.02	0.02	1.07	1.16	1.63
1"	1	2.84	0.76	0.01	0.81	0.87	1.22

Figura 115. Descripción de distribución pernos en el nudo 7 de la armadura tipo 1.

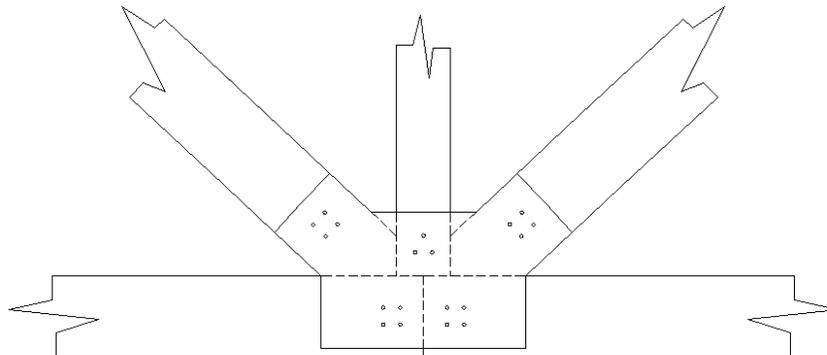


Tabla LXVIII. Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes según, el diámetro del mismo para la armadura tipo 2.

	longitud	5.52	5.00	2.33	4.67
diámetro	compresión	791.27	788.02	22.23	633.87

1/4"	0.25	2	2.00	0.06	1.61
1/2"	0.5	1	1.00	0.03	0.80
3/4"	0.75	0.67	0.67	0.02	0.54
1"	1	0.50	0.50	0.01	0.40

Tabla LXIX. **Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes según el diámetro del mismo para la armadura tipo 3.**

	longitud	4.14	3.75	1.75	3.50
diámetro	compresión	612.09	554.67	16.67	226.48
1/4"	0.25	1.55	1.41	0.04	0.57
1/2"	0.5	0.78	0.70	0.02	0.29
3/4"	0.75	0.52	0.47	0.01	0.19
1"	1	0.39	0.35	0.01	0.14

Tabla LXX. **Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes, según el diámetro del mismo para la armadura tipo 4.**

	longitud	2.76	2.50	1.17	2.33
Diámetro	compresión	356.01	322.45	11.12	221.13
1/4"	0.25	0.90	0.82	0.03	0.56
1/2"	0.5	0.45	0.41	0.01	0.28
3/4"	0.75	0.30	0.27	0.01	0.19
1"	1	0.23	0.20	0.01	0.14

Tabla LXXI. **Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes, según el diámetro del mismo para la armadura tipo 5.**

	longitud	2.76	2.50	1.17
diámetro	compresión	62.62	0.00	100.50
1/4"	0.25	0.16	0.00	0.25
1/2"	0.5	0.08	0.00	0.13
3/4"	0.75	0.05	0.00	0.08
1"	1	0.04	0.00	0.06

Tabla LXXII. **Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes, según el diámetro del mismo para la armadura tipo 6.**

	longitud	7.45	7.07	2.33	4.67
Diámetro	compresión	3410.07	3238.72	1420.49	286.83
1/4"	0.25	8.64	8.21	3.60	0.73
1/2"	0.5	4.32	4.10	1.80	0.36
3/4"	0.75	2.88	2.74	1.20	0.24
1"	1	2.16	2.05	0.90	0.18

Tabla LXXIII. **Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes, según el diámetro del mismo para la armadura tipo 7.**

	longitud	6.84	5.00	4.67
diámetro	compresión	148.85	0.00	276.62
1/4"	0.25	0.38	0.00	0.70
1/2"	0.5	0.19	0.00	0.35
3/4"	0.75	0.13	0.00	0.23
1"	1	0.09	0.00	0.18

Tabla LXXIV. **Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes, según el diámetro del mismo para la armadura tipo 8.**

	longitud	5.13	3.75	3.50
diámetro	compresión	214.39	0.00	377.44
1/4"	0.25	0.54	0.00	0.96
1/2"	0.5	0.27	0.00	0.48
3/4"	0.75	0.18	0.00	0.32
1"	1	0.14	0.00	0.24

Tabla LXXV. **Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes, según el diámetro del mismo para la armadura tipo 9.**

	longitud	3.42	2.50	2.33
diámetro	compresión	159.90	0.00	278.44
1/4"	0.25	0.41	0.00	0.71
1/2"	0.5	0.20	0.00	0.35
3/4"	0.75	0.14	0.00	0.24
1"	1	0.10	0.00	0.18

Tabla LXXVI. **Cantidad de pernos necesaria por longitud de elemento para soportar las cargas actuantes, según el diámetro del mismo para la armadura tipo 10.**

	longitud	1.71	1.17	2.33
diámetro	compresión	85.55	0.00	148.64
1/4"	0.25	0.22	0.00	0.38
1/2"	0.5	0.11	0.00	0.19
3/4"	0.75	0.07	0.00	0.13
1"	1	0.05	0.00	0.09

Anclaje de Armaduras sobre vigas.

Para ello se determinará la carga de succión más alta y la mayor carga lateral sobre los apoyos para cada tipo de armadura, ver de la tabla XIX a la XLVIII, y así podremos determinar la cantidad de tornillos necesarios para que no se desprenda la armadura.

Si se seleccionan los tornillos Simpson Strong-Drive® SDS ¼ X3 para sostener a las armaduras a las vigas y evitar que se desplacen horizontalmente, se realizará el análisis atornillando la platina que une a las secciones de las

armaduras a las vigas utilizando tornillos de 6" de largo, área transversal de 1.5 plg². En las vigas tipo cajón se colocarán para unir a los tablones con las secciones de 4" x 8".

Para la armadura tipo 1.

Carga de Succión:

En los extremos: 689.4 lb. – 699.05 lb. – 399.9 lb. (marginal)

En los apoyos medios: 1115.32 lb. – 4528.75 lb. (marginal)

Carga Lateral:

en los extremos: 2686.72 lb. – 904.41 lb. – 444.9 lb. (marginal) -3327.5 lb. – 3926.55 lb. – 3429.0 lb.

En los apoyos medios: 856.31 lb. – 801.14 lb. (marginal)

Debido a que las armaduras tipo 1 marginales tienen reacciones de succión sobre su base intermedia muy elevadas en comparación con otras del tipo 1 es necesario realizar un diseño por separado de anclaje, aumentando el número de tornillos.

El chichipate tiene una capacidad de 121.5 lb. para la extracción de clavos y un valor de esfuerzo admisible para la compresión perpendicular a las fibras de 782.28 lb. /plg². Además, los os tornillos Simpson Strong-Drive® SDS ¼ X3 de calibre 3, tienen una capacidad de resistir el corte de un valor de 327 lb.

- Para las marginales en las bases del centro:

Número de tornillos para soportar la succión: $4528.75 \text{ lb.} / 121.5 \text{ lb.} = 38$
tornillos

- Para todas las demás en las bases del centro:

número de tornillos para soportar la succión: $1115.32 \text{ lb.} / 121.5 \text{ lb.} = 10$ tornillos

número de tornillos para soportar el desplazamiento horizontal:

$856.31 \text{ lb.} / 327 \text{ lb.} = 3$ tornillos, pero aumentamos a 4 para que haya 2 de cada lado del apoyo de la armadura.

$856.31 \text{ lb.} / 4 = 214.08 \text{ lb.}$

$214.08 \text{ lb.} / 1.5 \text{ plg}^2 = 142.72 \text{ lb.} / \text{plg}^2 < 782.28 \text{ lb.} / \text{plg}^2$; si chequea.

- Para todas las demás en los apoyos extremos:

número de tornillos para soportar la succión: $699.05 \text{ lb.} / 121.25 \text{ lb.} = 6$ tornillos;

número de tornillos para soportar el desplazamiento horizontal:

$3926.55 \text{ lb.} / 327 \text{ lb.} = 12$ tornillos

$3926.55 \text{ lb.} / 12 = 327 \text{ lb.}$

$327 \text{ lb.} / 1.5 \text{ plg}^2 = 218 \text{ lb.} / \text{plg}^2 < 782.28 \text{ lb.} / \text{plg}^2$; si chequea.

Figura 116. **Descripción de distribución tornillos en el nudo 1 de la armadura tipo 1 para evitar el desplazamiento.**

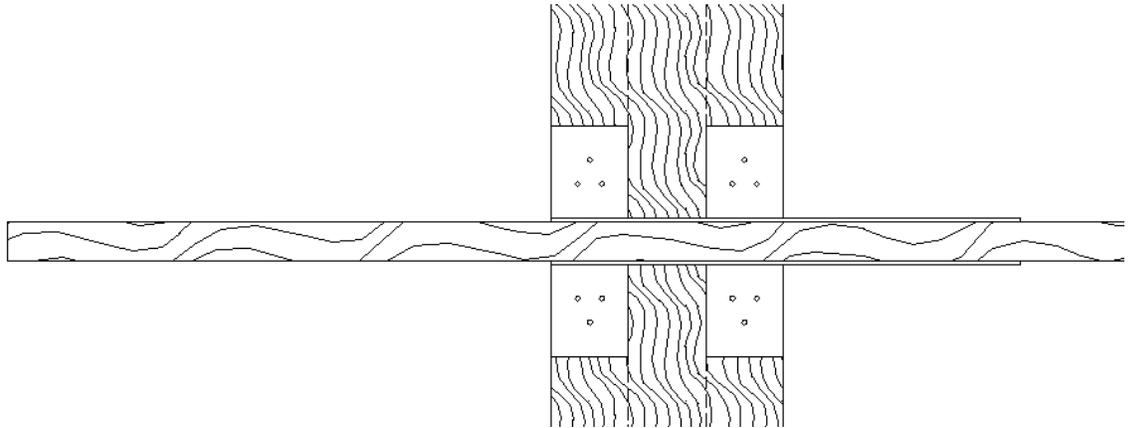


Tabla LXXVII. **Tornillos a utilizar en armadura tipo 2.**

apoyo	Cargas			succión # pernos	horizontal # tornillos	# tornillos a utilizar
	Horizontal	Succión	Presión			
externo	744.71	361.37	581.38	2.98	2.28	4
interno	Horizontal	Succión	Presión	succión # pernos	presión # tornillos	# tornillos a utilizar
	0	956.02	646.63			

Tabla LXXVIII. **Tornillos a utilizar en armadura tipo 3.**

apoyo	Cargas			succión # pernos	horizontal # tornillos	# tornillos a utilizar
	Horizontal	Succión	Presión			
externo	538.5	362	398.34	2.99	1.65	4
interno	Horizontal	Succión	Presión	succión # pernos	presión # tornillos	# tornillos a utilizar
	0	439.05	490.12			

Tabla LXXIX. **Tornillos a utilizar en armadura tipo 4.**

	Cargas			succión # pernos	horizontal # tornillos	# tornillos a utilizar
apoyo	Horizontal	Succión	Presión			
externo	337.76	222.46	284.75	1.83	1.03	2

				succión # pernos	presión # tornillos	# tornillos a utilizar
	Horizontal	Succión	Presión			
interno	0	301	401.32	0.92	1.23	2

Tabla LXXX. **Tornillos a utilizar en armadura tipo 5.**

	Cargas			succión # pernos	horizontal # tornillos	# tornillos a utilizar
apoyo	Horizontal	Succión	Presión			
externo	135.1	105.48	171.11	0.87	0.41	4

				succión # pernos	presión # tornillos	# tornillos a utilizar
	Horizontal	Succión	Presión			
interno	0	124.41	105.46	0.38	0.32	1

Tabla LXXXI. **Tornillos a utilizar en armadura tipo 6.**

	Cargas			succión # pernos	horizontal # tornillos	# tornillos a utilizar
apoyo	Horizontal	Succión	Presión			
externo	608	1103.6	1407.2	9.10	1.86	12

				succión # pernos	presión # tornillos	# tornillos a utilizar
	Horizontal	Succión	Presión			
interno	0	1504.1	1895.5	4.60	5.80	6

A partir de la armadura tipo 7, techos cortos, se utilizaran tornillos de 4.5”.

Tabla LXXXII. **Tornillos a utilizar en armadura tipo 7.**

apoyo	Cargas			succión # pernos	horizontal # tornillos	# tornillos a utilizar	chequeo
	Horizontal	Succión	Long torn.				lb. /plg2
externo	206.42	78.86	4.5	0.65	0.63	1	183.4844

	Horizontal	Succión		succión # pernos	presión # tornillos	# tornillos a utilizar

Tabla LXXXIII. **Tornillos a utilizar en armadura tipo 8.**

apoyo	Cargas			succión # pernos	horizontal # tornillos	# tornillos a utilizar	chequeo
	Horizontal	Succión	Long torn.				lb. /plg2
externo	323.22	203.25	4.5	1.68	0.99	2	143.65

	Horizontal	Succión		succión # pernos	presión # tornillos	# tornillos a utilizar

Tabla LXXXIV. **Tornillos a utilizar en armadura tipo 9.**

apoyo	Cargas			succión # pernos	horizontal # tornillos	# tornillos a utilizar	chequeo
	Horizontal	Succión	Long torn.				lb. /plg2
externo	253.07	187.85	4.5	1.55	0.77	2	112.48

				succión # pernos	presión # tornillos	# tornillos a utilizar
	Horizontal	Succión				
interno	0	28.57		0.09	0.00	2

Tabla LXXXV. **Tornillos a utilizar en armadura tipo 10.**

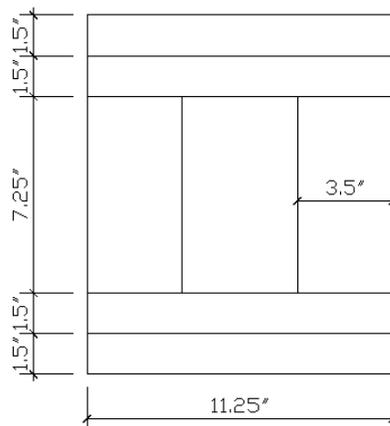
	Cargas			succión # pernos	horizontal # tornillos	# tornillos a utilizar	chequeo
apoyo	Horizontal	Succión	Long torn.				lb. /plg2
externo	128.71	82.15	4.5	0.68	0.39	1	114.41

				succión # pernos	presión # tornillos	# tornillos a utilizar
	Horizontal	Succión				
interno	0	16.68		0.05	0.00	1

Armado de vigas tipo cajón

Para el diseño de anclajes de las vigas tipo cajón se debe de calcular el flujo cortante para la sección más crítica de la misma, es decir, la que se encuentra entre los tablonos que conforman la viga.

Figura 117. Dimensiones de la viga tipo cajón según S4S.



Ya que se necesitarán asegurar los tablones con las piezas de 4" x 8" el diseño de los tornillos, tomar en cuenta que haya uno anclando a cada lado de las mismas, en total 2 arriba y 2 abajo soportando el flujo cortante entre los tablones.

Según la figura 80 el corte máximo es de 3,029.14 lb., y según la tabla LVIII la inercia para dicha sección es 2091.97 plg⁴ y como sabemos el flujo de corte se denota con la siguiente fórmula:

$$q = V \times Q / I$$

$$Q = 1.5 \text{ pulg.} \times 11.25 \text{ pulg.} \times ((7.25/2) + 1.5 + (1.5/2)) \text{ pulg.} = 99.14 \text{ plg}^3$$

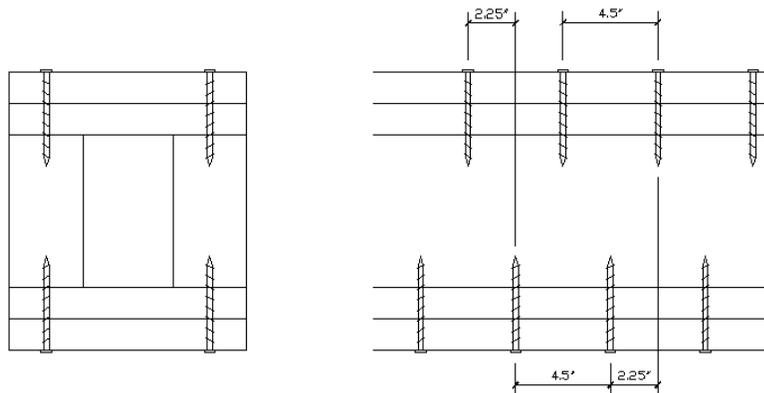
$$q = (3029.14 \times 99.14) / 2091.97 = 143.55 \text{ lb. /plg.}$$

Ahora se divide la resistencia al corte de los tornillos dentro del flujo de corte para determinar la separación de los tornillos, recuerde que la resistencia de dichos tornillos es de 327 lb., pero como se colocaran 2 por lado tendrán una resistencia de 654 lb.

Espaciamiento = $(654 \text{ lb.}) / (143.55 \text{ lb. /plg.}) = 4.55 \text{ plg.}$

Para mayor facilidad, se dejará los tornillos a una separación de 4.5 pulgadas.

Figura 118. **Colocación de tornillos en viga tipo cajón.**



Los tornillos tendrán una longitud de 4.5" y se verán interrumpidos cuando estos se encuentren con los tornillos de sujeción de las armaduras, pero solamente en la parte superior.

Anclaje de vigas a columnas.

- **Anclaje de vigas tipo cajón.**

Para ello, se extenderá el largo de las columnas con la intención de restringir el movimiento horizontal de la viga, dicho elemento se diseñara a flexión. El elemento tendrá un corte al centro de 2" para que el elemento en voladizo de la armadura pueda recostarse en la viga.

La carga horizontal máxima que debe soportar es de 13,989.66 lb., si se sabe que el peralte de la viga cajón según sus dimensiones S4S es de 13.25", pero debido a que el segmento de la columna parte en voladizo de la misma utilizaremos un factor de longitud = 2.

El módulo de la sección se calcula multiplicando por dos uno de los segmentos que fueron divididos y que sobresalen de la columna

$$S = 2 \times (3.75 \times 5.125^2) / 6 = 32.83 \text{ plg}^3$$

El momento admisible se calcula multiplicando el esfuerzo admisible a flexión por la longitud del elemento multiplicado por el factor de longitud.

$$M_a = 2446.41 \text{ lb. / plg}^2 \times 32.83 \text{ plg}^3.$$

$$M_a = 80,315.64 \text{ lb. - plg.}$$

El momento actuante será:

$$M = F \times 2 \times 13.25$$

$$M = 26.50 F$$

La fuerza admisible la determinamos igualando los dos resultados anteriores

$$F = 80,315.64 / 26.50$$

$$F = 3030.78 \text{ Lb.}$$

Ahora, se probará a colocar una placa de acero de 0.5 pulg. (A36) para poder ver si soporta la flexión. Para ello, se recurrirá a la relación modular entre los dos materiales, pero antes determinamos el módulo de la placa de acero:

$$S = 2 \times (3.75 \times 0.5^2) / 6 = 0.31 \text{ plg}^3$$

$$f_s = f_m \times (E_s/E_m) = 3030.78 \times (29 / 1.96) = 44,843.16 \text{ lb. /pulg}^2$$

$$M = 26.50 F_s = f_s \times S_s = 44,843.16 \times 0.31$$

$$F_s = 524.58 \text{ lb.}$$

Si sumamos las dos cantidades la carga horizontal que es posible resistir es de 3555.36 lb., por lo que necesitaremos colocar varios pernos en los tabloncillos inferiores para arriostrarlo con el bloque separador de las columnas y así absorber la carga lateral.

Para ello comprobaremos cuantos pernos de 1.25" necesitamos para soportar la compresión en los tabloncillos de chichipate.

$$\text{Área transversal} = (13989.66 \text{ lb.} - 3555.36) / 782.28 \text{ lb. /plg}^2$$

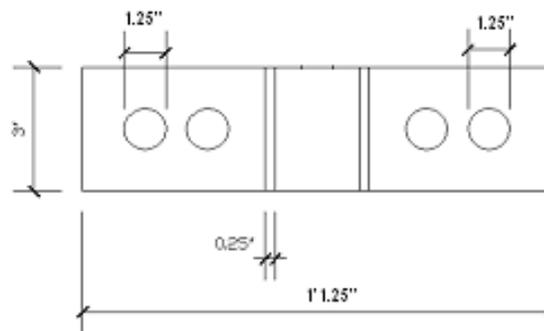
$$\text{Área transversal} = 13.34 \text{ plg}^2$$

Si utilizaremos pernos de 1.25" y la profundidad de los tablonces según el S4S es de 3" (1.5" + 1.5") entonces,

$$\text{Área por perno} = 1.25 \text{ pulg.} \times 3 \text{ pulg.} = 3.75 \text{ plg}^2$$

$$\text{Número de pernos} = 13.34 / 3.75 = 3.56 = 4 \text{ pernos de 1.25" de diámetro.}$$

Figura 119. **Detalle de pernos en bloque separador para columnas que cargan vigas tipo cajón.**



Para soportar las cargas de succión, en este caso, las mas críticas se presentan cuando se da la combinación de cargas gravitacionales + viento de oeste a este, en la figura 73 se identifica la viga crítica. Siendo,

Reacción sobre la columna: -2788.3 lb.

Para soportar dicha carga se utilizarán tornillos SDS ¼" x 3", con una carga de corte admisible de 327 lb.

Número de tornillos = $2788.3 / 327 = 8.53 = 9$ tornillos.

Aumentamos a 12 tornillos, 3 en cada cara de la viga, ahora comprobamos si resiste la madera a compresión perpendicular a la fibra,

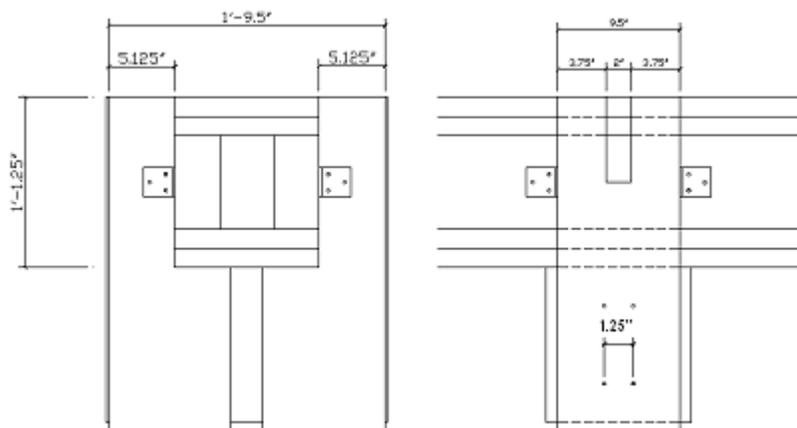
Área por tornillo = $\frac{1}{4}" \times 3" = 0.75 \text{ plg}^2$

Carga admisible para la madera por tornillo = $(782.28 \text{ lb. /plg}^2) \times 0.75 \text{ plg}^2$

Carga admisible para la madera por tornillo = 586.71 lb.

Carga total admisible = $586.71 \times 12 = 7040.52 \text{ lb.}$

Figura 120. **Ensamble de viga tipo cajón con columna doble.**



- **Anclajes de viga sólida sencilla**

Al igual que la anterior se extenderá el largo de las columnas con la intención de restringir el movimiento horizontal de la viga, dicho elemento se diseñara a flexión. El elemento tendrá un corte al centro de 2" para que el elemento en voladizo de la armadura pueda recostarse en la viga.

La carga horizontal máxima que debe soportar es de 4,291.72 lb., si se sabe que el peralte de la viga cajón según sus dimensiones S4S es de 13.25", pero debido a que el segmento de la columna parte en voladizo de la misma, se utilizará un factor de longitud = 2.

El módulo de la sección la calculamos multiplicando por dos uno de los segmentos que fueron divididos y que sobresalen de la columna

$$S = 2 \times (9.5 \times 2^2) / 6 = 12.67 \text{ plg}^3$$

El momento admisible se calcula multiplicando el esfuerzo admisible a flexión por la longitud del elemento multiplicado por el factor de longitud.

$$M_a = 2446.41 \text{ lb. / plg}^2 \times 12.67 \text{ plg.}$$

$$M_a = 30,996.01 \text{ lb. - plg.}$$

El momento actuante será:

$$M = F \times 2 \times 13.25$$

$$M = 26.50 F$$

La fuerza admisible la determinamos igualando los dos resultados anteriores

$$F = 30,996.01 / 26.50$$

$$F = 1,169.66 \text{ Lb.}$$

Ahora se probará colocar una placa de acero (A36) para verificar si soporta la flexión. Para ello, se recurrirá a la relación modular entre los dos materiales, pero antes, se determinará el módulo de la placa de acero:

$$S = 2 \times (9.5 \times 1^2) / 6 = 3.17 \text{ plg}^3$$

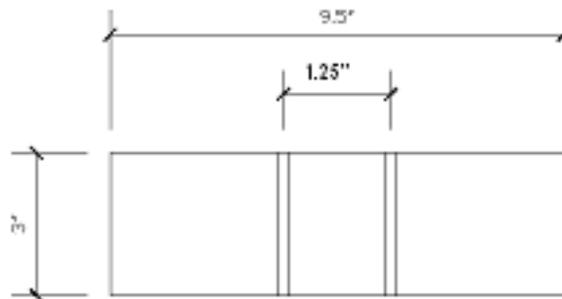
$$f_s = f_m \times (E_s/E_m) = 2446.41 \times (29 / 1.96) = 36,196.9 \text{ lb. /pulg}^2$$

$$M = 26.50 F_s = f_s \times S_s = 36,196.9 \times 3.17$$

$$F_s = 4330 \text{ lb.}$$

Si se suman las dos cantidades la carga horizontal que es posible resistir es de 5499.62 lb.

Figura 121. **Detalle de pernos en bloque separador para columnas que cargan vigas sólidas.**



Para soportar las cargas de succión, en este caso, las mas críticas, se presentan cuando se da la combinación de cargas gravitacionales + viento de oeste a este, en la figura 76 se identifica la viga critica. Siendo,

Reacción sobre la columna: -1541.03 lb.

Para soportar dicha carga se utilizarán tornillos SDS $\frac{1}{4}$ " x 4.5", con una carga de corte admisible de 327 lb.

Número de tornillos = $1541.03 / 327 = 4.71 = 5$ tornillos.

Aumentamos a 8 tornillos, 2 en cada cara de la viga, ahora comprobamos si resiste la madera a compresión perpendicular a la fibra, a los 3" de longitud le restamos el espesor de la placa (1") + 2" de Chichique.

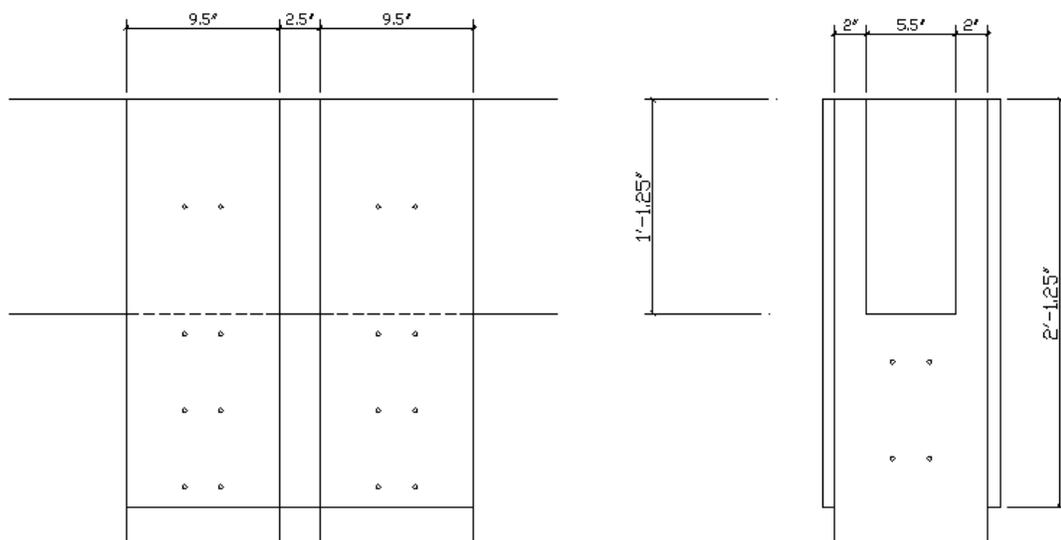
Área por tornillo = $\frac{1}{4}$ " x 1.5" = 0.38 plg²

Carga admisible para la madera por tornillo = $(782.28 \text{ lb. /plg}^2) \times 0.38 \text{ plg}^2$

Carga admisible para la madera por tornillo = 293.36 lb.

Carga total admisible = $293.36 \times 8 = 2346.84$ lb.

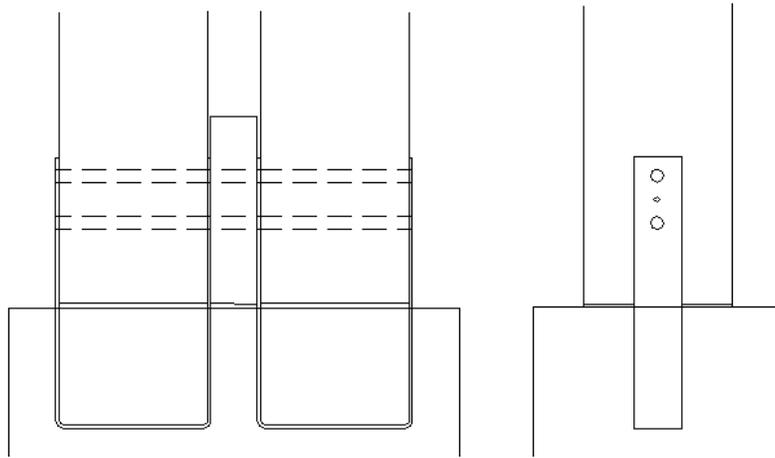
Figura 122. **Ensamble de viga sólida con columna doble.**



Anclajes de columnas.

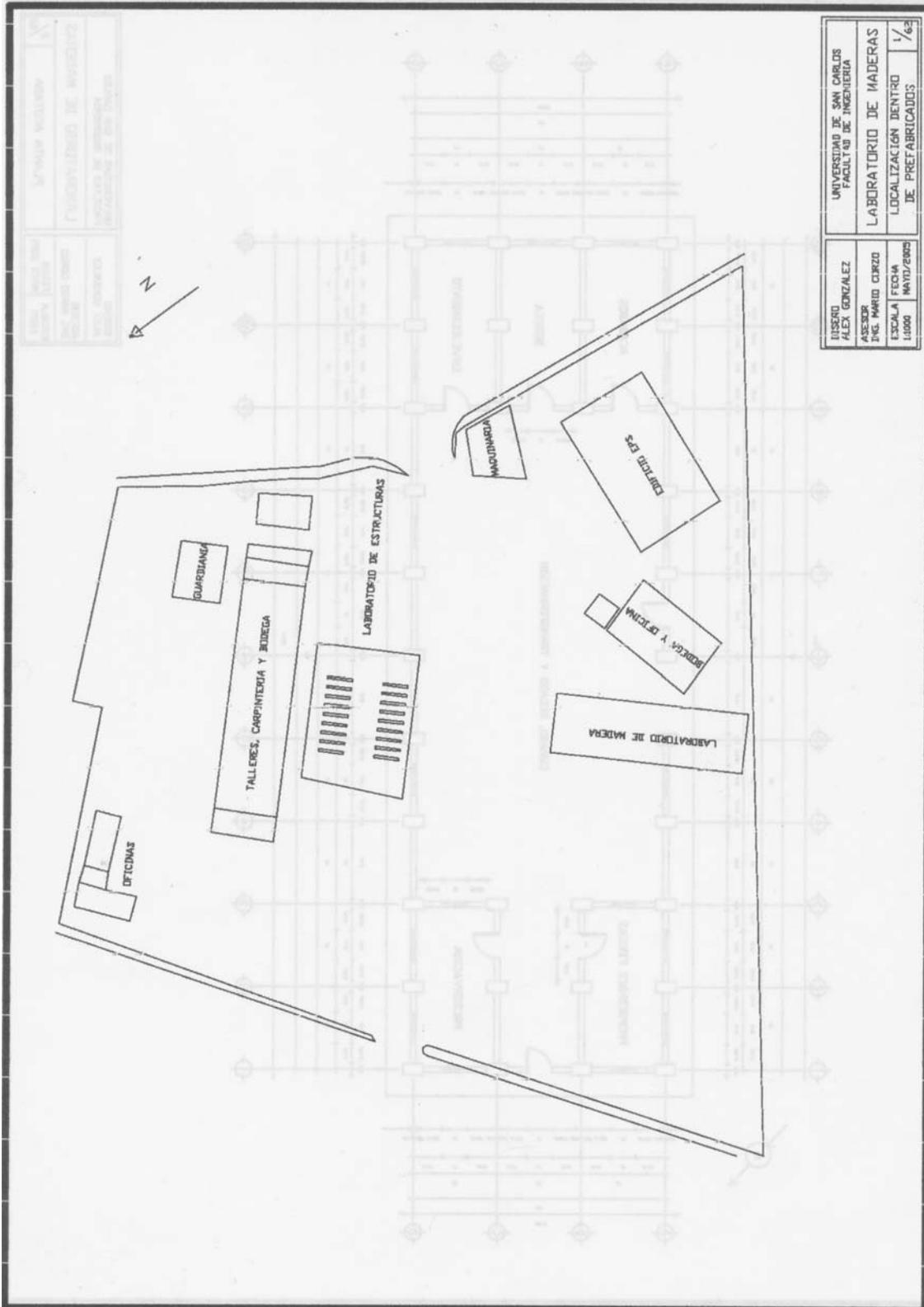
Para ello, se utilizaran anclajes de la Simpson, la bases para columnas CB1010. Ya que en el diseño se contemplaron columnas dobles, se colocaran una junto a la otra base. Ver anexo 7.

Figura 123. **Anclaje de columna doble con anclajes Simpson CB1010.**



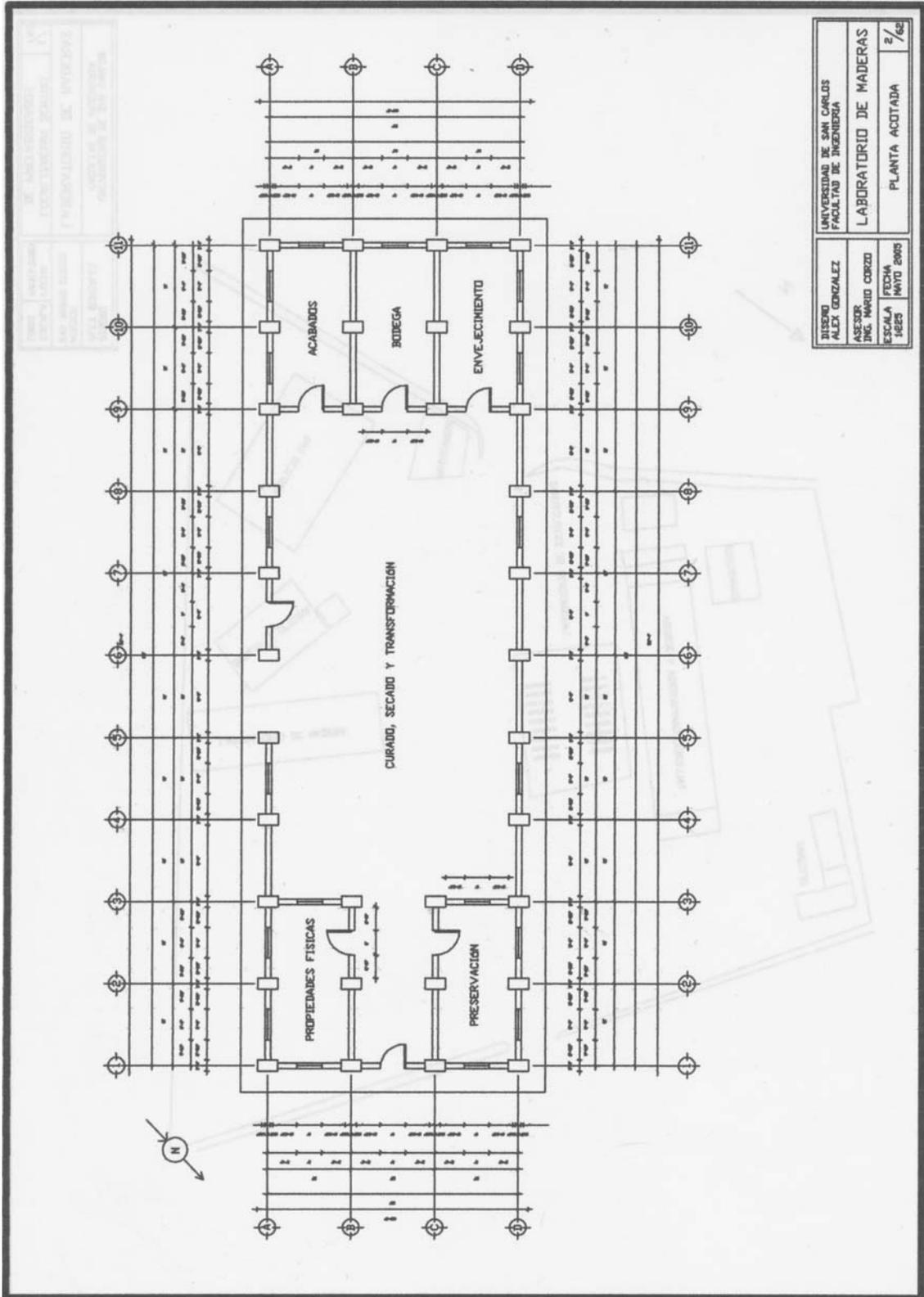
5.4 Planos

Solamente el plano no. 1 utiliza una escala cm:cm, mientras los demás plg:plg.



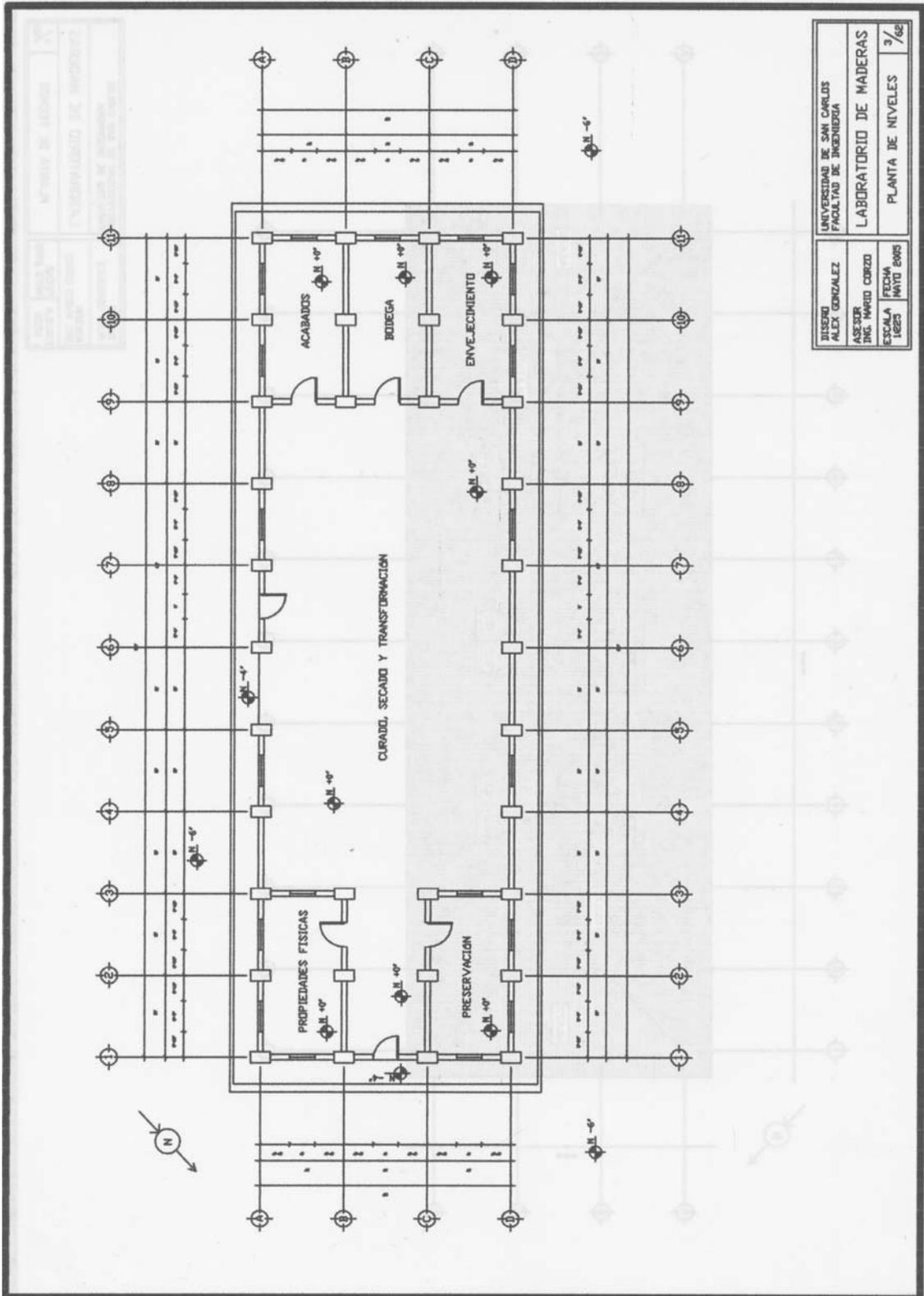
FECHA: 2002	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
PROYECTO: LABORATORIO DE MADERA	FACULTAD DE INGENIERIA
PROYECTANTE: ALEX GONZALEZ	LOCALIZACION DENTRO DE PREFABRICADOS
ESCALA: 1:1000	FECHA: MAYO/2002

PROYECTANTE: ALEX GONZALEZ	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
ASESOR: ING. MARIO CIRZO	FACULTAD DE INGENIERIA
ESCALA: 1:1000	LOCALIZACION DENTRO DE PREFABRICADOS
FECHA: MAYO/2002	FECHA: MAYO/2002

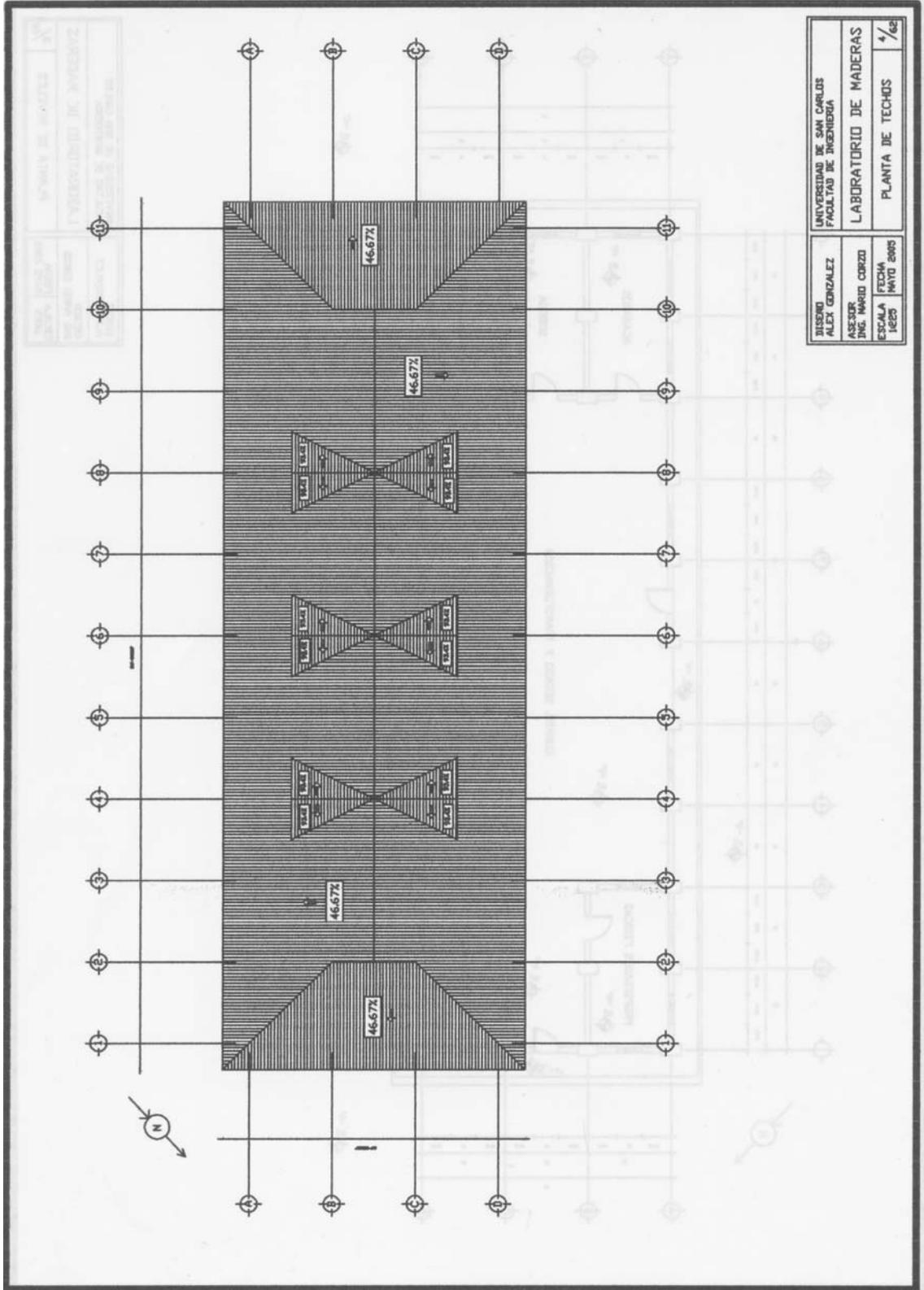


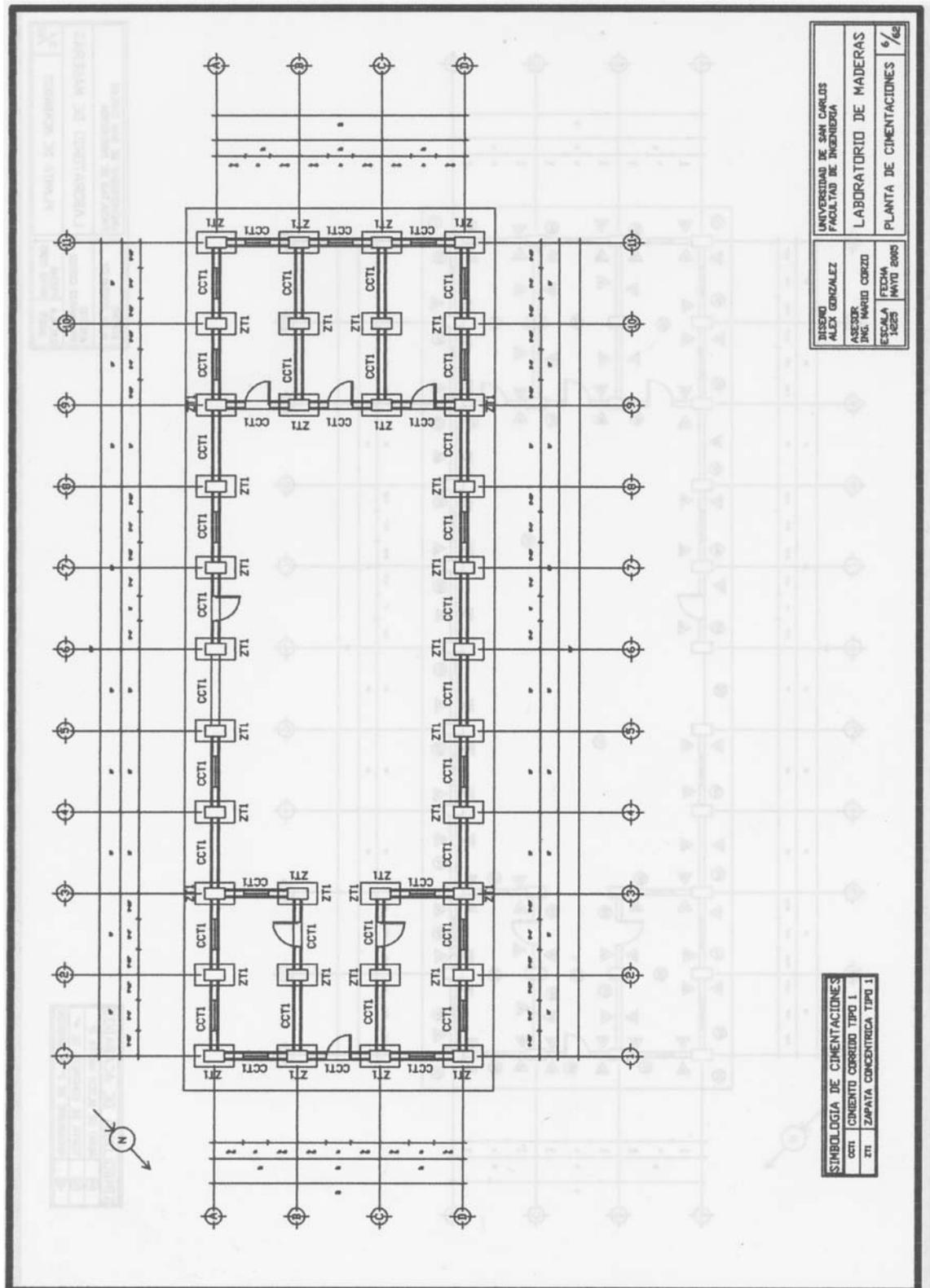
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
 FACULTAD DE INGENIERIA
 LABORATORIO DE MADERAS
 PLANTA ACOTADA

DISEÑO ALEX GONZALEZ	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR ING. MARCO CORZO	LABORATORIO DE MADERAS
ESCALA 1:200	PLANTA ACOTADA
FECHA MAYO 2005	2 / 62



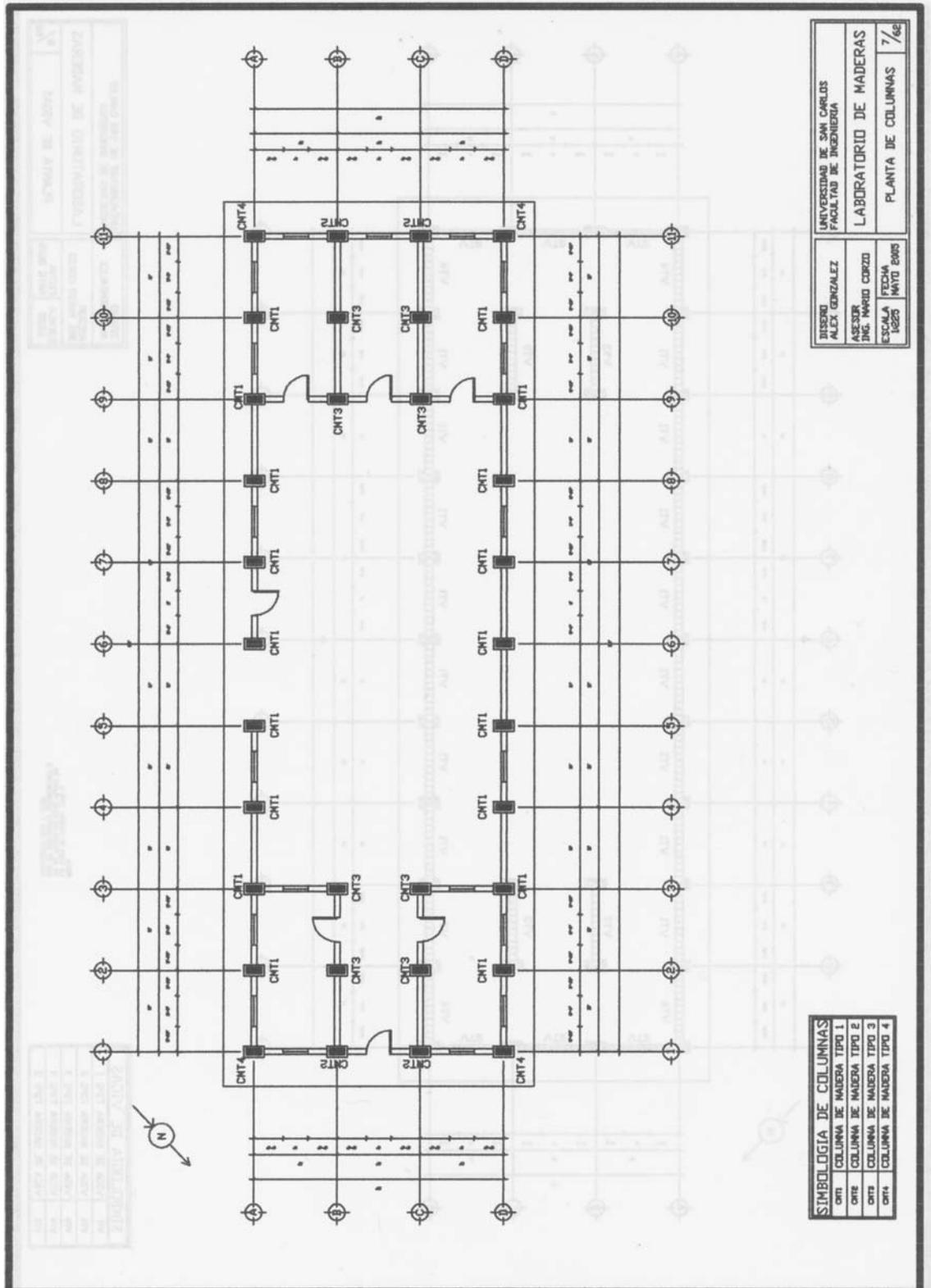
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA		LABORATORIO DE MADERAS	
DISEÑO ALEX GONZALEZ		PLANTA DE NIVELES	
ASISTENTE ING. MARCO CORZO		3/62	
ESCALA 1:50		FECHA MAYO 2005	

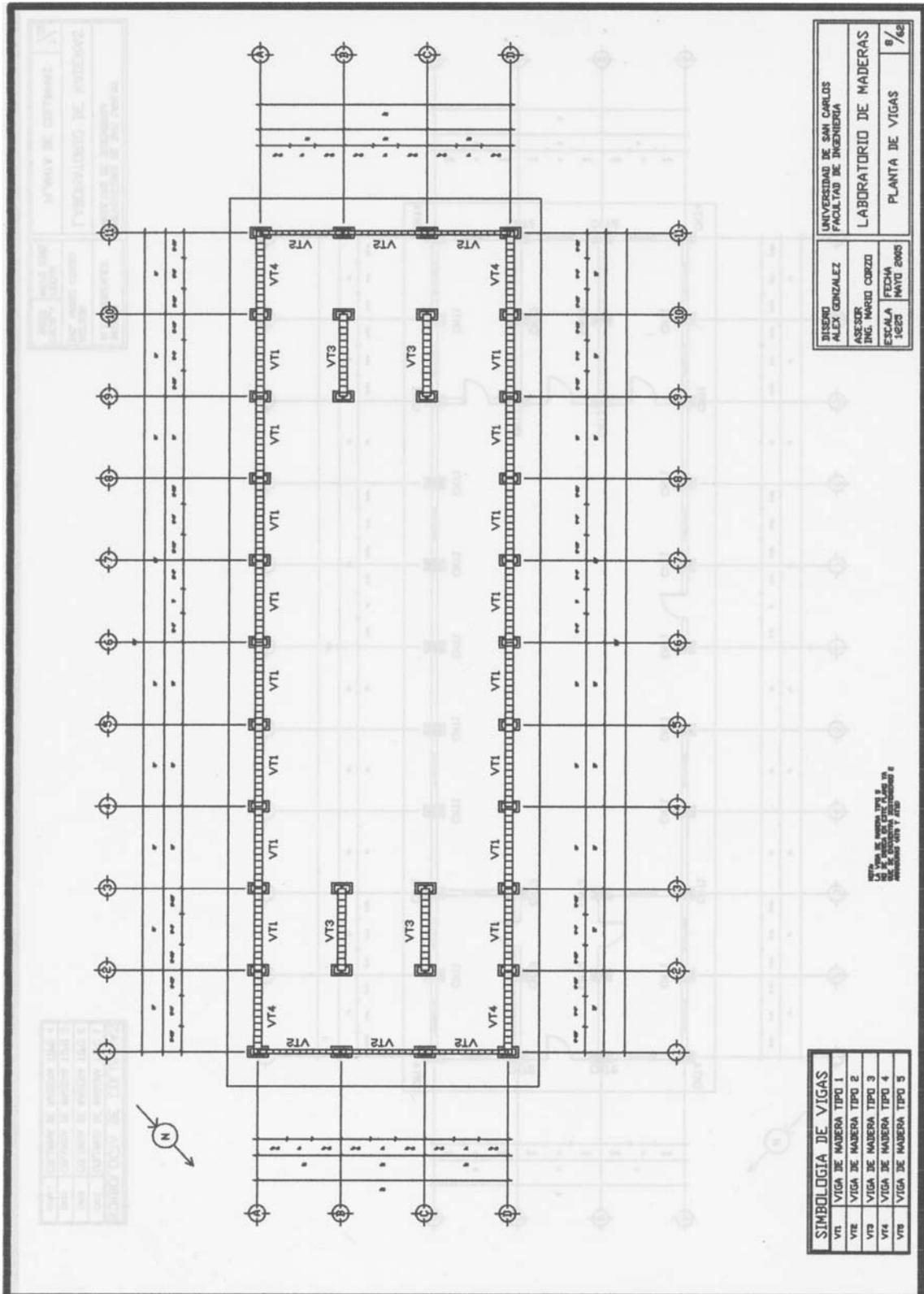




DISEÑO ALEX GONZALEZ	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA	LABORATORIO DE MADERAS	6/68
ASESOR ING. NARIB CORZO	ESCALA 1:625	FECHA MAYO 2005	

SIMBOLOGIA DE CIMENTACIONES	
CCTI	CIMENTO CORRIDO TIPO 1
ZTI	ZAPATA CONCENTRICA TIPO 1



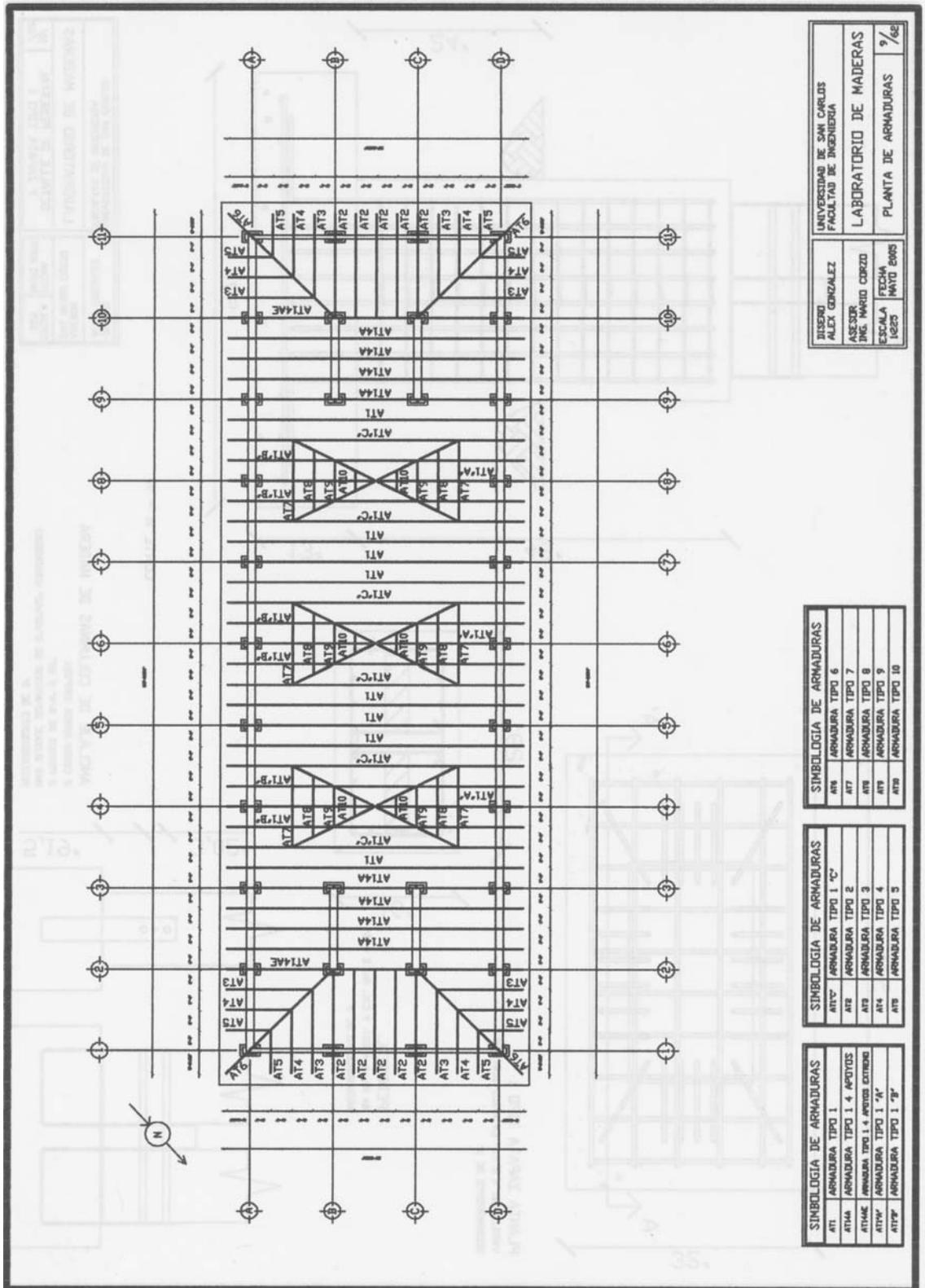


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
 FACULTAD DE INGENIERIA
 LABORATORIO DE MADERAS

PROYECTO: PLANTA DE VIGAS
 ESCALA: 1/60
 FECHA: MARZO 2005

SIMBOLOGIA DE VIGAS	
VT1	VIGA DE MADERA TIPO 1
VT2	VIGA DE MADERA TIPO 2
VT3	VIGA DE MADERA TIPO 3
VT4	VIGA DE MADERA TIPO 4
VT5	VIGA DE MADERA TIPO 5

NOTA: SE UTILIZAN LAS VIGAS DE MADERA TIPO 1 Y 2.

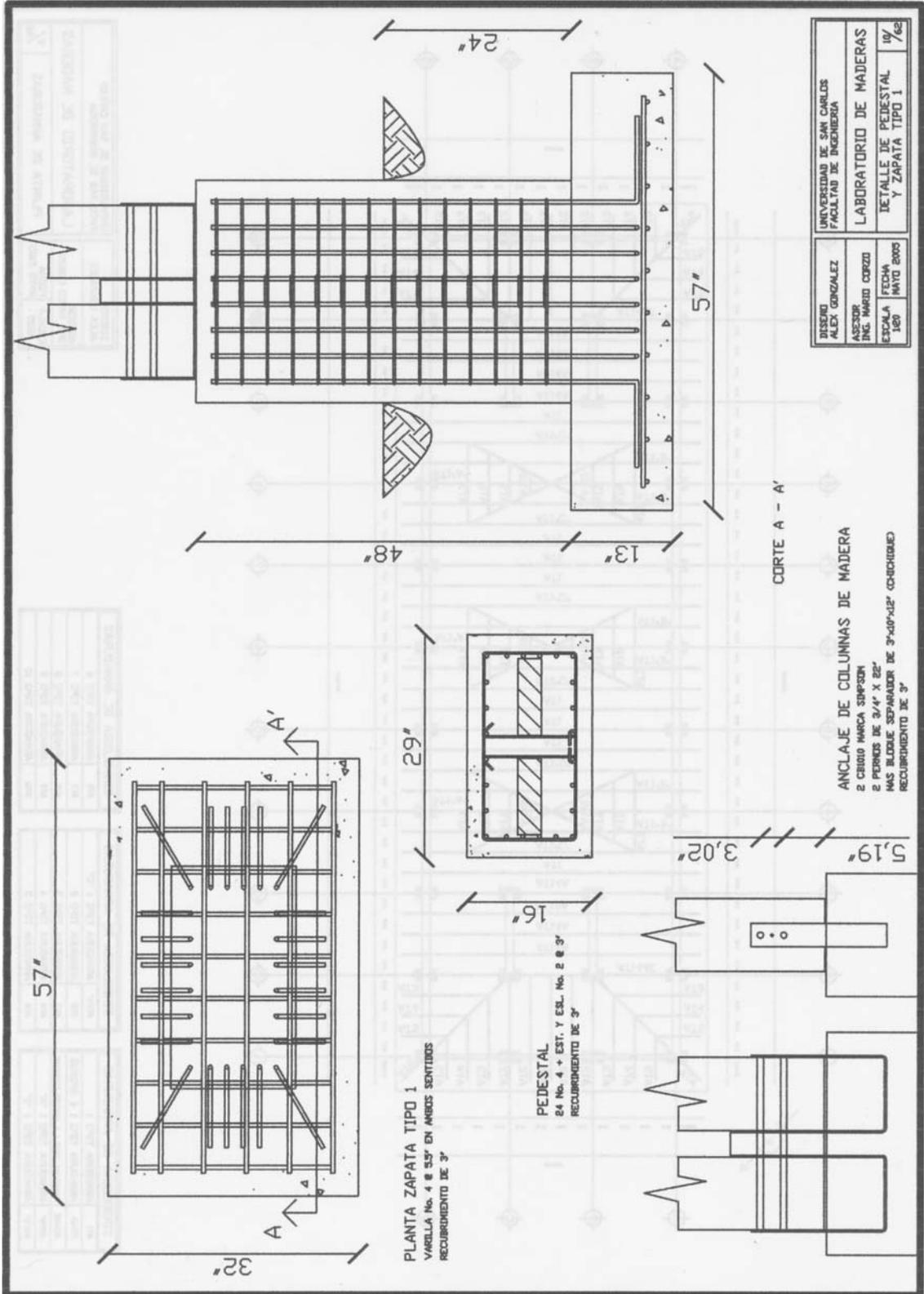


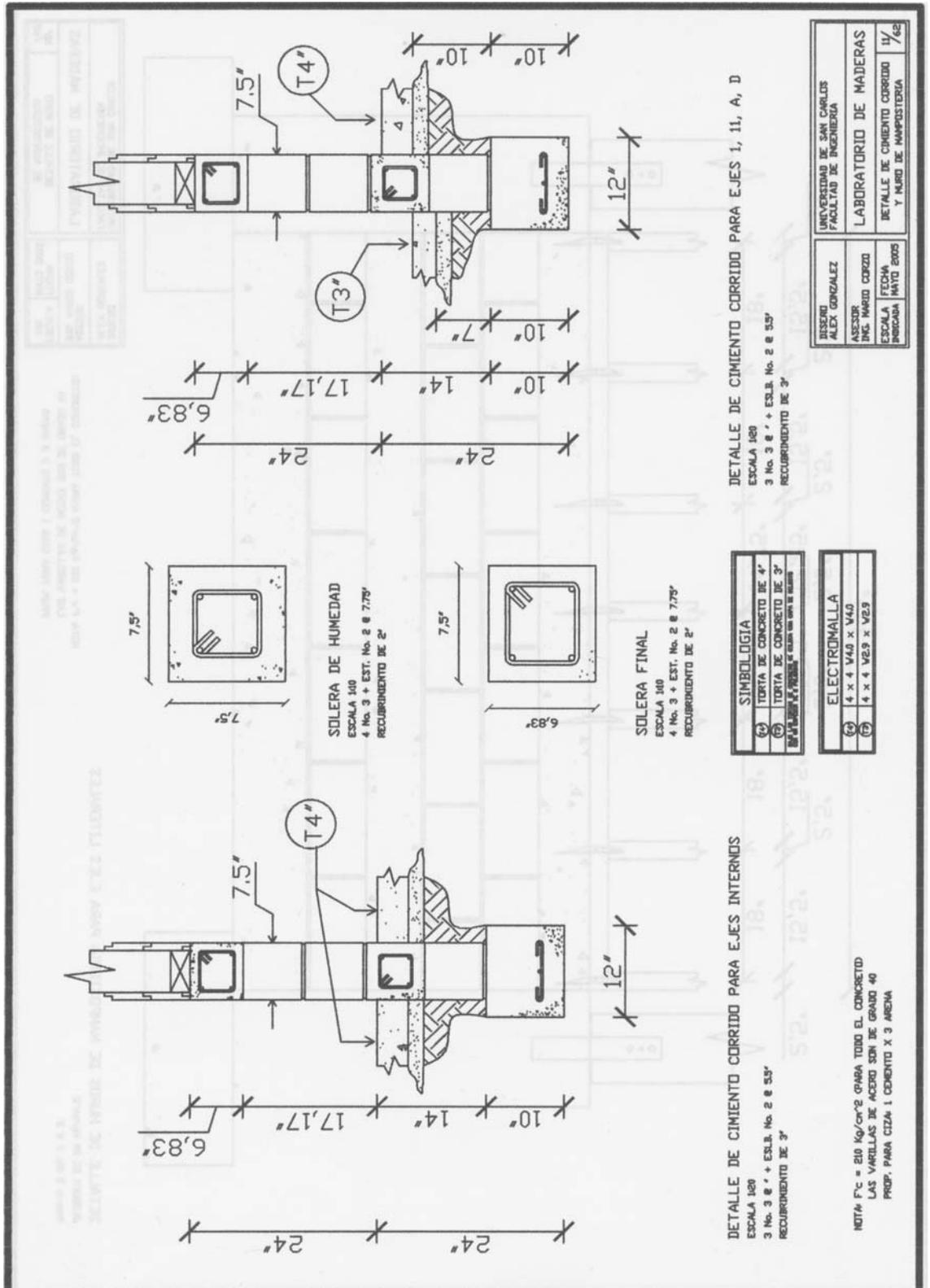
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA	
ALUMNO ALEX GONZALEZ	LABORATORIO DE MADERAS
ASESOR ING. MIRO CORZO	PLANTA DE ARMADURAS
FECHA 14/02/2005	9/68

SIMBOLOGIA DE ARMADURAS	
AT6	ARMADURA TIPO 6
AT7	ARMADURA TIPO 7
AT8	ARMADURA TIPO 8
AT9	ARMADURA TIPO 9
AT10	ARMADURA TIPO 10

SIMBOLOGIA DE ARMADURAS	
AT11	ARMADURA TIPO 11
AT12	ARMADURA TIPO 12
AT13	ARMADURA TIPO 13
AT14	ARMADURA TIPO 14
AT15	ARMADURA TIPO 15

SIMBOLOGIA DE ARMADURAS	
AT16	ARMADURA TIPO 16
AT17	ARMADURA TIPO 17
AT18	ARMADURA TIPO 18
AT19	ARMADURA TIPO 19
AT20	ARMADURA TIPO 20





DETALLE DE CIMENTO CORRIDO PARA EJES INTERNOS

ESCALA 1/20
3 No. 3 @ 4" + ES.L.B. No. 2 @ 53"
RECURRIMIENTO DE 3"

DETALLE DE CIMENTO CORRIDO PARA EJES 1, 11, A, D

ESCALA 1/20
3 No. 3 @ 4" + ES.L.B. No. 2 @ 53"
RECURRIMIENTO DE 3"

SOLERA DE HUNEDAD
ESCALA 1/40
4 No. 3 + EST. No. 2 @ 7.75"
RECURRIMIENTO DE 2"

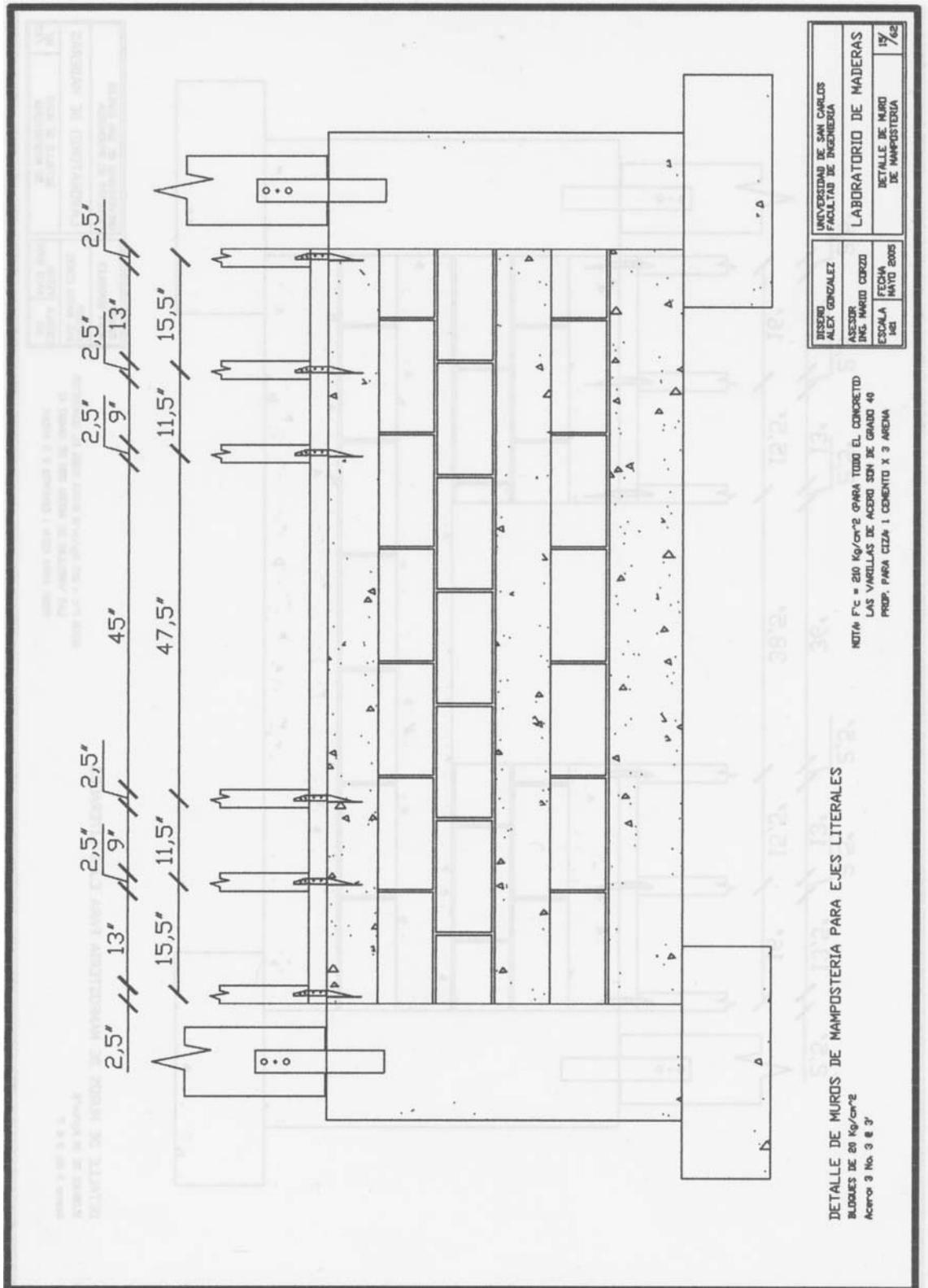
SOLERA FINAL
ESCALA 1/40
4 No. 3 + EST. No. 2 @ 7.75"
RECURRIMIENTO DE 2"

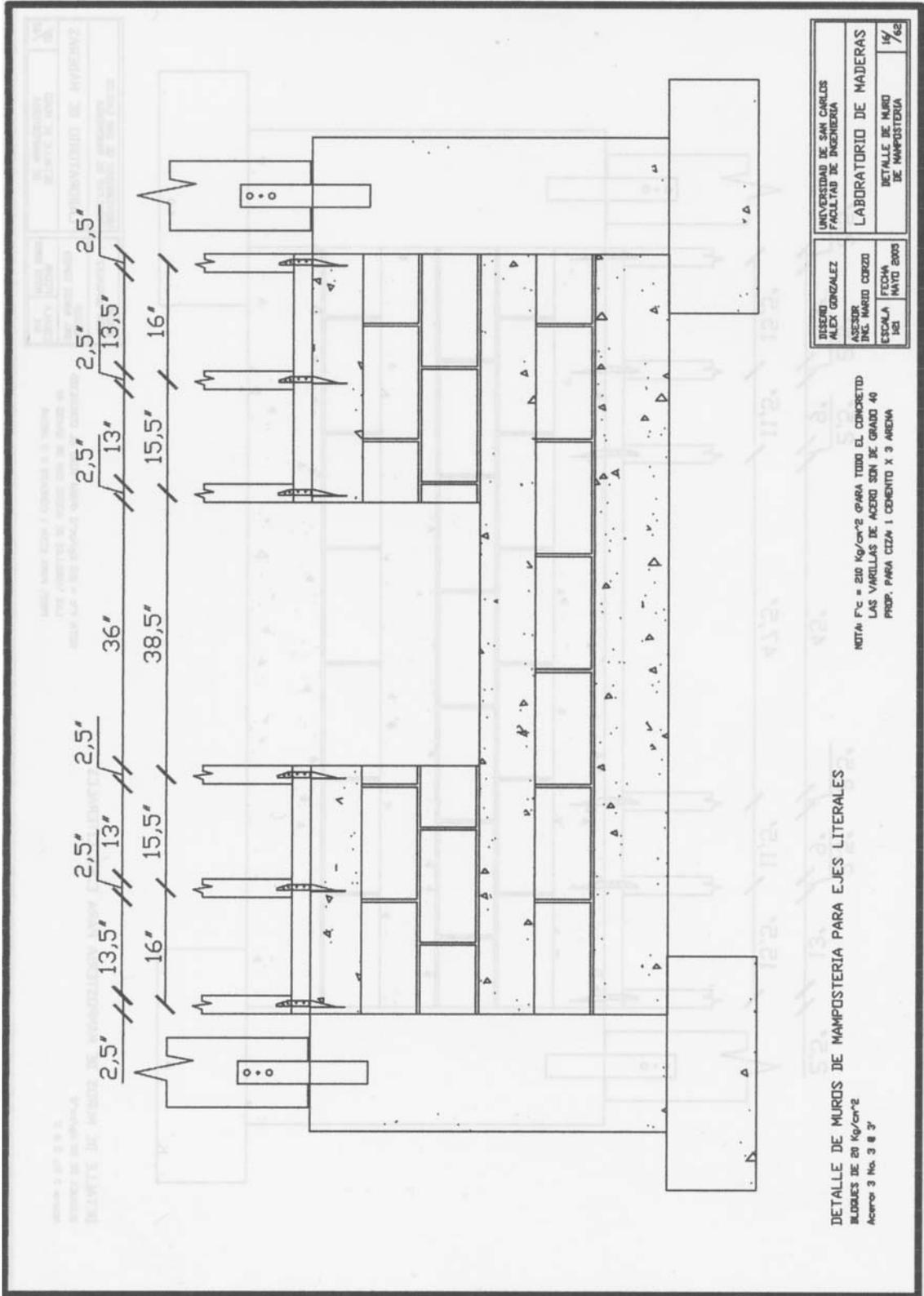
SIMBOLOGIA	
(T3)	TORTA DE CONCRETO DE 4"
(T4)	TORTA DE CONCRETO DE 3"

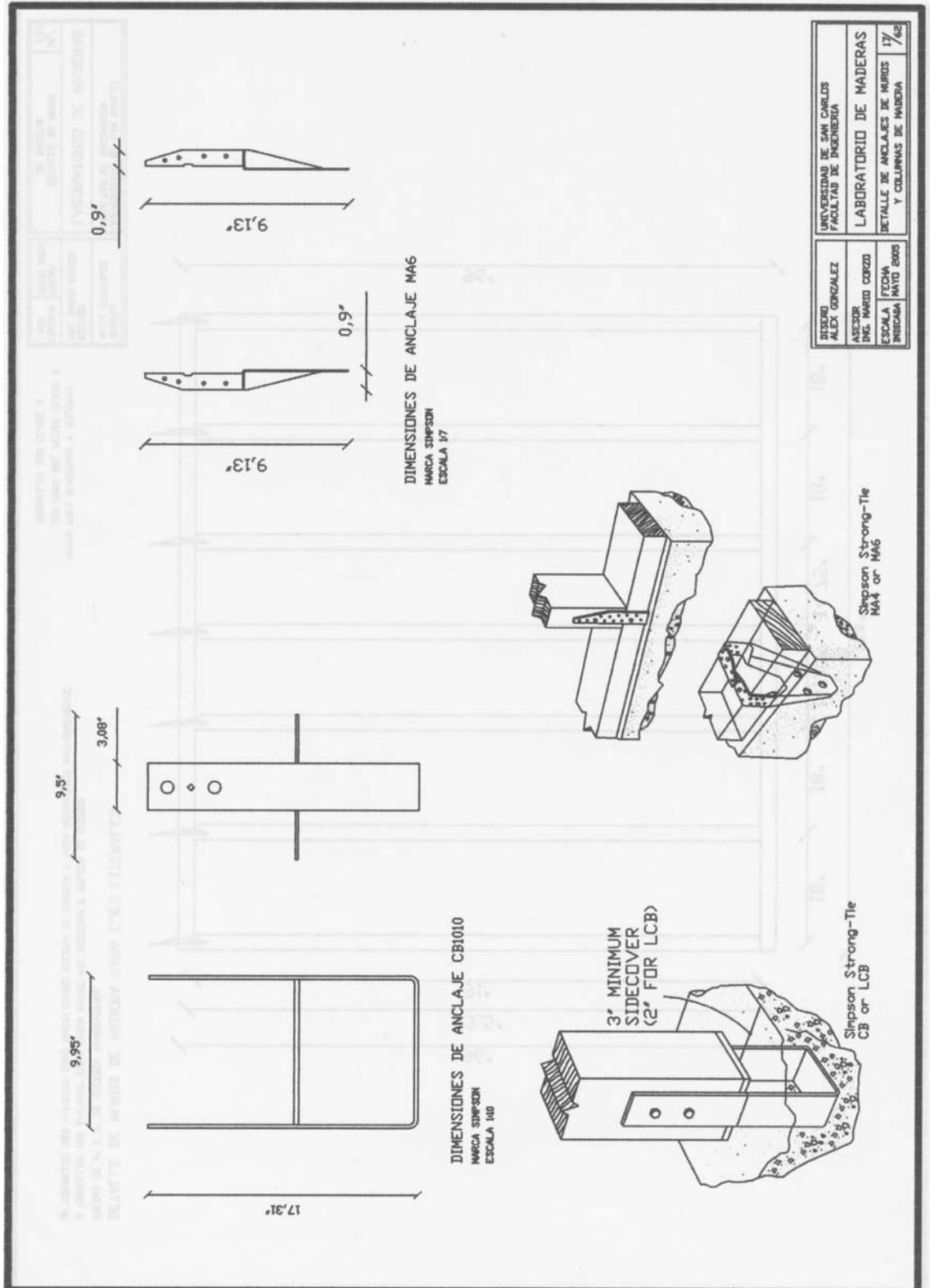
ELECTROMALLA	
(E)	4 x 4 V4.0 x V4.0
(E)	4 x 4 V2.5 x V2.5

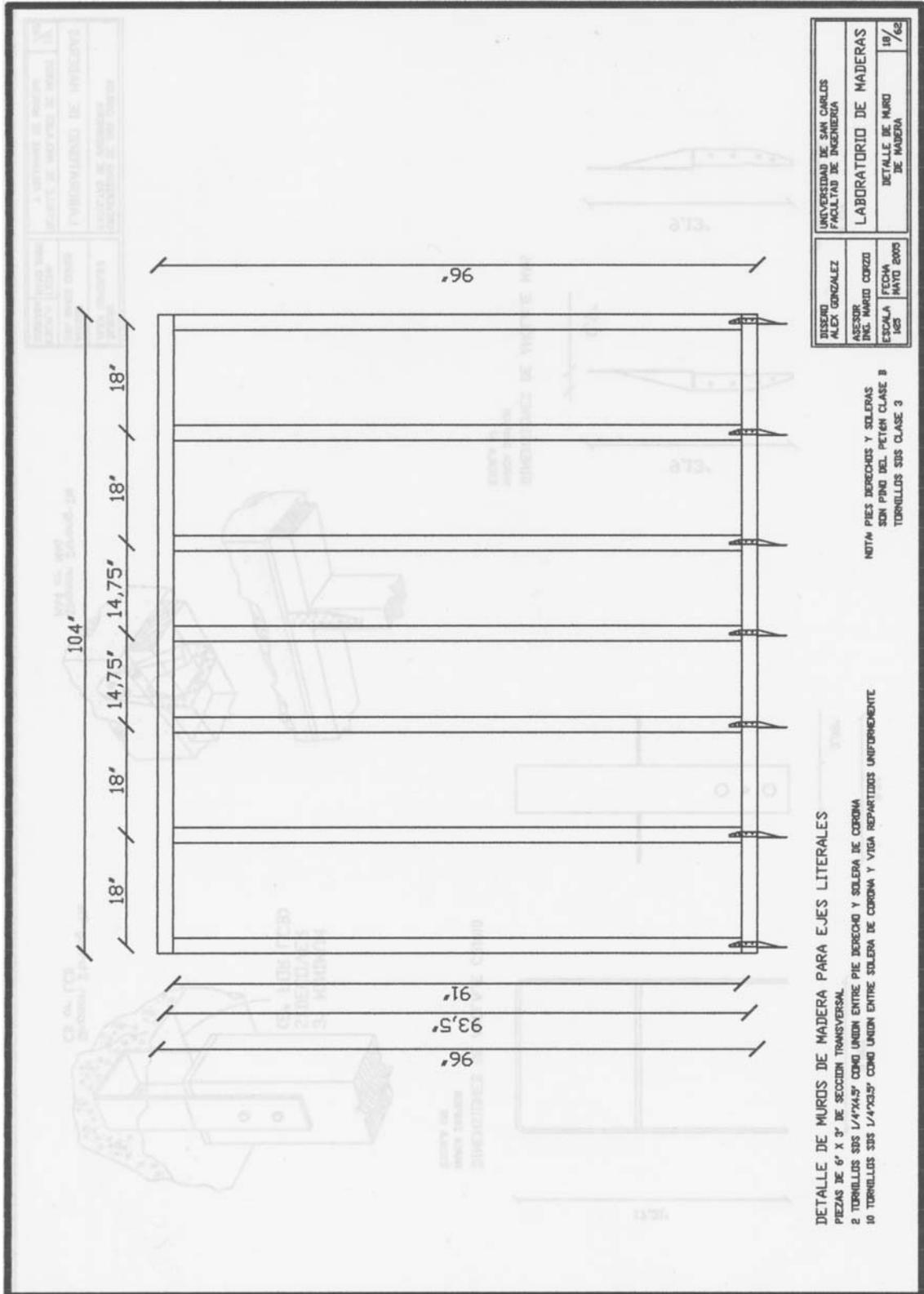
NOTA: F_c = 210 Kg/cm² PARA TODO EL CONCRETO
LAS VARILLAS DE ACERO SON DE GRADO 40
PROP. PARA CIZA 1 CEMENTO X 3 ARENA

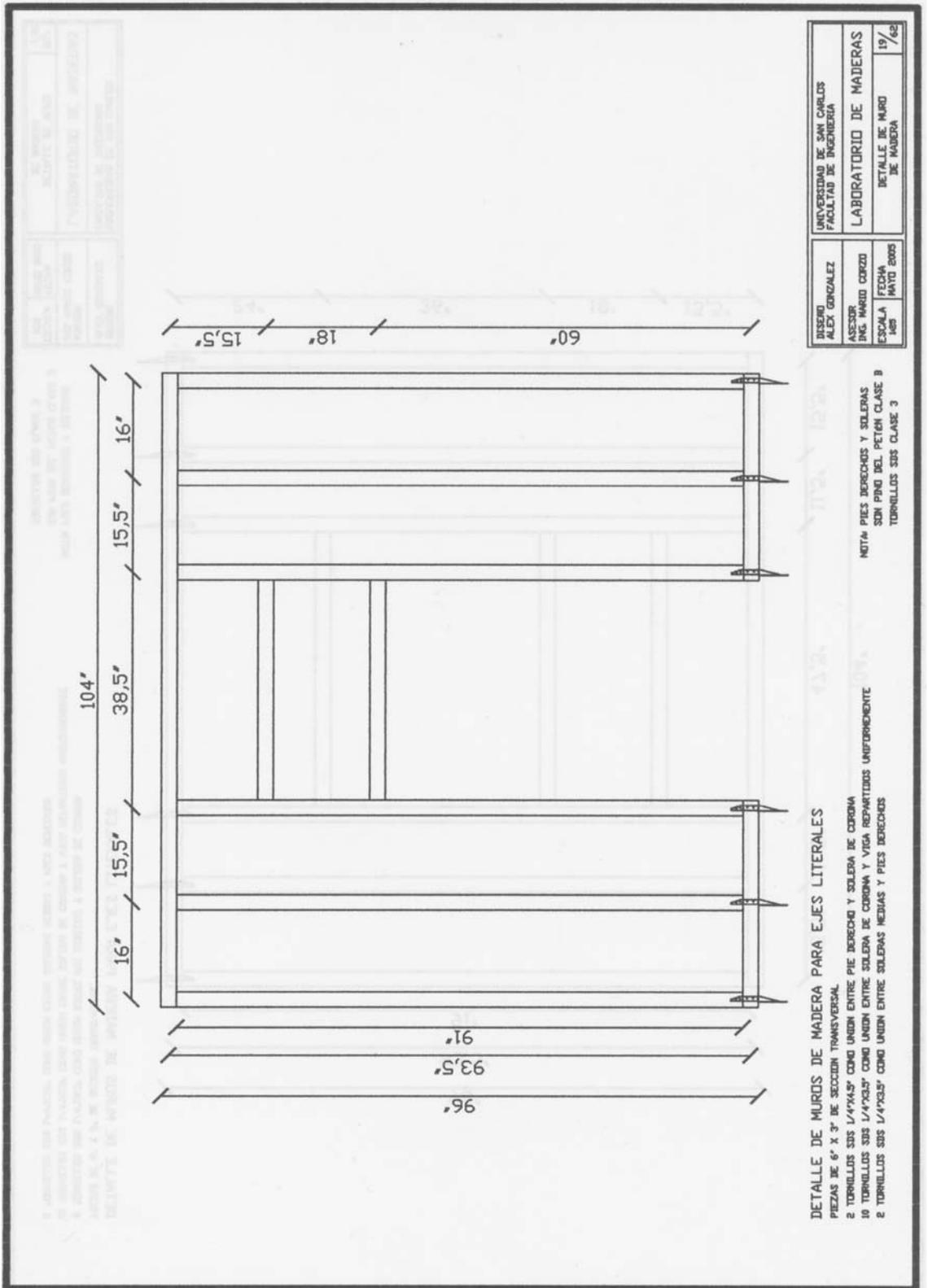
DISEÑO ALEX. GONZALEZ ASESOR ING. MARCO CORZO ESCALA FECHA PERIODO MAYO 2005	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE MADERAS DETALLE DE CIMENTO CORRIDO Y MURO DE MAESTRERIA
---	---









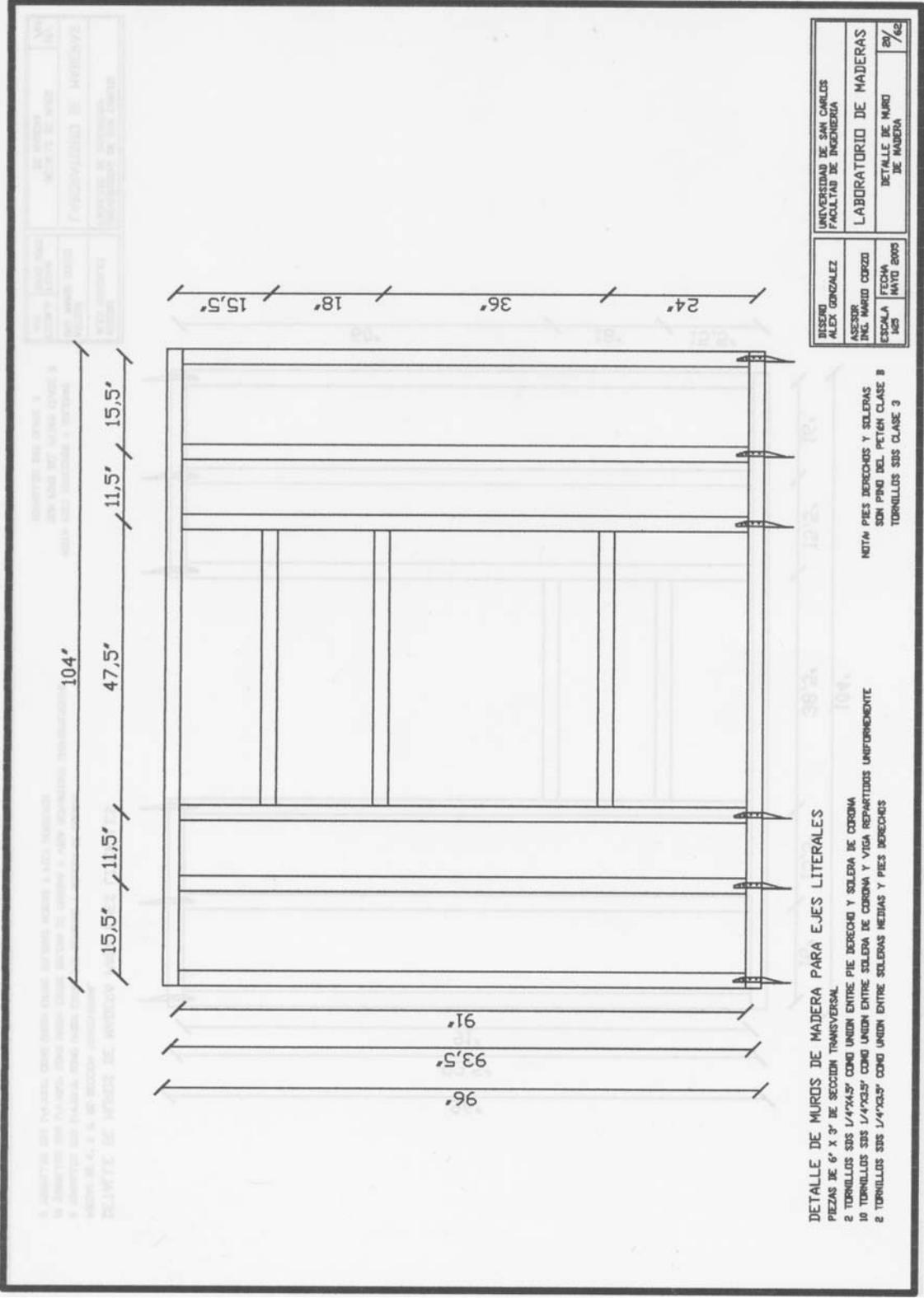


PROYECTO	LABORATORIO DE MADERAS
FECHA	MAYO 2005
PROYECTANTE	ALEX GONZALEZ
PROYECTO	LABORATORIO DE MADERAS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS	LABORATORIO DE MADERAS
FACULTAD DE INGENIERIA	DETALLE DE MURO DE MADERA
ASESOR	ING. MARCO CORZO
ESCALA	FECHA
1/40	MAYO 2005
	19/
	/68

NOTA: PIES DERECHOS Y SOLERAS SIN PISO DEL PÉTIM CLASE B TORNELLOS SCS CLASE 3

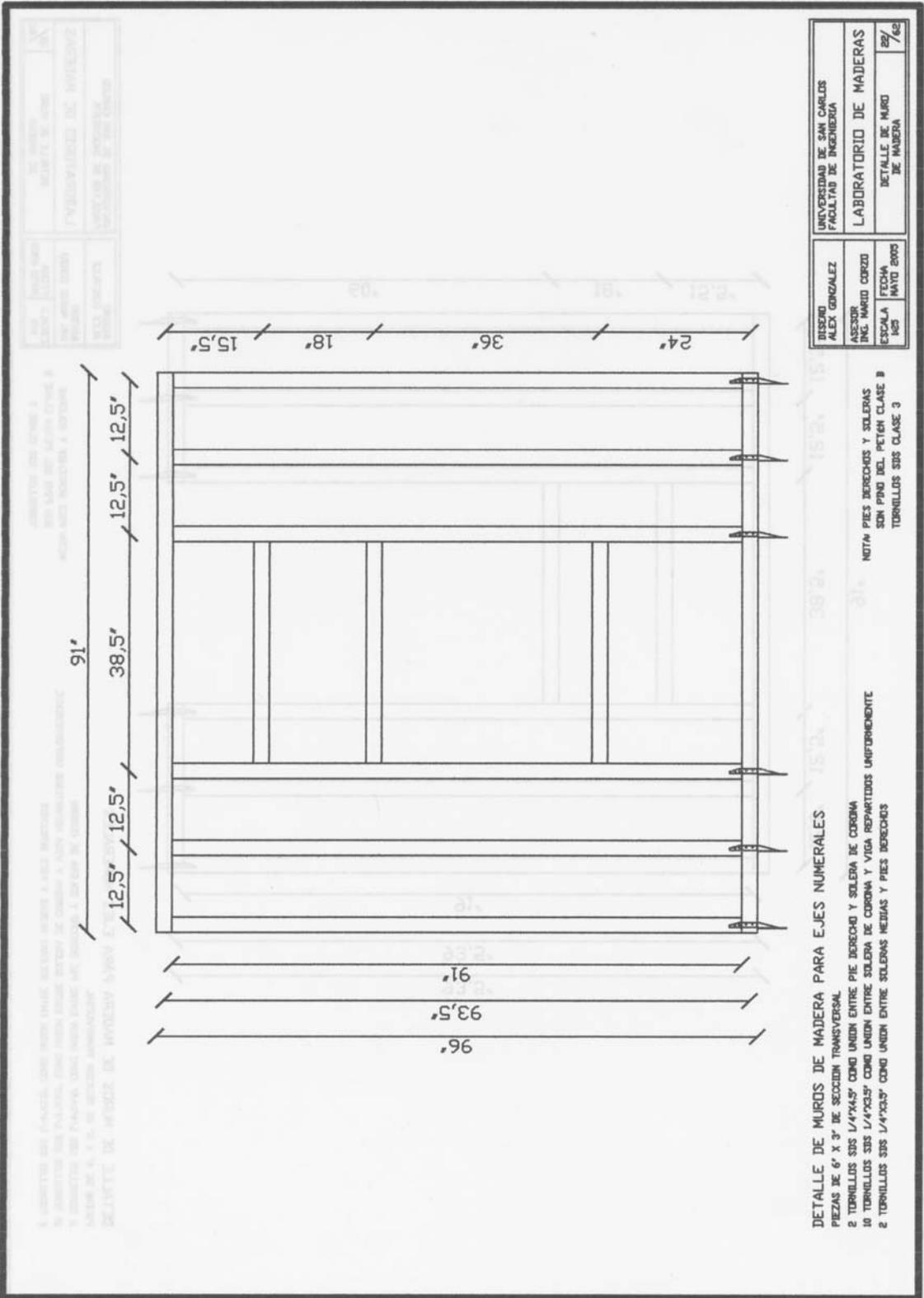
DETALLE DE MUR DE MADERA PARA EJES LATERALES
 PIEZAS DE 6" X 3" DE SECCION TRANSVERSAL
 2 TORNELLOS SCS 1/4"x3/4" COMO UNION ENTRE PIE DERECHO Y SOLERA DE CORDONA
 10 TORNELLOS SCS 1/4"x3/4" COMO UNION ENTRE SOLERA DE CORDONA Y VIGA REPARTIDOS UNIFORMEMENTE
 2 TORNELLOS SCS 1/4"x3/4" COMO UNION ENTRE SOLERAS MEDIAS Y PIES DERECHOS



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA	
LABORATORIO DE MADERAS	
BISERRO ALEX GONZALEZ	FECHA MAYO 2005
ASISTENTE ING. MARCO CORZO	ESCALA 1/100
DETALLE DE MURO DE MADERA	

NOTA: PIES DERECHOS Y SOLERAS
SON PINO DEL PETEN CLASE B
TORNILLOS S3S CLASE 3

DETALLE DE MUROS DE MADERA PARA EJES LATERALES
PIEZAS DE 6" X 3" DE SECCION TRANSVERSAL
2 TORNILLOS S3S 1/4"x3/8" COMO UNION ENTRE PIE DERECHO Y SOLERA DE CORONA
10 TORNILLOS S3S 1/4"x3/8" COMO UNION ENTRE SOLERA DE CORONA Y VIGA REPARTIDOS UNIFORMEMENTE
2 TORNILLOS S3S 1/4"x3/8" COMO UNION ENTRE SOLERAS MEDIAS Y PIES DERECHOS

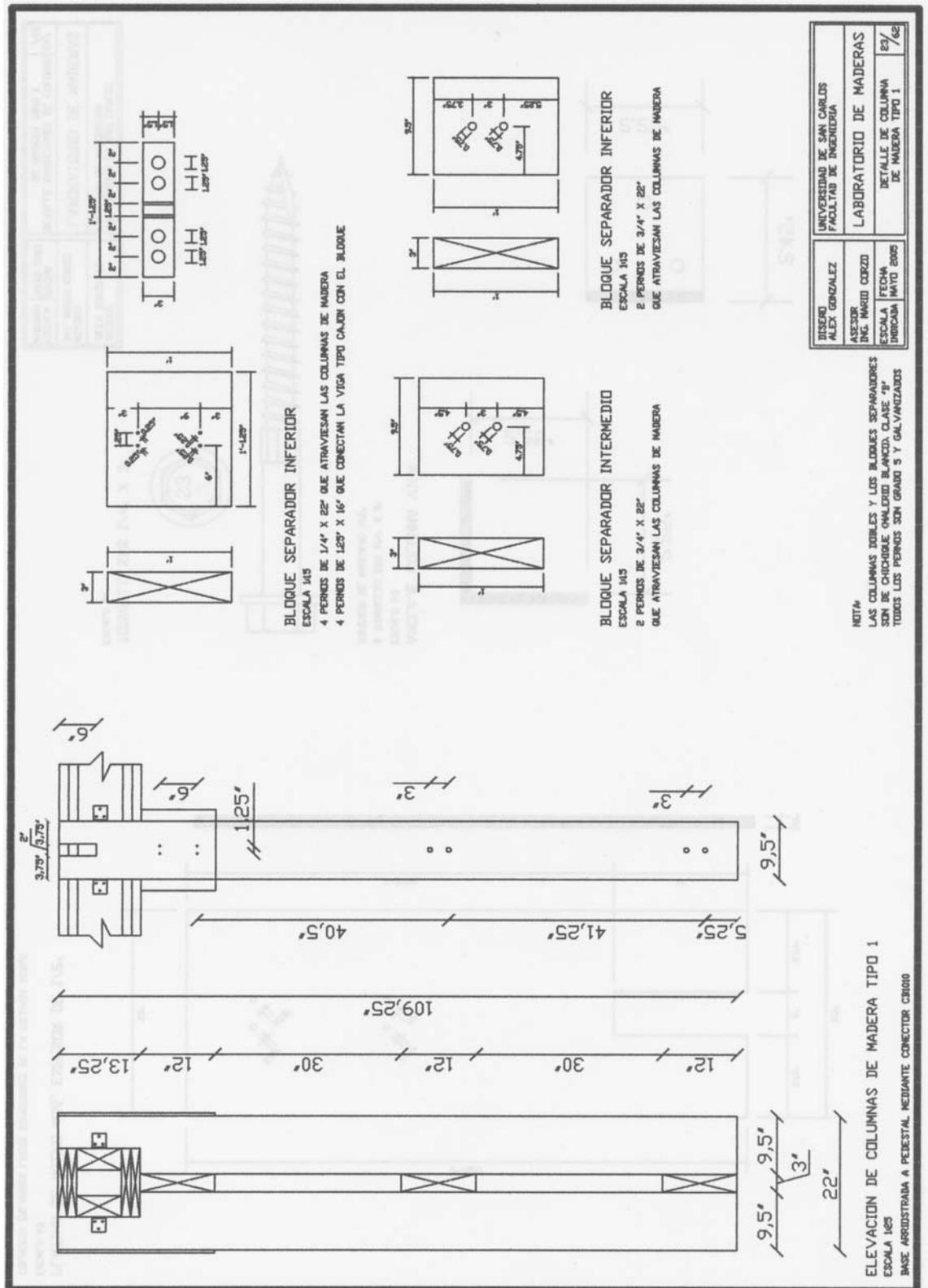


PROYECTO	LABORATORIO DE MADERAS	Nº	34
FECHA	15/05/2005	PROFESOR	ALEX GONZALEZ
ALUMNO	ING. MARCO CORZO	ASISTENTE	ING. MARCO CORZO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS	LABORATORIO DE MADERAS
FACULTAD DE INGENIERIA	DETALLE DE MURO DE MADERA
ESCALA	1/20
FECHA	15/05/2005
PROYECTADO POR	ING. MARCO CORZO
REVISADO POR	ALEX GONZALEZ

DETALLE DE MUROS DE MADERA PARA EJES NUMERALES
 PIEZAS DE 6' x 3" DE SECCION TRANSVERSAL
 2 TORBILLLOS SIS 1/4"x14x5' COMO UNION ENTRE PIE BOROCHADO Y SOLETA DE CORDONA
 10 TORBILLLOS SIS 1/4"x12x5' COMO UNION ENTRE SOLETA DE CORDONA Y VIGA REPARTIDOS UNIFORMEMENTE
 2 TORBILLLOS SIS 1/4"x12x5' COMO UNION ENTRE SOLETA MEDIA Y PIES BOROCHADOS

NOTA: PIES BOROCHADOS Y SOLETERAS SON PINO DEL PETAH CLASE B
 TORBILLLOS SIS CLASE 3



BLOQUE SEPARADOR INFERIOR
 ESCALA 1/15
 4 PERNOS DE 1/4" X 22" QUE ATRAVIESAN LAS COLUMNAS DE MADERA
 4 PERNOS DE 1/2" X 16" QUE CONECTAN LA VIGA TIPO CALUM CON EL BLOQUE

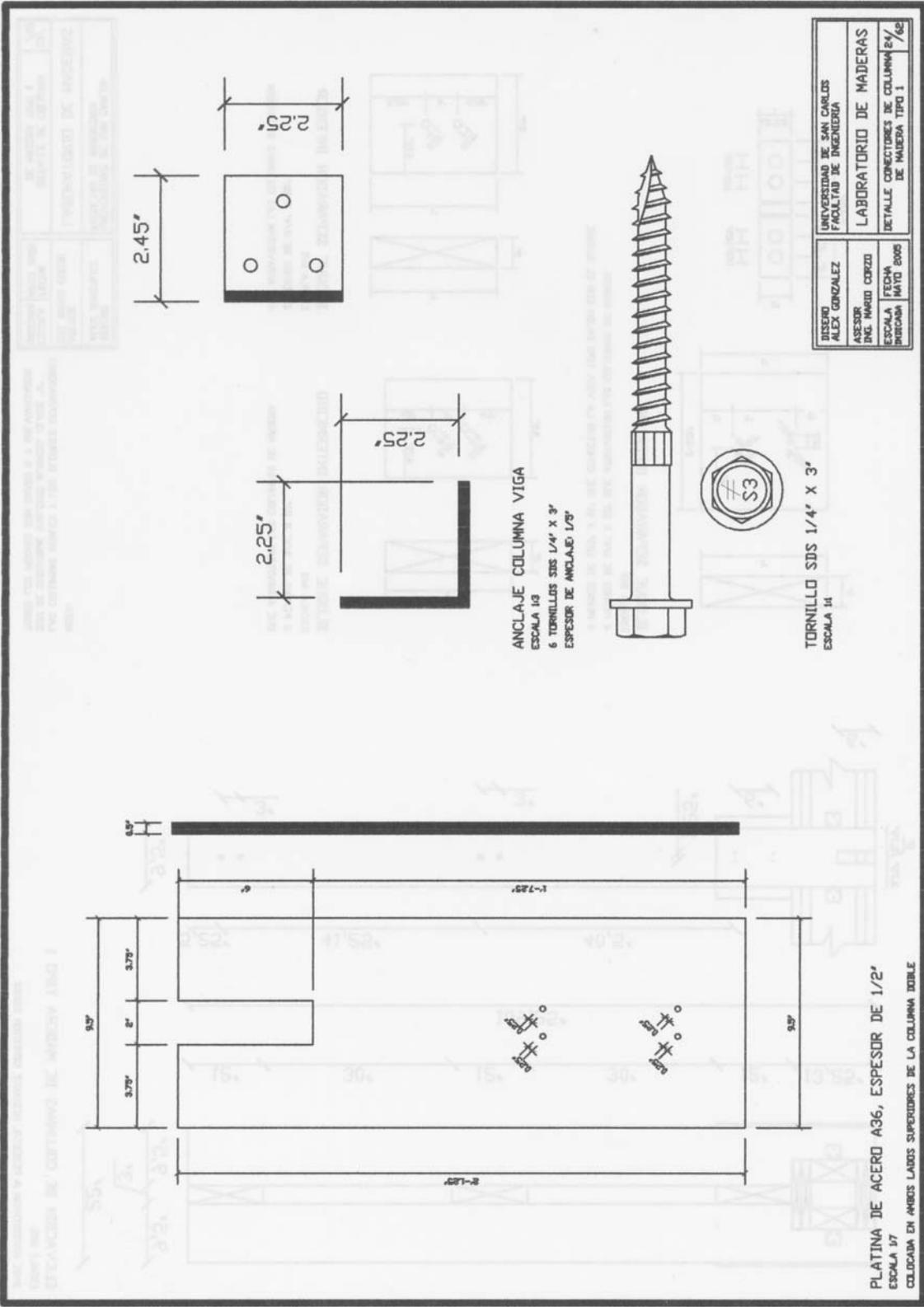
BLOQUE SEPARADOR INFERIOR
 ESCALA 1/15
 2 PERNOS DE 3/4" X 22"
 QUE ATRAVIESAN LAS COLUMNAS DE MADERA

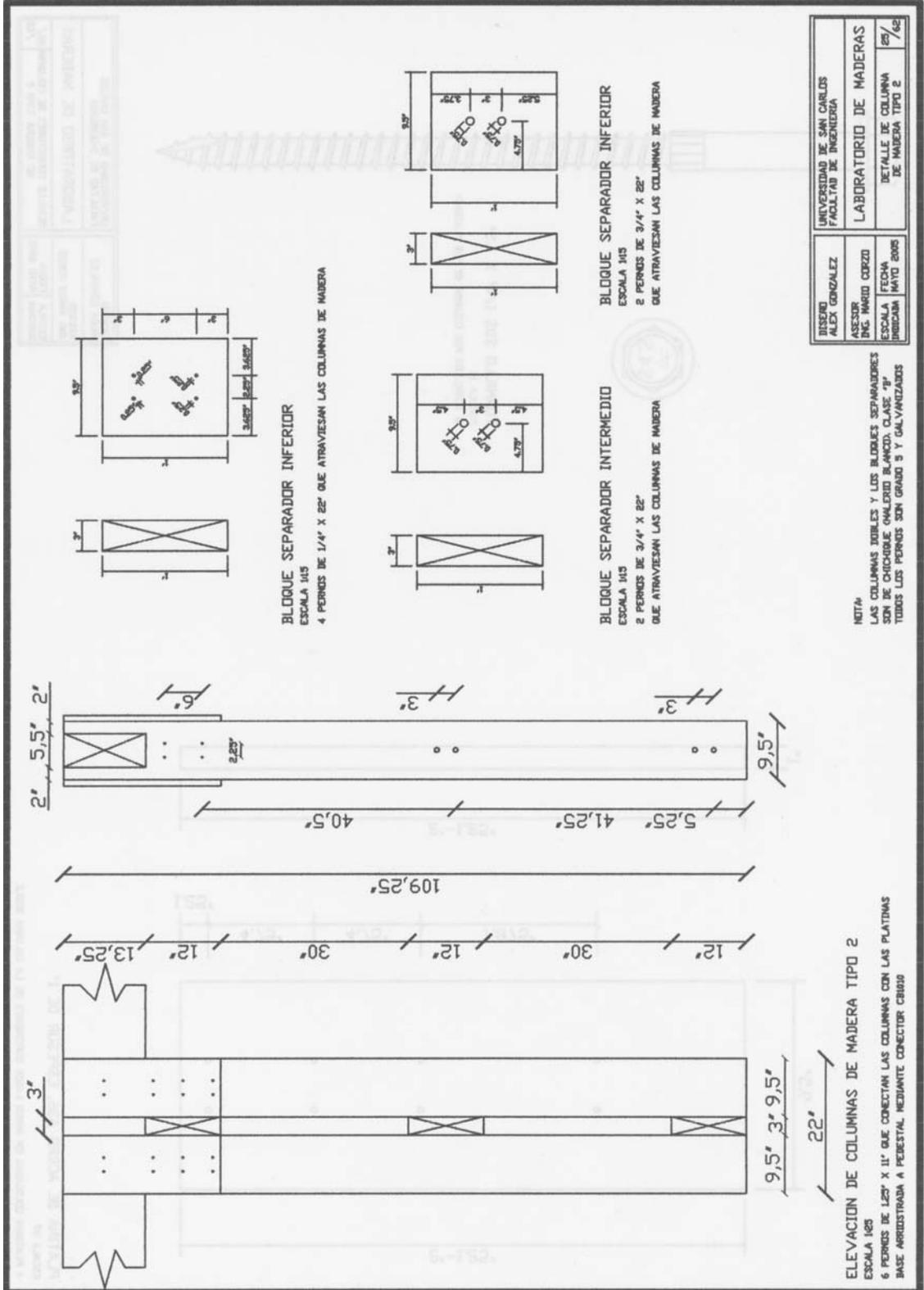
BLOQUE SEPARADOR INTERMEDIO
 ESCALA 1/15
 2 PERNOS DE 3/4" X 22"
 QUE ATRAVIESAN LAS COLUMNAS DE MADERA

ELEVACION DE COLUMNAS DE MADERA TIPO 1
 ESCALA 1/15
 BASE ABORDADA A PEDESTAL MEDIANTE CONECTOR CB1010

NOTA
 LAS COLUMNAS TORNILES Y LOS BLOQUES SEPARADORES
 SON DE CHEQUIGUE OVALERO BLANCO, CLASE "B"
 TODOS LOS PERNOS SON GRADO 5 Y GALVANIZADOS

TITULO ASESOR ALEX GONZALEZ	INSTITUCION UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR ING. MARCO CORZO	LABORATORIO DE MADERAS
ESCALA INDICADA	DETALLE DE COLUMNA DE MADERA TIPO 1
FECHA MAYO 2005	23/ 68





BLOQUE SEPARADOR INFERIOR
 ESCALA 1/15
 4 PERNOS DE 1/4" X 22" QUE ATRAVIESAN LAS COLUMNAS DE MADERA

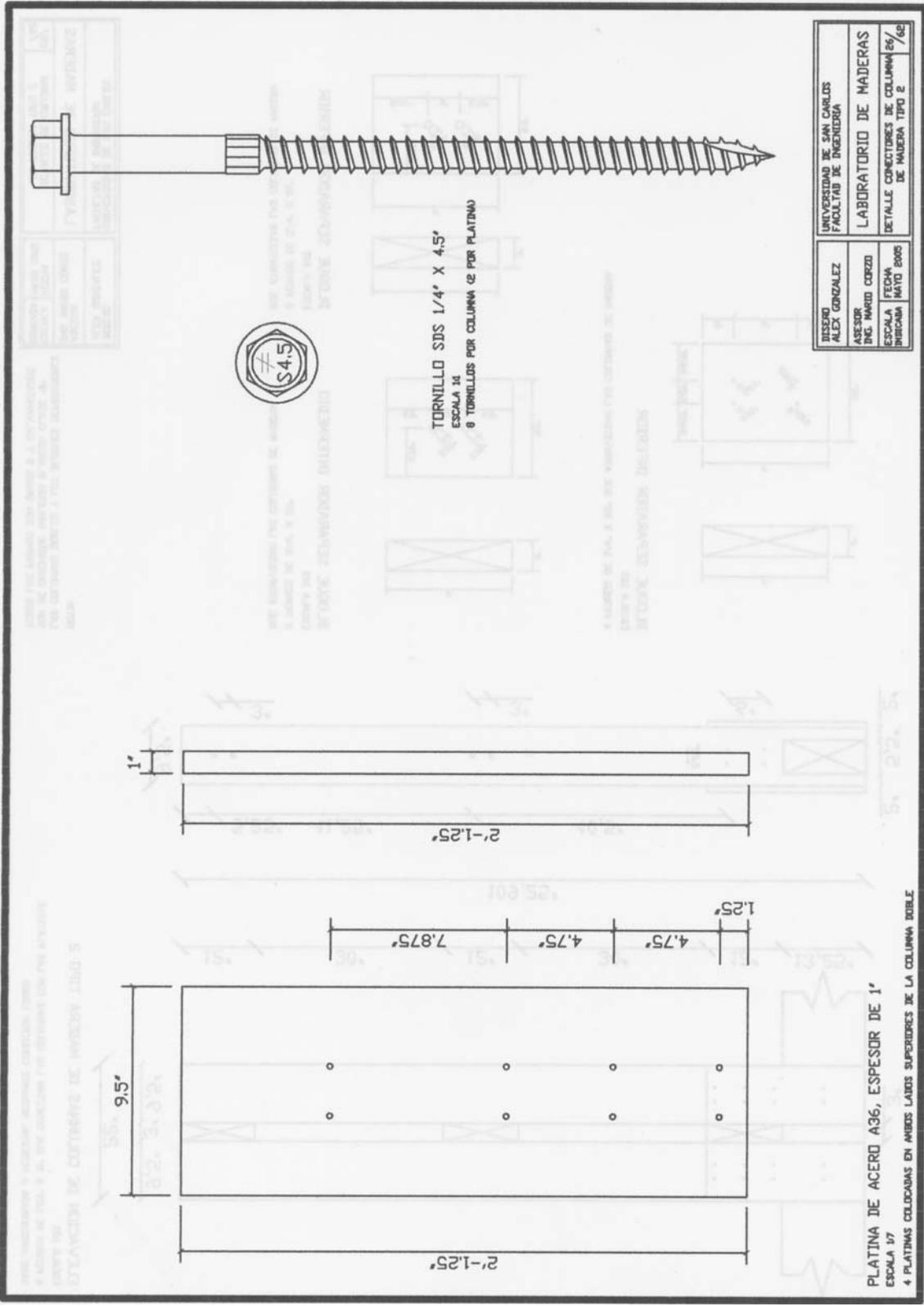
BLOQUE SEPARADOR INTERMEDIO
 ESCALA 1/15
 2 PERNOS DE 3/4" X 22" QUE ATRAVIESAN LAS COLUMNAS DE MADERA

BLOQUE SEPARADOR SUPERIOR
 ESCALA 1/15
 2 PERNOS DE 3/4" X 22" QUE ATRAVIESAN LAS COLUMNAS DE MADERA

ELEVACION DE COLUMNAS DE MADERA TIPO 2
 ESCALA 1/25
 6 PERNOS DE 1/2" X 11" QUE CONECTAN LAS COLUMNAS CON LAS PLATINAS BASE APROXIMADA A PEDESTAL MEDIANTE CONECTOR CRIBO

NOTA:
 LAS COLUMNAS MOBILES Y LOS BLOQUES SEPARADORES SON DE CHOCORRE OVALADO BLANCO, CLASE "B"
 TODOS LOS PERNOS SON GRANO 5 Y GALVANIZADOS

DISEÑO ALEX GONZALEZ	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA
ASesor ING. MARCO CERZO	LABORATORIO DE MADERAS
ESCALA FECHA 1/25 JUNIO 2005	DETALLE DE COLUMNA DE MADERA TIPO 2



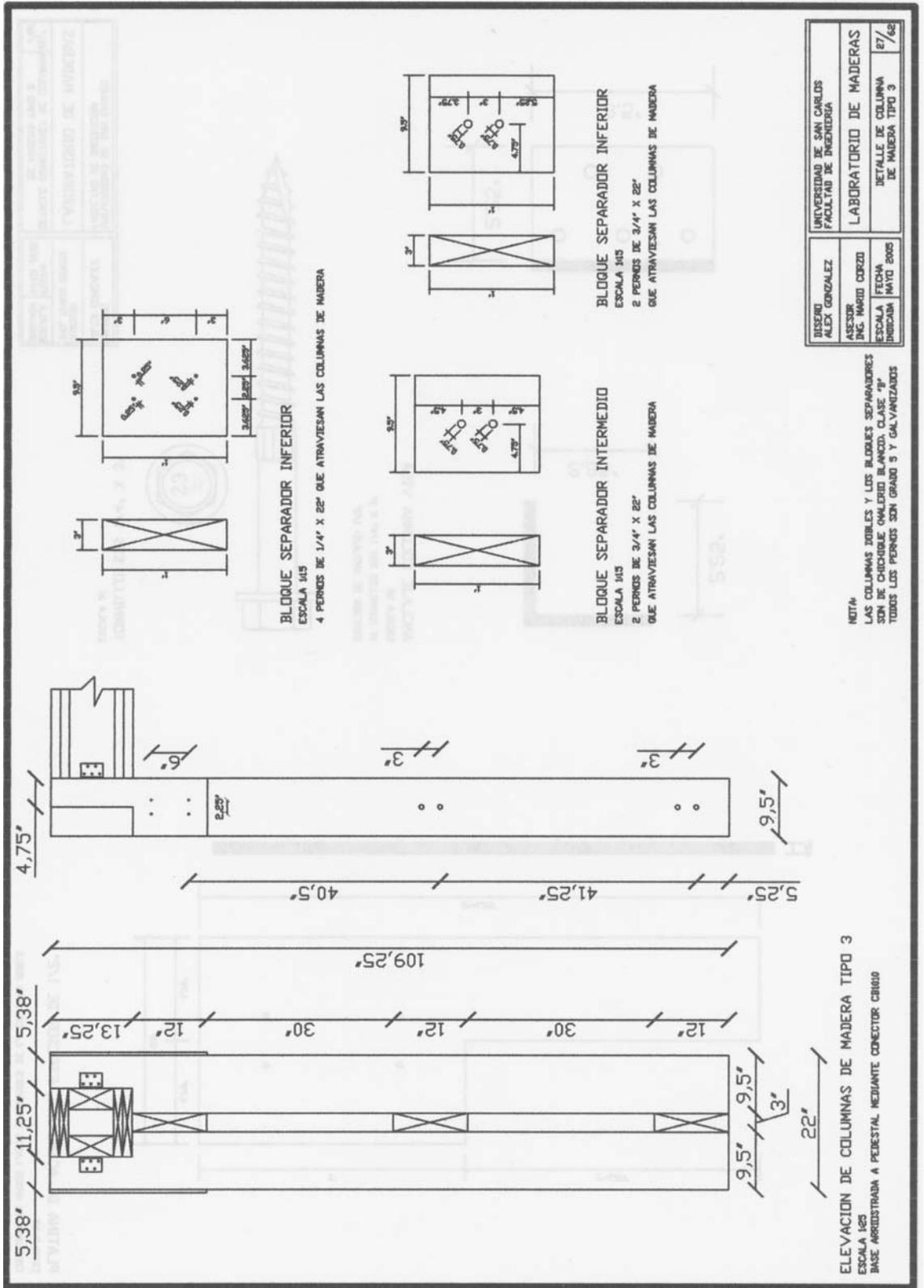
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS	LABORATORIO DE MADERAS
FACULTAD DE INGENIERIA	DETALLE CONECTORES DE COLUMNA 65/66
INTEGRADO	DE MADERA TIPO E
PROFESOR	
ALUMNO	
FECHA	
NOTAS	



TORNILLO SDS 1/4" X 4.5"
 ESCALA 1:1
 8 TORNILLOS POR COLUMNA (2 POR PLATINA)

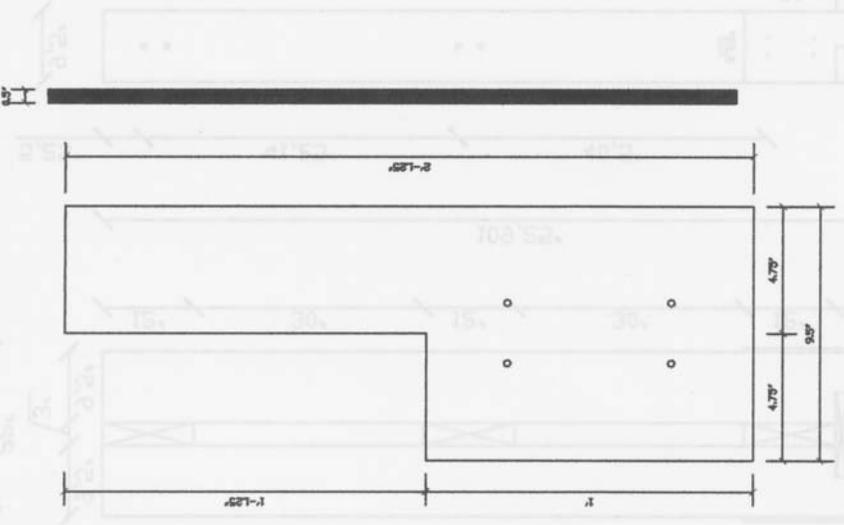
INTEGRADO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
ALEX GONZALEZ	FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR	LABORATORIO DE MADERAS
ING. MARIO CORZO	DETALLE CONECTORES DE COLUMNA 65/66
ESCALA	DE MADERA TIPO E
FECHA	
MAYO 2005	

PLATINA DE ACERO A36, ESPESOR DE 1"
 ESCALA 1:7
 4 PLATINAS COLOCADAS EN AMBOS LADOS SUPERIORES DE LA COLUMNA DOBLE

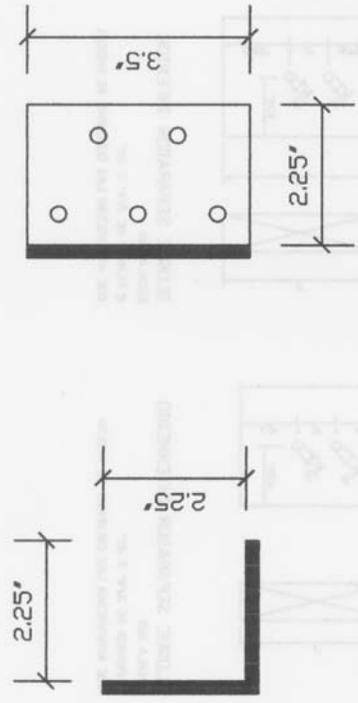


DISEÑO ALEX. GONZALEZ	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR ING. MARCO CORCHI	LABORATORIO DE MADERAS
ESCALA INDICADA	DETALLE DE COLUMNA DE MADERA TIPO 3
FECHA MAYO 2005	17/62

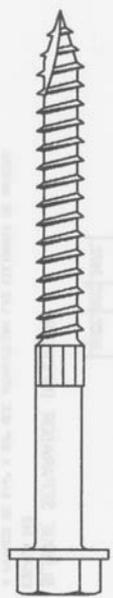
PROYECTO	LABORATORIO DE MADERAS
FECHA	MAYO 2005
PROYECTANTE	ALEX GONZALEZ
REVISOR	ING. MARCO CORZO
APROBADO	



PLATINA DE ACERO A36, ESPESOR DE 1/2"
 ESCALA 1/7
 COLOCADA EN AMBOS LADOS SUPERIORES DE LA COLUMNA DOBLE

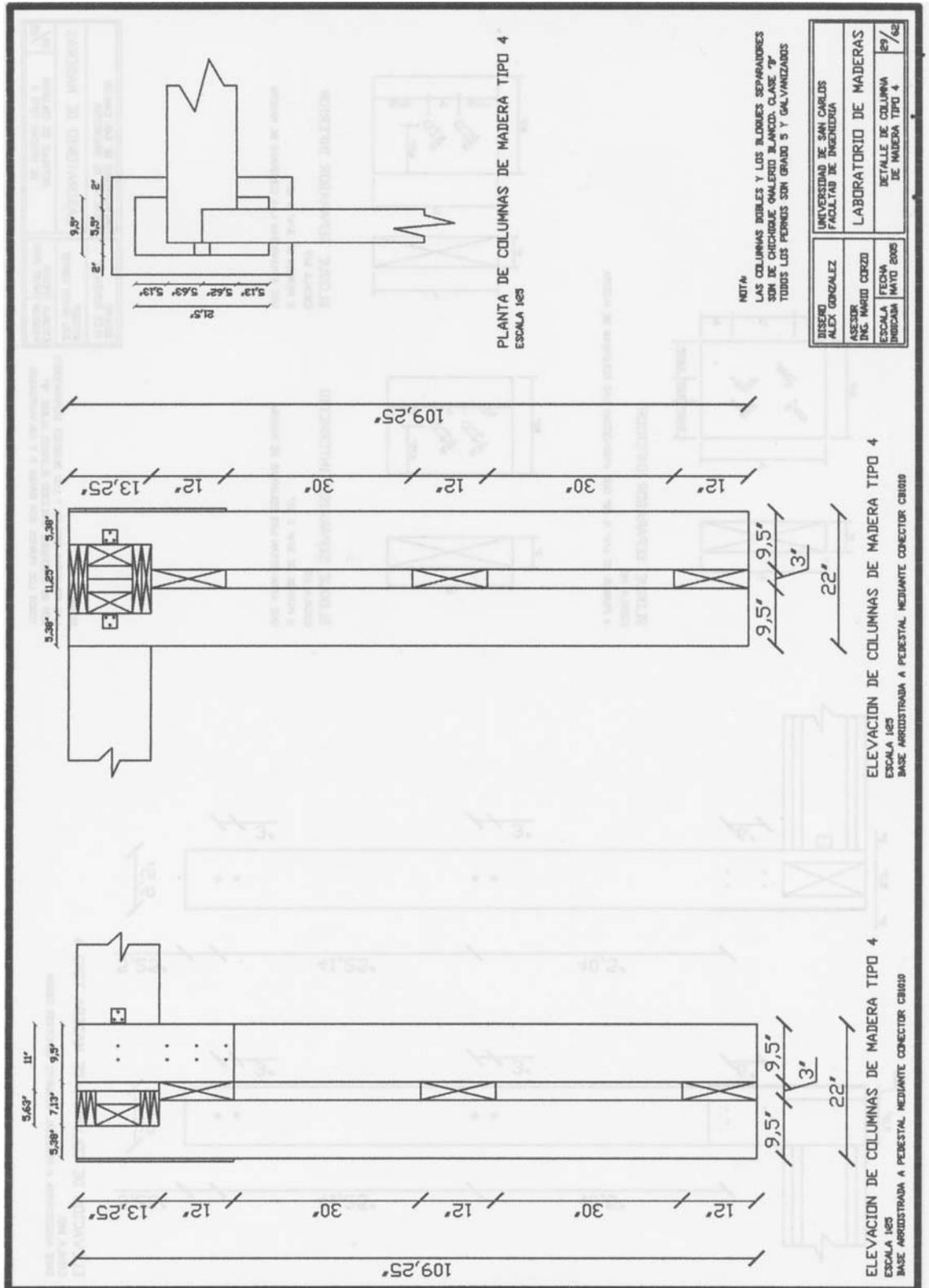


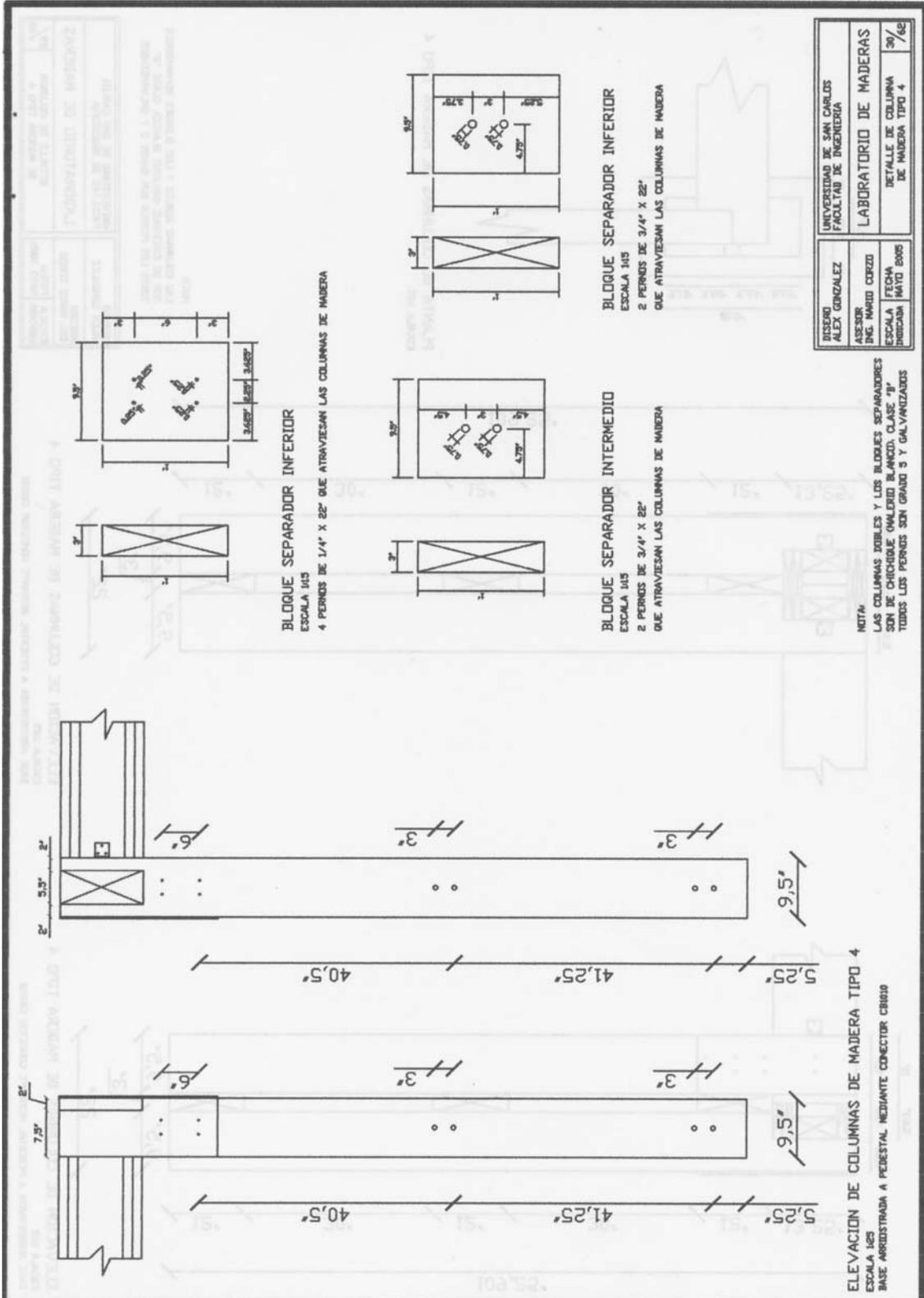
ANCLAJE COLUMNA VIGA
 ESCALA 1/3
 10 TORNILLOS SDS 1/4" X 3"
 ESPESOR DE ANCLAJE 1/8"

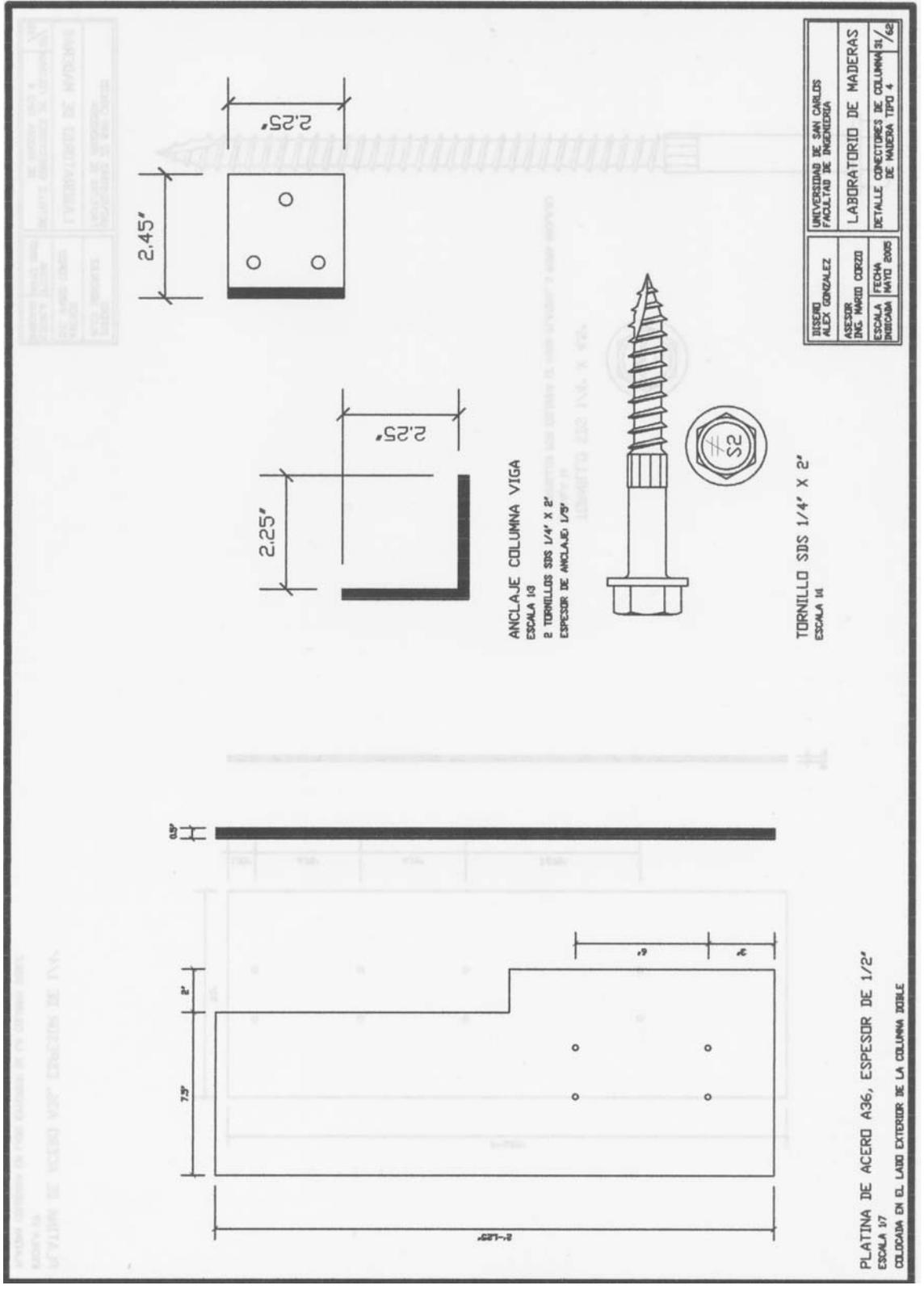


TORNILLO SDS 1/4" X 3"
 ESCALA 1/1

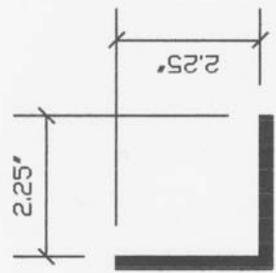
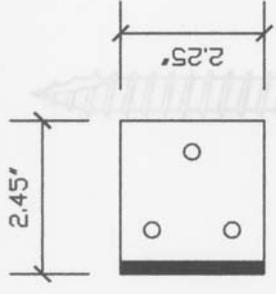
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA	LABORATORIO DE MADERAS
ASESOR ING. MARCO CORZO	DETALLE CONECTORES DE COLUMNAS/ DE MADERA TIPO 3
ESCALA MAYO 2005	68



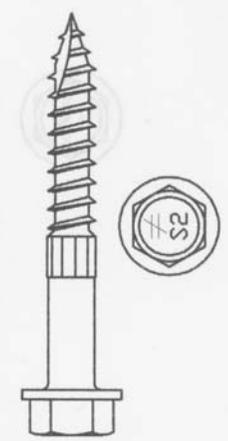




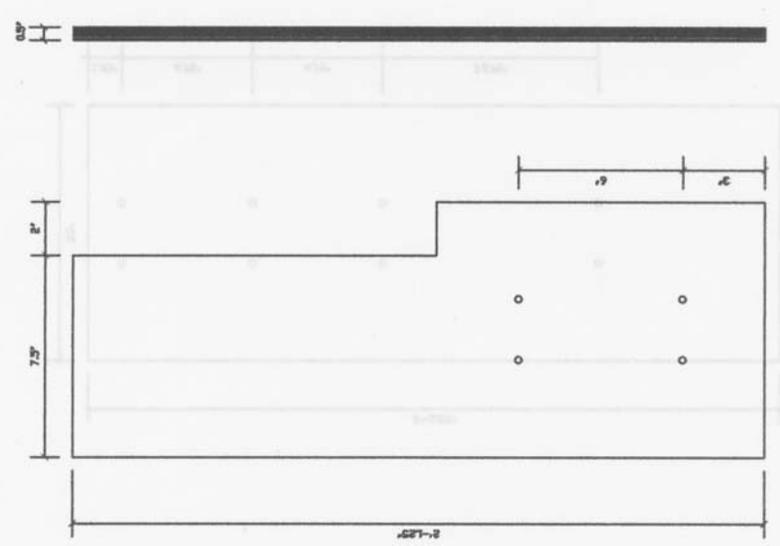
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS	LABORATORIO DE MADERAS
FACULTAD DE INGENIERIA	DETALLE CONECTORES DE COLUMNAS / ESCALA 1/4



ANCLAJE COLUMNA VIGA
 ESCALA 1/3
 2 TORNILLOS SDS 1/4" X 2"
 ESPESOR DE ANCLAJE 1/2"

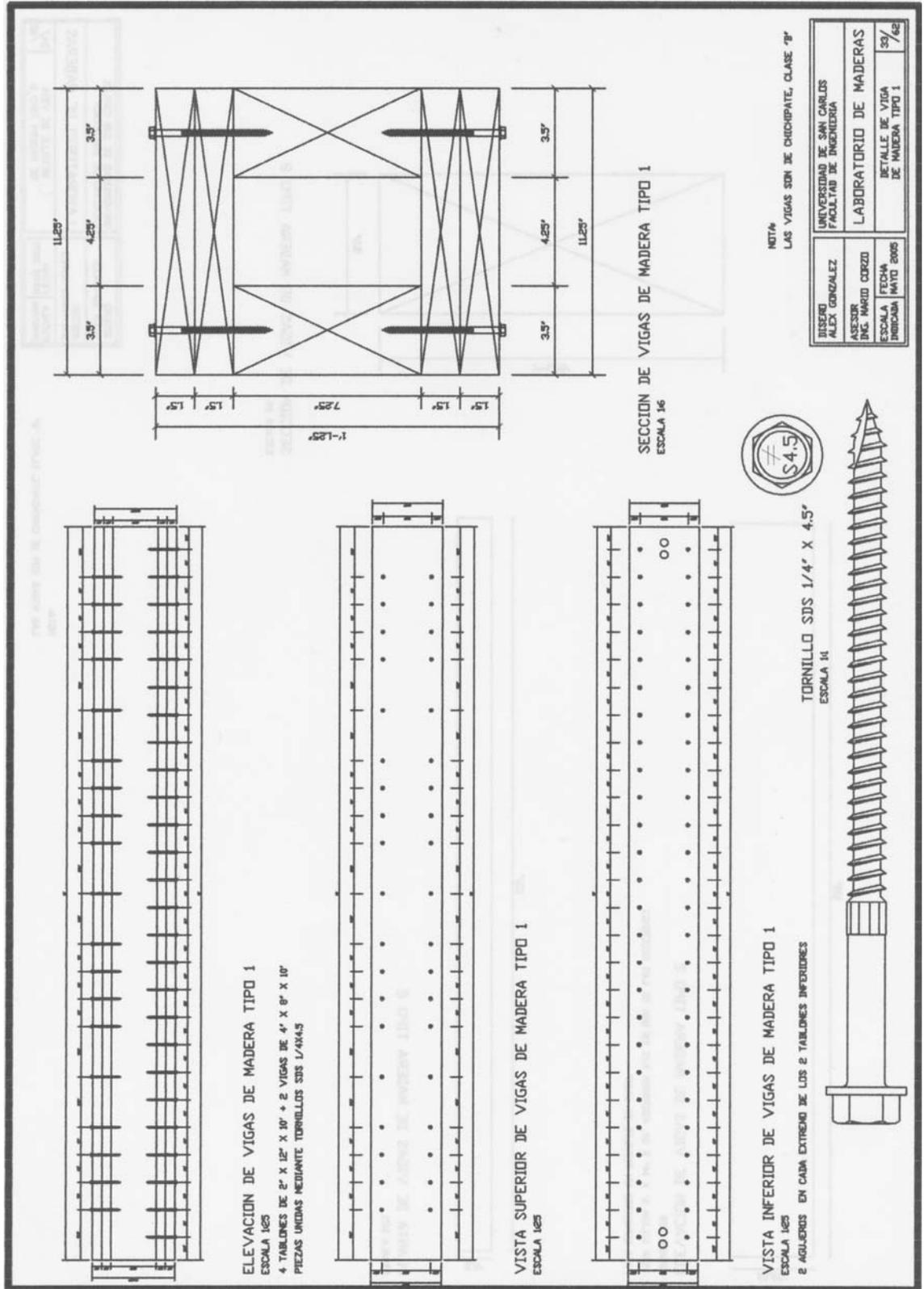


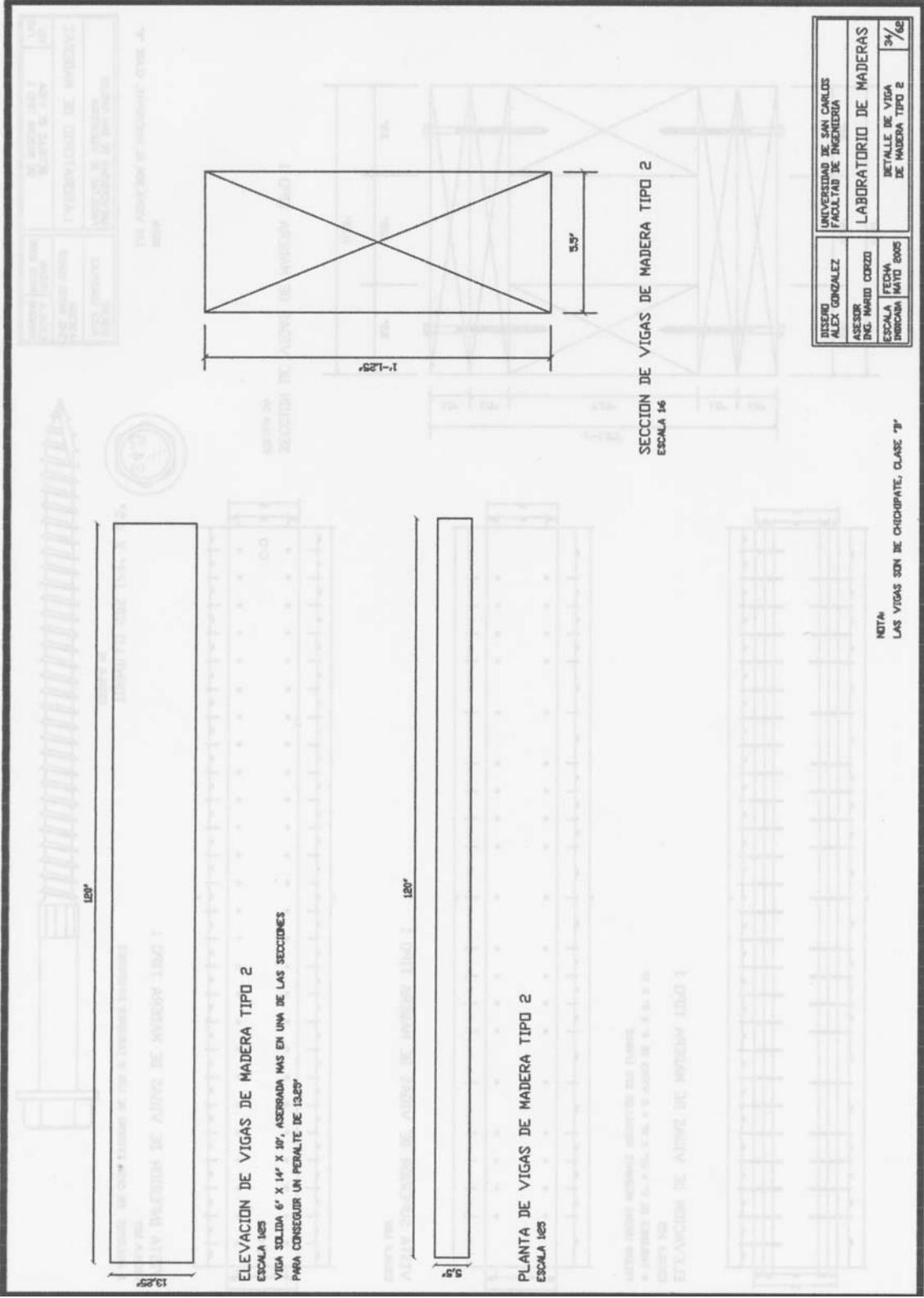
TORNILLO SDS 1/4" X 2"
 ESCALA 1/1



PLATINA DE ACERO A36, ESPESOR DE 1/2"
 ESCALA 1/7
 COLOCADA EN EL LADO EXTERIOR DE LA COLUMNA DOBLE

ELABORADO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
ALEX GONZALEZ	FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR	LABORATORIO DE MADERAS
ING. MARIO CORZO	DETALLE CONECTORES DE COLUMNAS / ESCALA 1/4
ESCALA	FECHA
INDICADA	MAYO 2005

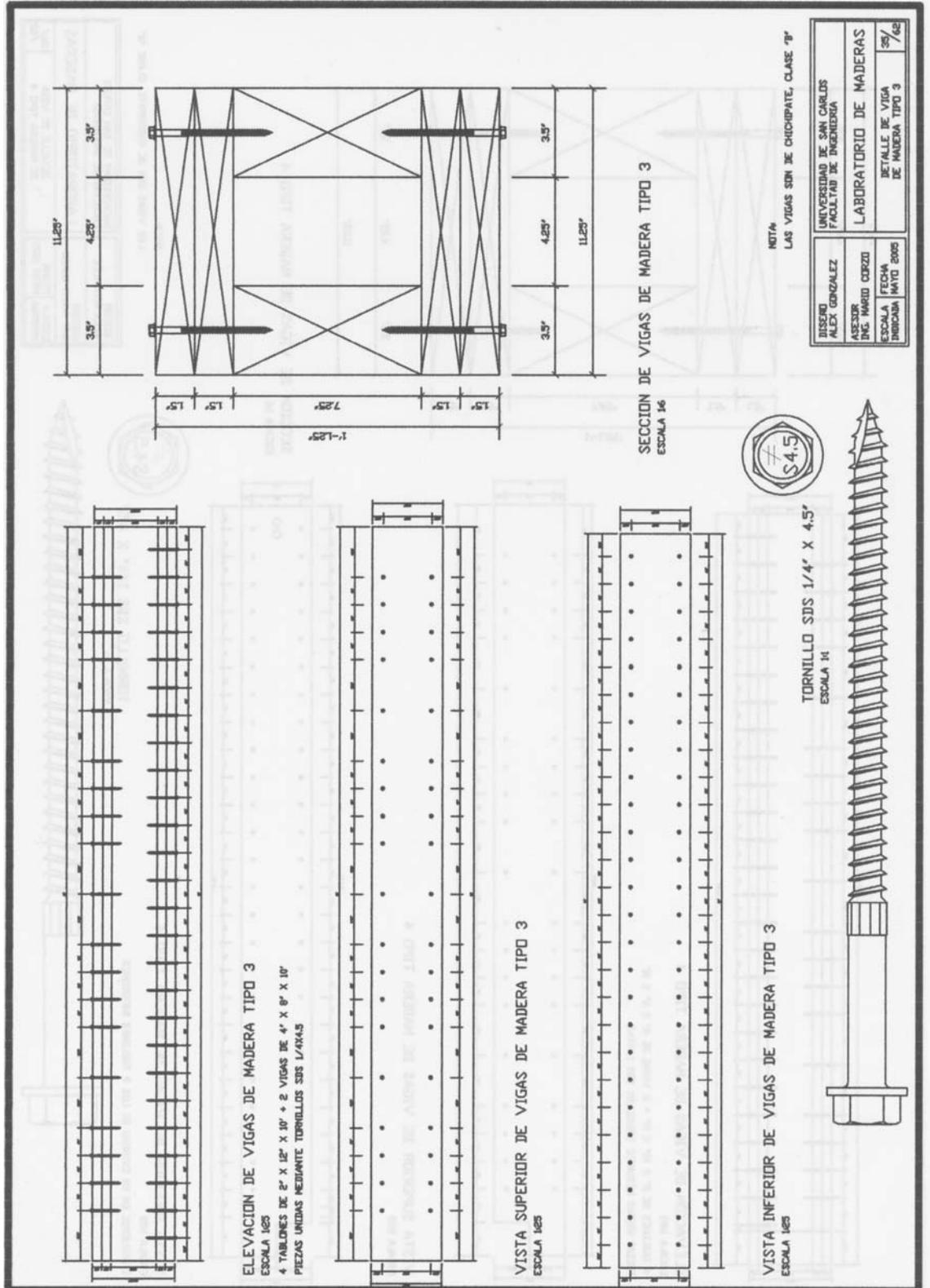


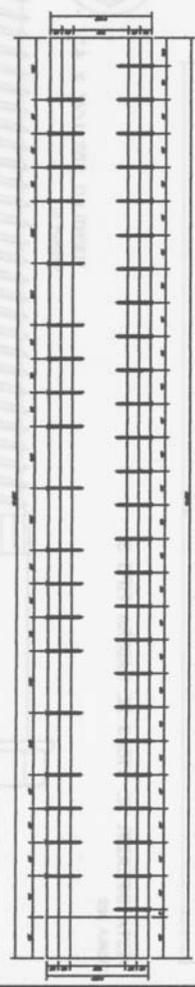


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERIA	FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MADERAS	LABORATORIO DE MADERAS
DETALLE DE VIGA DE MADERA TIPO 2	DETALLE DE VIGA DE MADERA TIPO 2
31/05	31/05

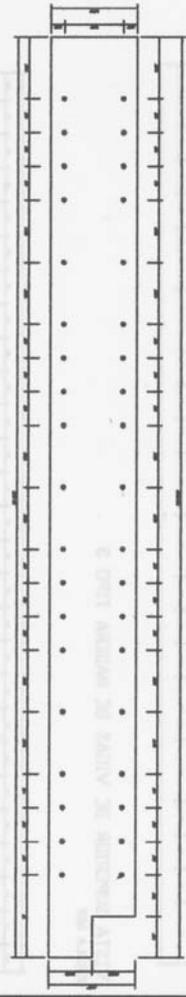
ASESOR	FECHA
ING. MARIO CORZO	MAYO 2005
ESCALA	1/60
INDICADA	

NOTA:
LAS VIGAS SON DE CHICHIPATE, CLASE 'B'





ELEVACION DE VIGAS DE MADERA TIPO 4
 ESCALA 1:25
 4 TABLONES DE 2" X 12" X 10" + 2 VIGAS DE 4" X 6" X 10"
 PIEZAS UNIDAS MEDIANTE TORNILLOS SDS 1/4X4.5



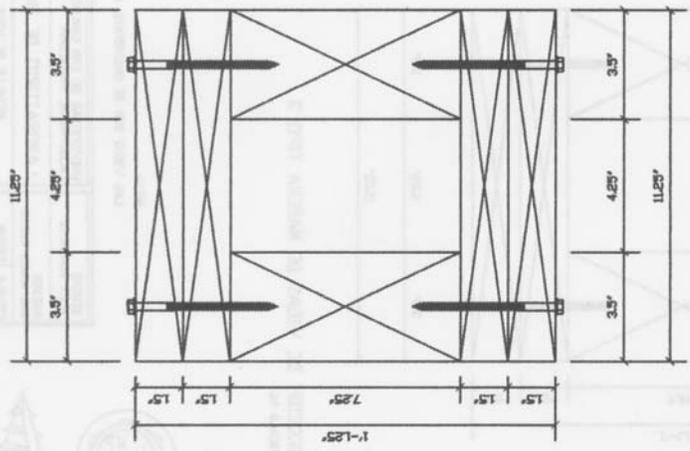
VISTA SUPERIOR DE VIGAS DE MADERA TIPO 4
 ESCALA 1:25



VISTA INFERIOR DE VIGAS DE MADERA TIPO 4
 ESCALA 1:25
 2 AGUJEROS EN UN EXTREMO DE LOS 2 TABLONES INFERIORES



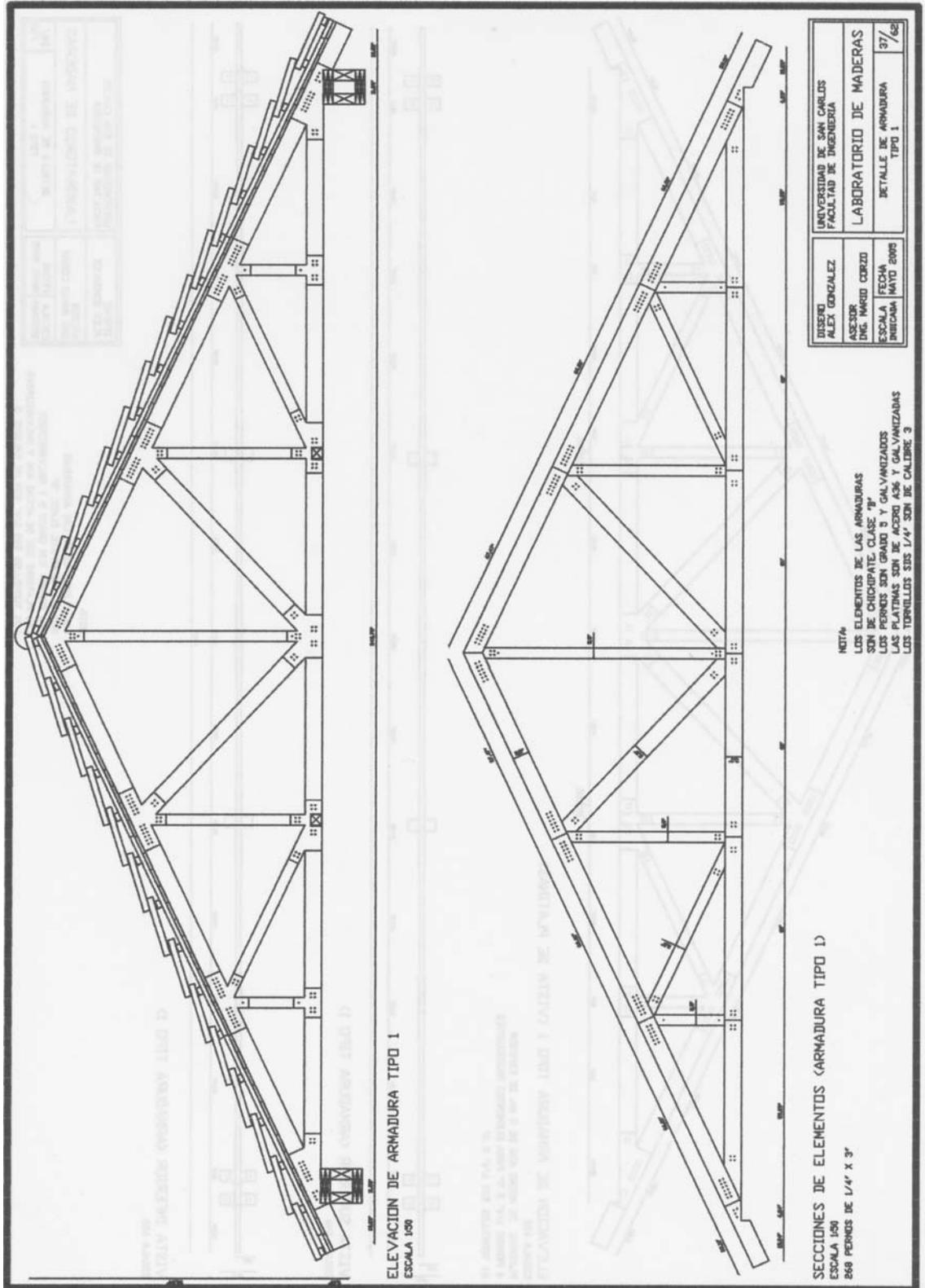
TORNILLO SDS 1/4" X 4.5"
 ESCALA 1:1



SECCION DE VIGAS DE MADERA TIPO 4
 ESCALA 1:6

NOTA:
 LAS VIGAS SON DE CHICHIPATE, CLASE "B"

DISEÑO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
ALEX GONZALEZ	FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR	LABORATORIO DE MADERAS
PRO. WILMO CORZO	DETALLE DE VIGA
ESCALA	DE MADERA TIPO 4
INDICACION	MATO 8005
	36 / 62

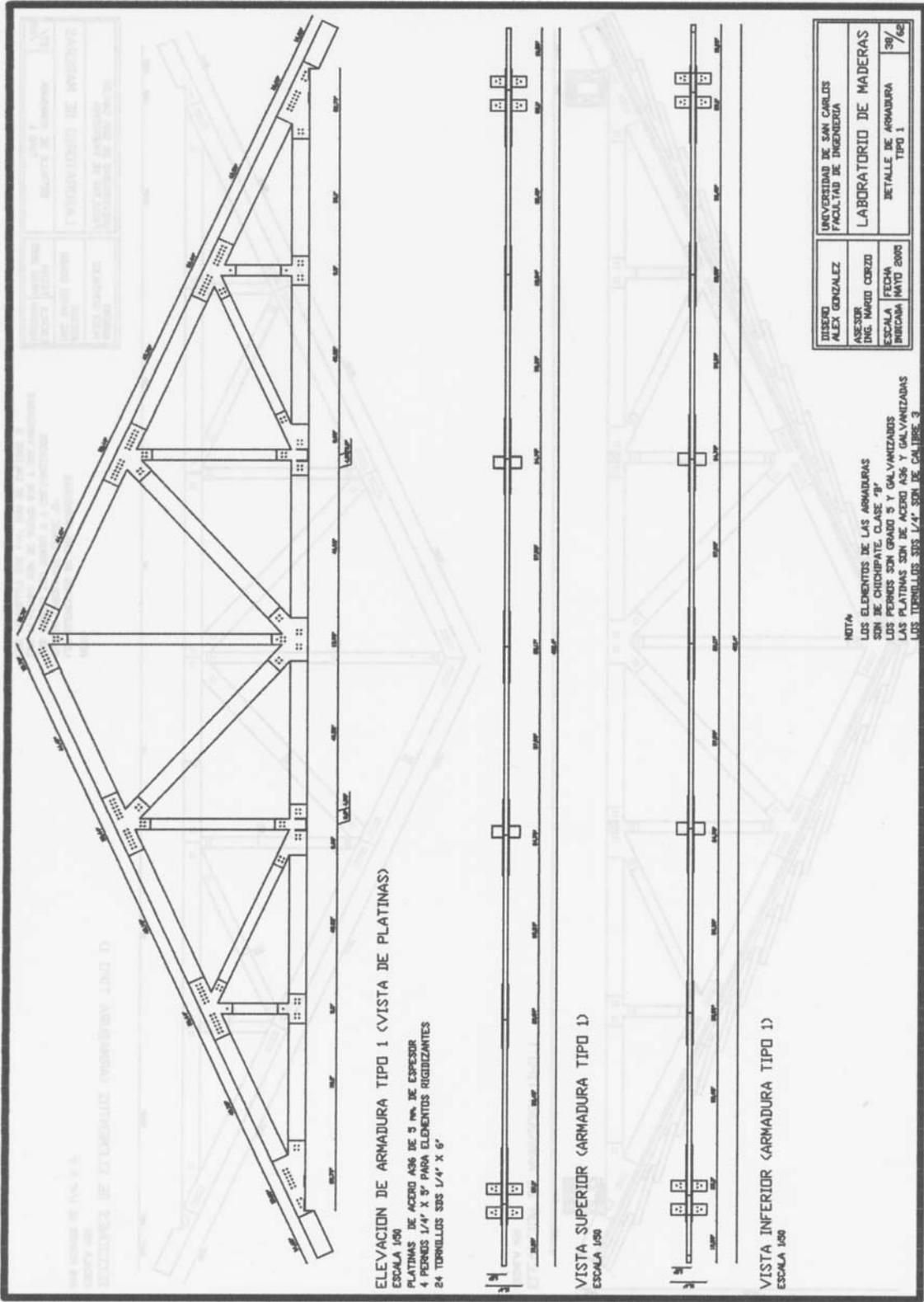


ELEVACION DE ARMADURA TIPO 1
ESCALA 1/50

DISEÑO ALEX GONZALEZ	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR ING. HUBIO CORZO	LABORATORIO DE MADERAS
ESCALA MAYO 2005	DETALLE DE ARMADURA TIPO 1
FECHA MAYO 2005	37 / 62

NOTA:
 LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS SON DE CHICHIPATE CLASE "B".
 LOS PERROS SON GRADO 3 Y GALVANIZADOS.
 LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS.
 LOS TORNILLOS SÍS 1/4" SON DE CALIBRE 3.

SECCIONES DE ELEMENTOS (ARMADURA TIPO 1)
ESCALA 1/50
256 PERROS DE 1/4" X 3"



ELEVACION DE ARMADURA TIPO 1 (VISTA DE PLATINAS)

ESCALA 1:50
 PLATINAS DE ACERO A36 DE 5 mm. DE ESPESOR
 4 PERROS 1/4" X 5" PARA ELEMENTOS RIGIDIZANTES
 24 TORILLAS S35 1/4" X 6"

VISTA SUPERIOR (ARMADURA TIPO 1)

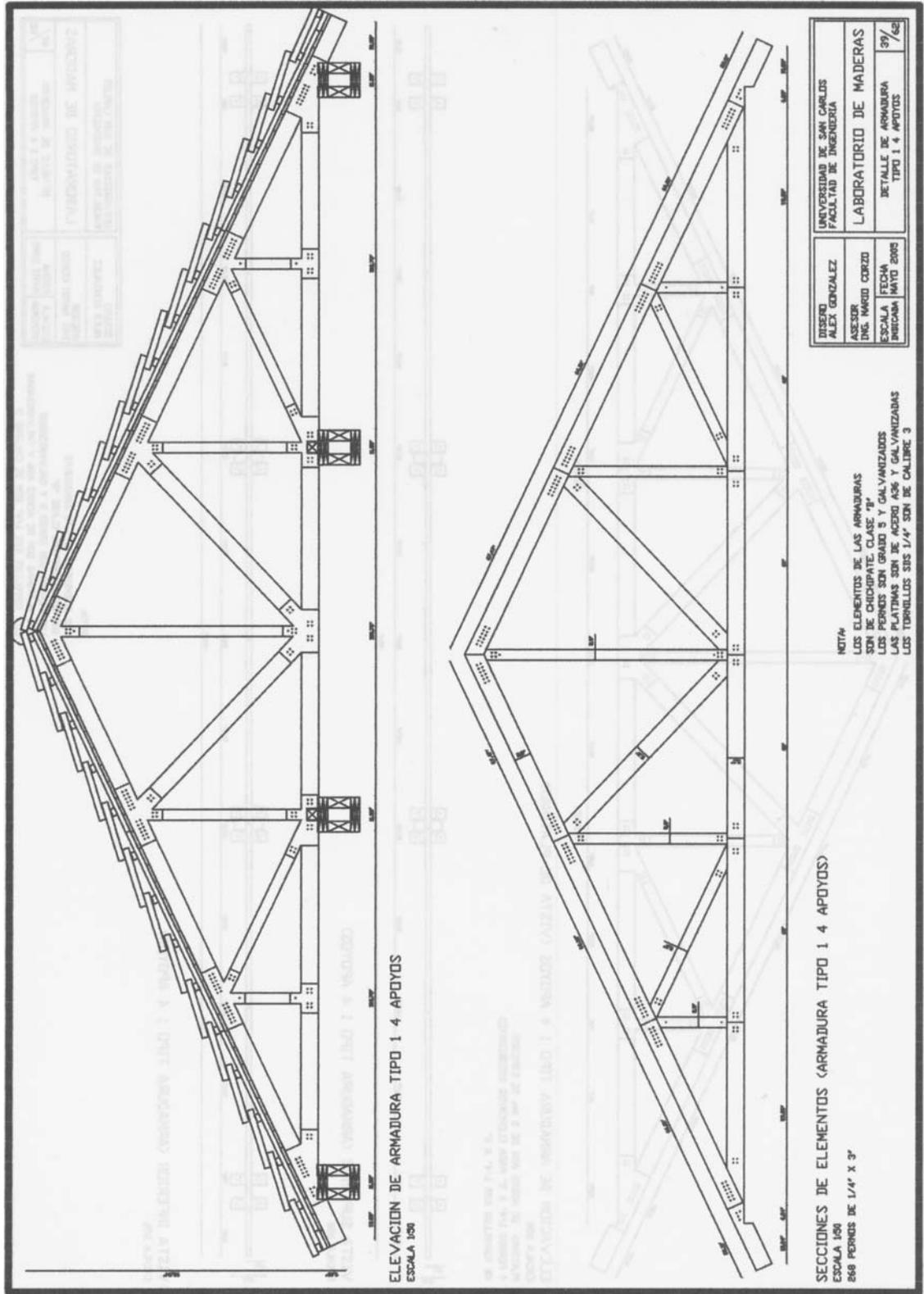
ESCALA 1:50

VISTA INFERIOR (ARMADURA TIPO 1)

ESCALA 1:50

NOTA
 LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS SON DE CHICHIPATE, CLASE "B"
 LOS PERROS SON GRADO 5 Y GALVANIZADOS
 LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS
 LOS TORILLAS S35 1/4" SON DE CALIBRE 3

TITULO ASESOR INEL. INGENIERO RUBEN MAYO 2005	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE MADERAS DETALLE DE ARMADURA TIPO 1	36 / 62
--	--	---------



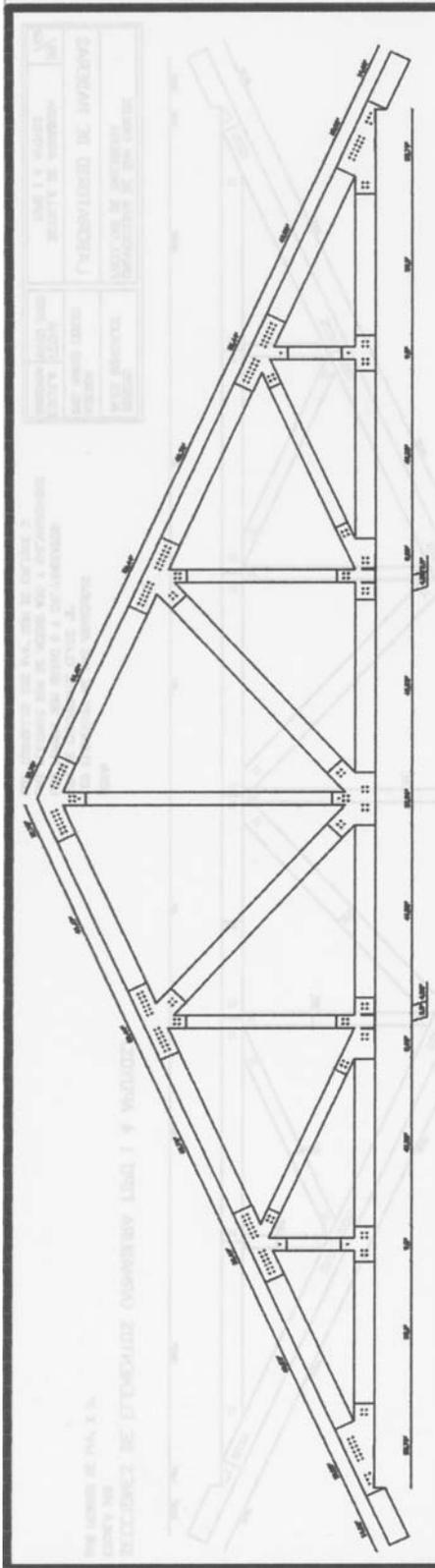
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERIA	FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MADERAS	LABORATORIO DE MADERAS
DETALLE DE ARMADURA TIPO 1 4 APOYOS	DETALLE DE ARMADURA TIPO 1 4 APOYOS

DISENYO	ALEX GONZALEZ
ASESOR	ING. WILSON CORTIZO
ESCALA	FECHA
1/4"	MAYO 2005

NOTA:
 LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS SON DE CHORIPATE CLASE 70.
 LOS PEROS SON GRADO 3 Y GALVANIZADOS.
 LAS PLANTAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS.
 LOS TORNILLOS SON 1/4" SON DE CALIBRE 3.

ELEVACION DE ARMADURA TIPO 1 4 APOYOS
 ESCALA 1/4"

SECCIONES DE ELEMENTOS (ARMADURA TIPO 1 4 APOYOS)
 ESCALA 1/4"
 868 PEROS DE 1/4" X 3"



ELEVACION DE ARMADURA TIPO 1 4 APOYOS (VISTA DE PLATINAS)

ESCALA 1/50

PLATINAS DE ACERO A36 DE 5 mm DE ESPESOR
 4 PEROS 1/4" X 3" PARA ELEMENTOS RIGIDIZANTES
 48 TORNILLOS S35 1/4" X 6"



VISTA SUPERIOR (ARMADURA TIPO 1 4 APOYOS)

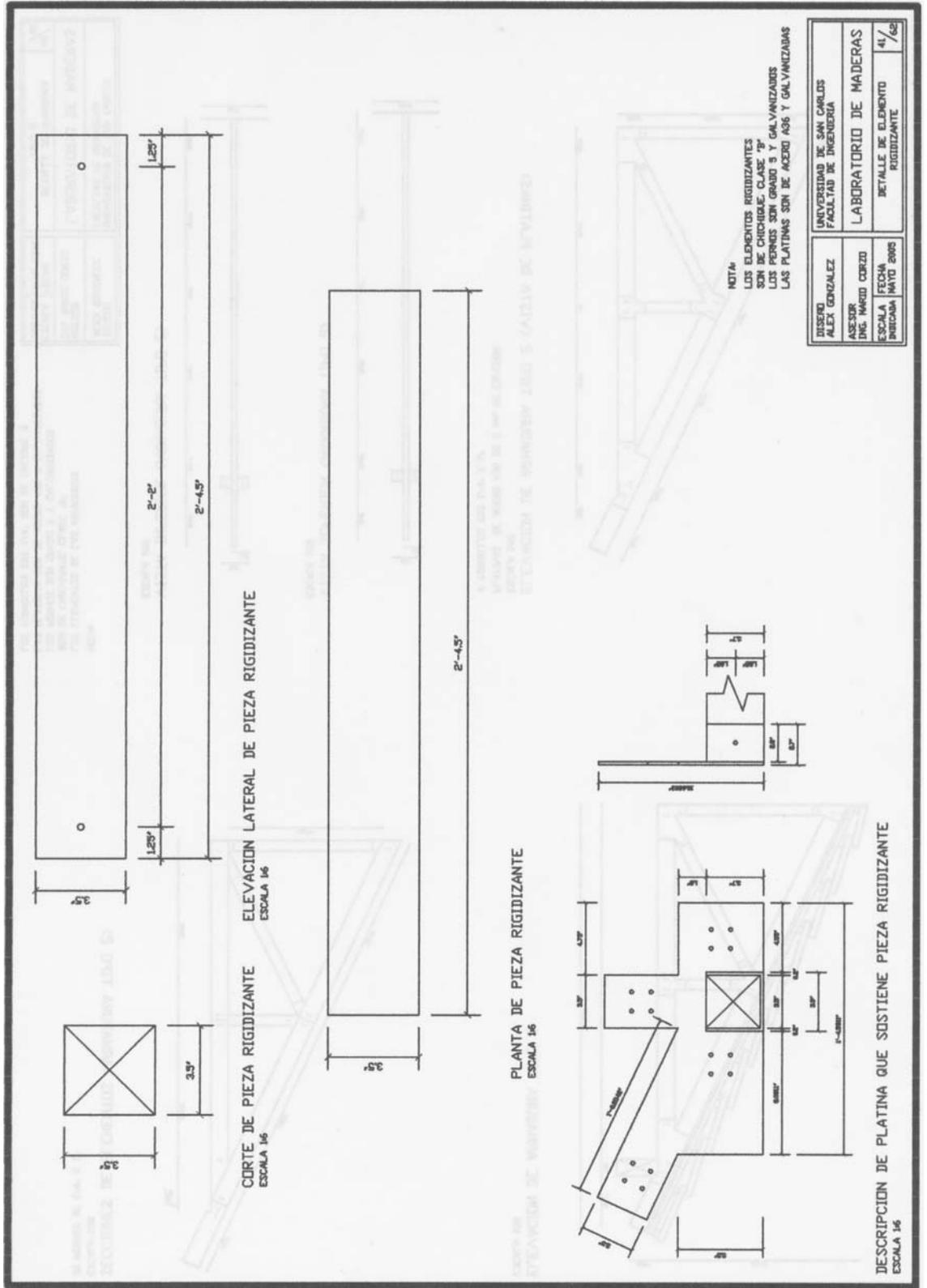
ESCALA 1/50

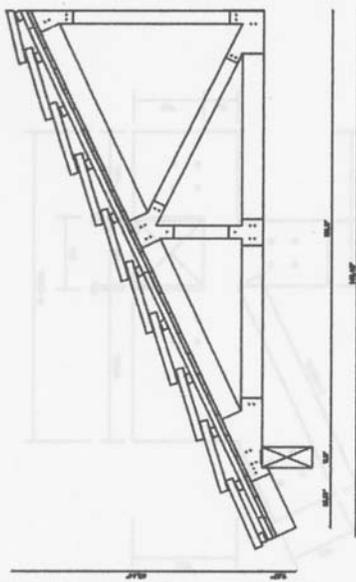
VISTA INFERIOR (ARMADURA TIPO 1 4 APOYOS)

ESCALA 1/50

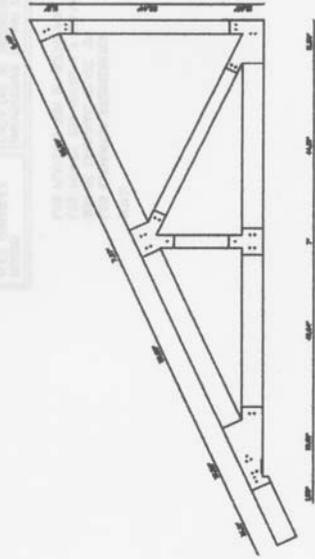
INGENIERO ALEX GONZALEZ	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR ING. MARCO CORZO	LABORATORIO DE MADERAS
ESCALA INICIADA MAYO 2005	DETALLE DE ARMADURA TIPO 1 4 APOYOS
FECHA MAYO 2005	40 / 52

NOTA
 LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS
 SON DE CHICAPATE CLASE "B"
 LOS PEROS SON GRADO 5 Y GALVANIZADOS
 LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS
 LOS TORNILLOS S35 1/4" SON DE CALIBRE 3

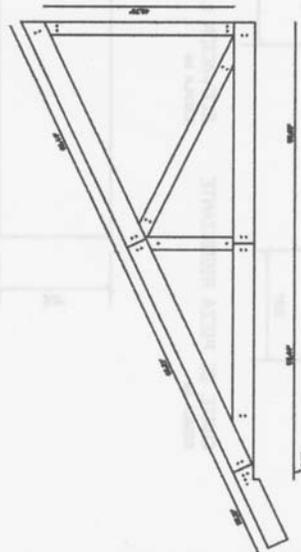




ELEVACION DE ARMADURA TIPO 2
ESCALA 1/8"



ELEVACION DE ARMADURA TIPO 2 (VISTA DE PLATINAS)
ESCALA 1/8"
PLATINAS DE ACERO A36 DE 5 mm. DE ESPESOR
4 TORNILLOS SDS 1/4" X 6"



SECCIONES DE ELEMENTOS ARMADURA TIPO 2
ESCALA 1/8"
30 PERROS DE 1/4" X 3"



VISTA SUPERIOR ARMADURA TIPO 2
ESCALA 1/8"



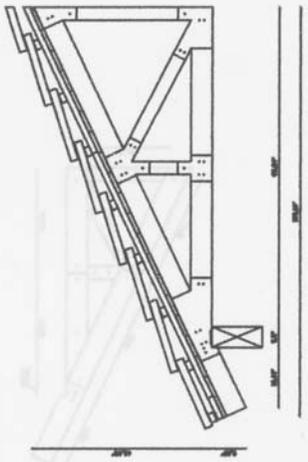
VISTA INFERIOR ARMADURA TIPO 2
ESCALA 1/8"

NOTA
LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS SON DE CHICOPATE, CLASE "B"
LOS PERROS SON GRADO 5 Y GALVANIZADOS
LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS
LOS TORNILLOS SDS 1/4" SON DE CALIBRE 3

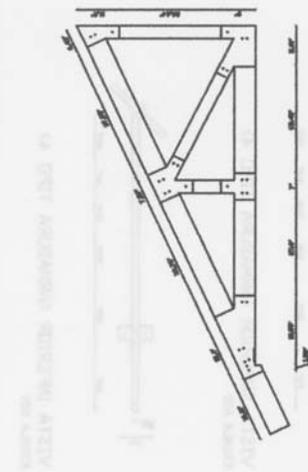
DISEÑO ALEX GONZALEZ	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR ING. HIRSH CORZO	LABORATORIO DE MADERAS
ESCALA BIBICAMA MAYO 2003	DETALLE DE ARMADURA TIPO 2
	45/ /62

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MADERAS

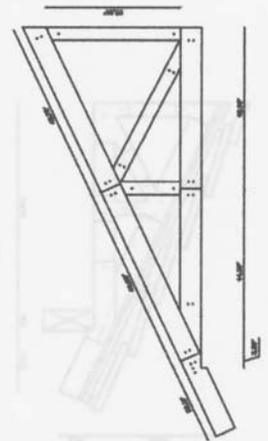
PROYECTO DE TRABAJO DE GRADUACION
DISEÑO DE UN PUNTO DE VENTA DE MADERAS
EN LA ZONA DE CHICOPATE, CLASE "B"
EN LA ZONA DE CHICOPATE, CLASE "B"
EN LA ZONA DE CHICOPATE, CLASE "B"



ELEVACION DE ARMADURA TIPO 3
ESCALA 1:50



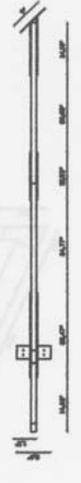
ELEVACION DE ARMADURA TIPO 3 (VISTA DE PLATINAS)
ESCALA 1:50
PLATINAS DE ACERO A36 DE 5 mm DE ESPESOR
4 TORNELLOS SIS 1/4" X 6"



SECCIONES DE ELEMENTOS (ARMADURA TIPO 3)
ESCALA 1:50
28 PERROS DE 1/4" X 3"



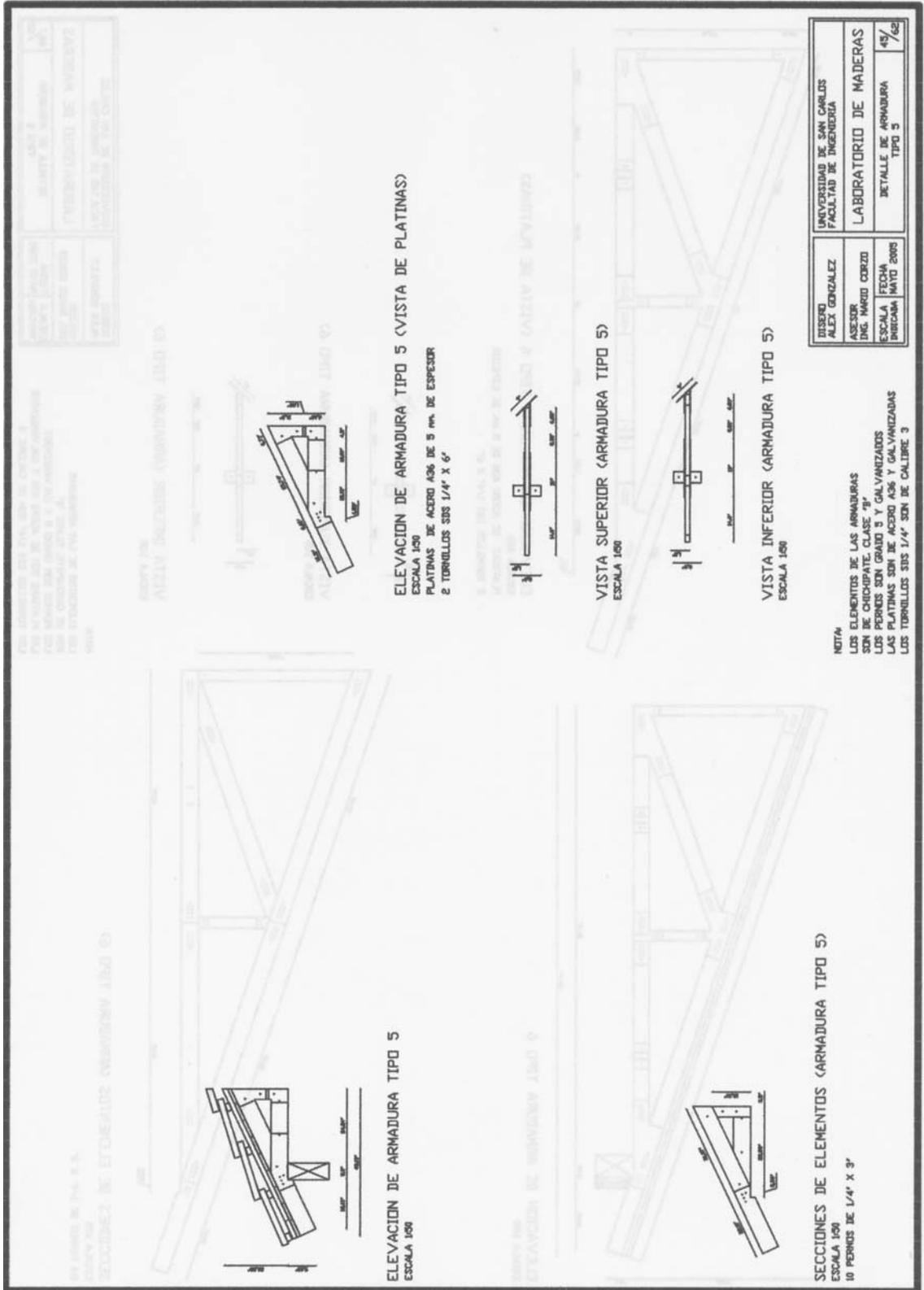
VISTA SUPERIOR (ARMADURA TIPO 3)
ESCALA 1:50



VISTA INFERIOR (ARMADURA TIPO 3)
ESCALA 1:50

DISEÑO	ALEX GONZALEZ	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS	FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR	DIC. MARCO CORZO	LABORATORIO DE MADERAS	
ESCALA	FECHA	DETALLE DE ARMADURA	49/62
INICIADA	MAYO 2005	TIPO 3	

NOTA
LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS SON DE CHICOPATE, CLASE "B"
LOS PERROS SON GRADO 5 Y GALVANIZADOS
LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS
LOS TORNELLOS SON 1/4" SON DE CALIBRE 3



ELEVACION DE ARMADURA TIPO 5 (VISTA DE PLATINAS)
 ESCALA 1:50
 PLATINAS DE ACERO A36 DE 5 mm. DE ESPESOR
 2 TORILLONES S35 1/4" X 6"

VISTA SUPERIOR (ARMADURA TIPO 5)
 ESCALA 1:50

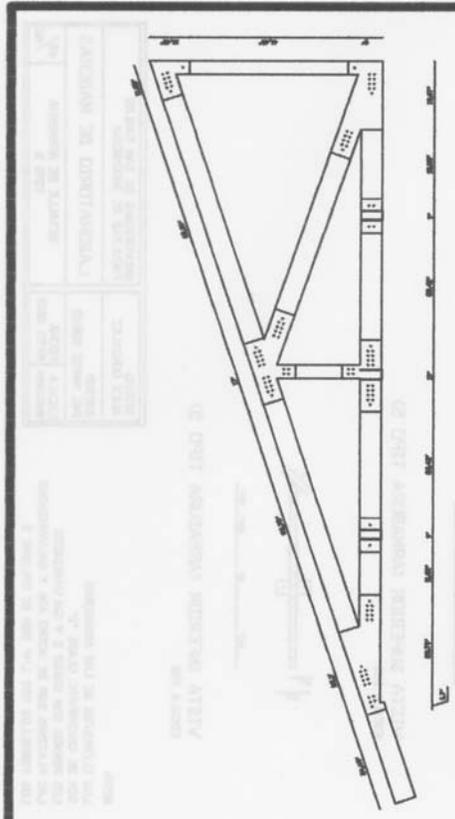
VISTA INFERIOR (ARMADURA TIPO 5)
 ESCALA 1:50

ELEVACION DE ARMADURA TIPO 5
 ESCALA 1:50

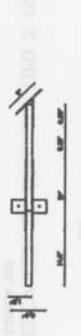
SECCIONES DE ELEMENTOS (ARMADURA TIPO 5)
 ESCALA 1:50
 10 PERROS DE 1/4" X 3"

NOTA
 LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS SON DE CHICAPATE, CLASE "B"
 LOS PERROS SON GRADO 5 Y GALVANIZADOS
 LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS
 LOS TORILLONES S35 1/4" SON DE CALIBRE 3

DISEÑO ALEX GONZALEZ	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR ING. MARCO CORZO	LABORATORIO DE MADERAS DETALLE DE ARMADURA TIPO 5
ESCALA INGENIERIA	FECHA MAYO 2005
	45 / 62



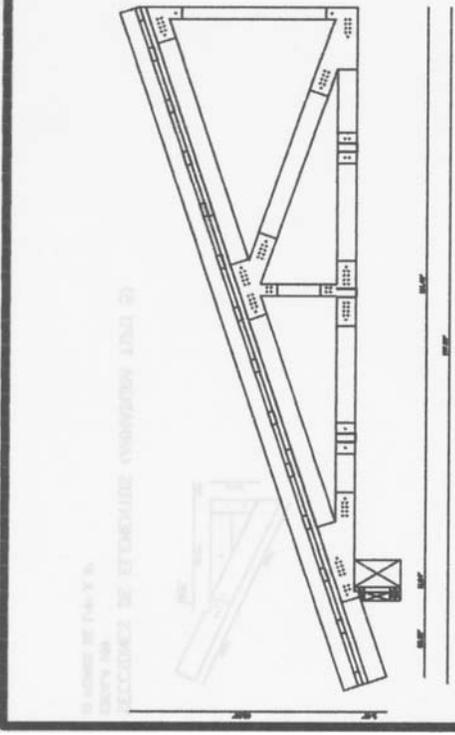
ELEVACION DE ARMADURA TIPO 6 (VISTA DE PLATINAS)
 ESCALA 1:50
 PLATINAS DE ACERO A36 DE 5 mm. DE ESPESOR
 2 TORNILLOS SIS 1/4" X 6"



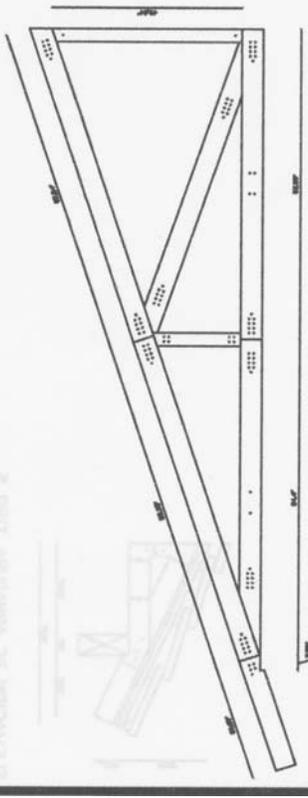
VISTA SUPERIOR (ARMADURA TIPO 6)
 ESCALA 1:50



VISTA INFERIOR (ARMADURA TIPO 6)
 ESCALA 1:50



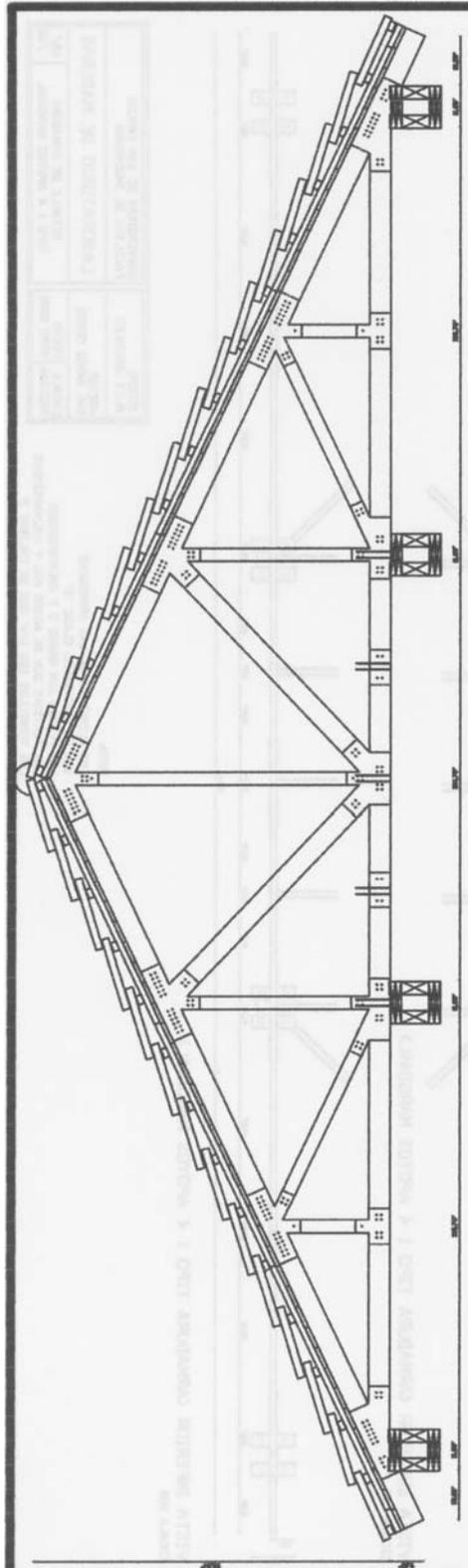
ELEVACION DE ARMADURA TIPO 6
 ESCALA 1:50



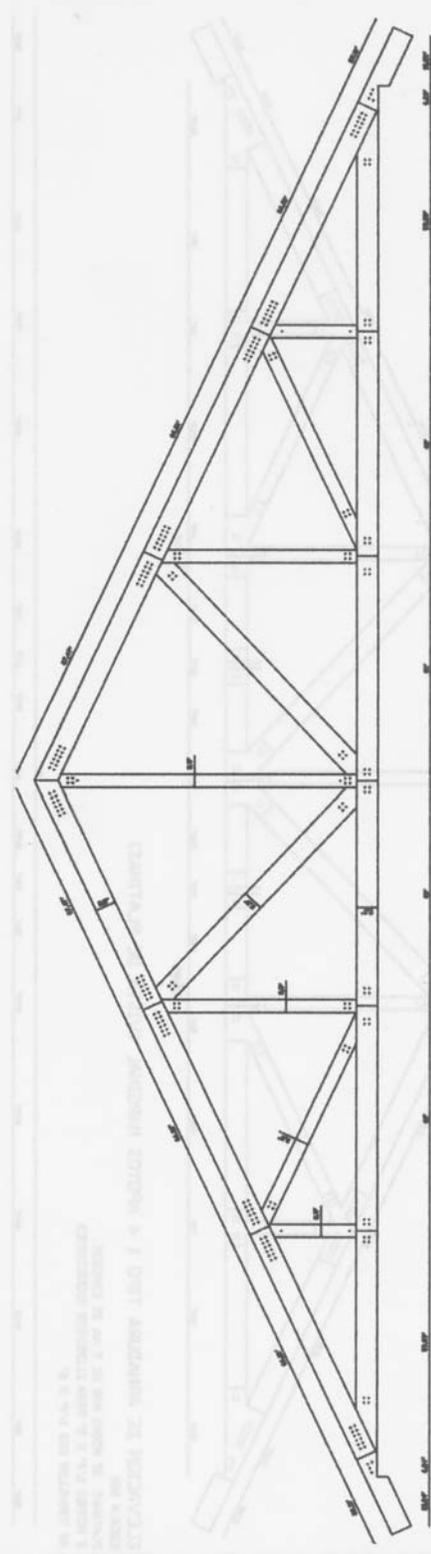
SECCIONES DE ELEMENTOS (ARMADURA TIPO 6)
 ESCALA 1:50
 114 PERNOS DE 1/4" X 3"

NOTA:
 LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS SON DE CHICAPATE, CLASE "B"
 LOS PERNOS SON GRADO 5 Y GALVANIZADOS
 LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS
 LOS TORNILLOS SIS 1/4" SON DE CALIBRE 3

DISEÑO ALEX GONZALEZ	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR ING. MARIO CORZO	LABORATORIO DE MADERAS
ESCALA INDICADA	DETALLE DE ARMADURA TIPO 6
FECHA MAYO 2010	46 / 65



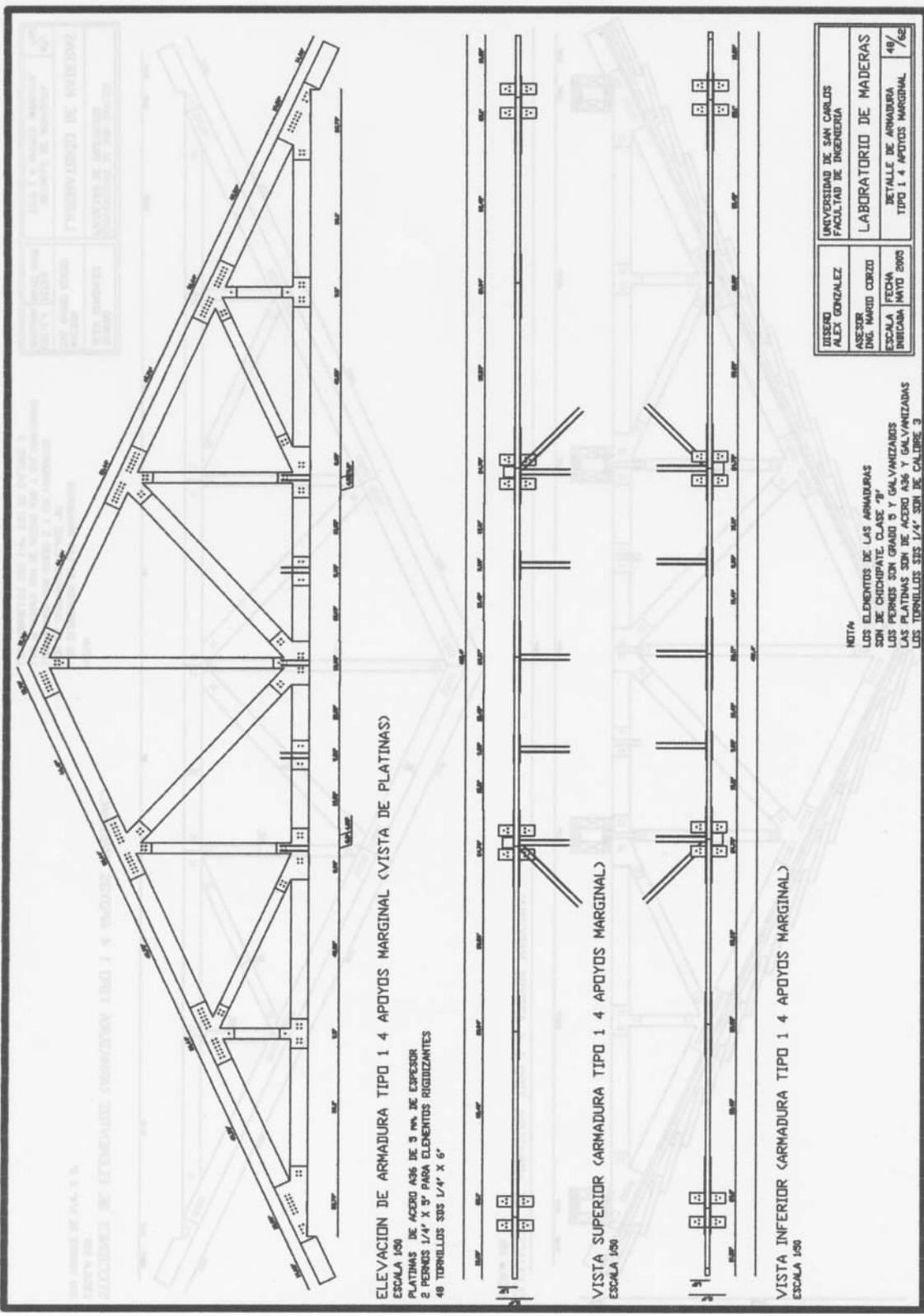
ELEVACION DE ARMADURA TIPO 1 4 APOYOS MARGINAL
ESCALA 1/50



SECCIONES DE ELEMENTOS (ARMADURA TIPO 1 4 APOYOS MARGINAL)
ESCALA 1/50
200 PERROS DE 1/4" X 3"

NOTA:
 LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS
 SON DE CHICHIPATE CLASE "B"
 LOS PERROS SON GRADO 5 Y GALVANIZADOS
 LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS
 LOS TORNELLOS S05 1/4" SON DE CALIBRE 3

ASESOR ALEX GONZALEZ	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR ING. MIRO CORZO	LABORATORIO DE MADERAS
ESCALA MAYO 2005	DETALLE DE ARMADURA TIPO 1 4 APOYOS MARGINAL
FECHA MAYO 2005	47 / 62



ELEVACION DE ARMADURA TIPO 1 4 APOYOS MARGINAL (VISTA DE PLATINAS)
 ESCALA 1/50
 2 PLATINAS DE ACERO A36 DE 3 mm. DE ESPESOR
 2 PERNOS 1/4" X 3" PARA ELEMENTOS RIGIDIZANTES
 48 TORNILLOS S35 1/4" X 6"

VISTA SUPERIOR ARMADURA TIPO 1 4 APOYOS MARGINAL
 ESCALA 1/50

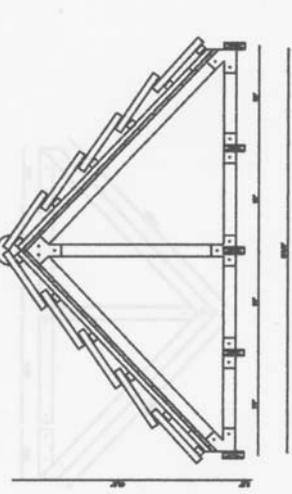
VISTA INFERIOR ARMADURA TIPO 1 4 APOYOS MARGINAL
 ESCALA 1/50

NOTA
 LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS
 SON DE CHICAPATE CLASE "B"
 LOS PERNOS SON GRADO 5 Y GALVANIZADOS
 LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS
 LOS TORNILLOS S35 1/4" SON DE CALIBRE 3

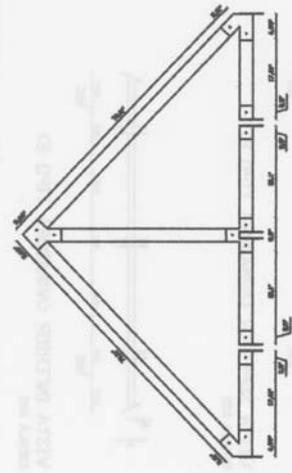
DISEÑO ALEX GONZALEZ	ASESOR DRG. MARCO CORZO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MADERAS		DETALLE DE ARMADURA TIPO 1 4 APOYOS MARGINAL
FECHA MARZO 2000		48/ /60

PROYECTO	PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ESCUELA Nº 10000
FECHA	15/05/2005
PROYECTANTE	ING. HÉCTOR CORTI
PROYECTO	PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ESCUELA Nº 10000

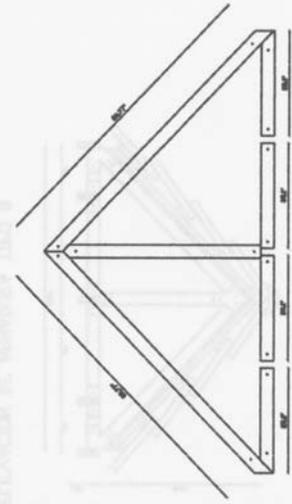
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ESCUELA Nº 10000
 PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ESCUELA Nº 10000
 PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ESCUELA Nº 10000



ELEVACION DE ARMADURA TIPO 7
 ESCALA 1/50



ELEVACION DE ARMADURA TIPO 7 (VISTA DE PLATINAS)
 ESCALA 1/50
 PLATINAS DE ACERO A36 DE 5 mm DE ESPESOR



SECCIONES DE ELEMENTOS (ARMADURA TIPO 7)
 ESCALA 1/50
 14 PERROS DE 1/4" X 3"



VISTA SUPERIOR (ARMADURA TIPO 7)
 ESCALA 1/50



VISTA INFERIOR (ARMADURA TIPO 7)
 ESCALA 1/50

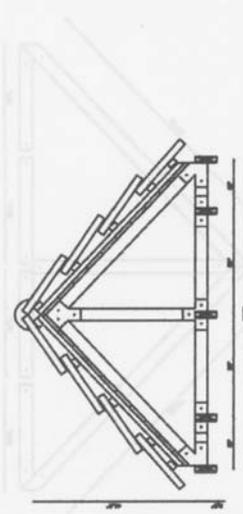
NOTA
 LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS
 SON DE CHODIPATE CLASE 70
 LOS PERROS SON GRADO 5 Y GALVANIZADOS
 LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS

DESIGNADO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
ASESOR	FACULTAD DE INGENIERIA
ING. HÉCTOR CORTI	LABORATORIO DE MADERAS
ESCALA	DETALLE DE ARMADURA
FECHA	TIPO 7
INICIADA	49/
MAYO 2005	68/

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS	LABORATORIO DE MADERAS
FACULTAD DE INGENIERIA	DETALLE DE ARMADURA TIPO 8
ALUMNO: ALEX GONZALEZ	FECHA: MAYO 2005
ASESOR: ING. MARCO CORZO	ESCALA: 50/62

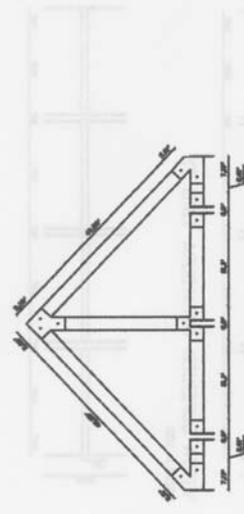
NOTA:
 LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS SON DE CHOCOPATE CLASE "B"
 LOS PERNOS SON GRADO 5 Y GALVANIZADOS
 LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS

SECCIONES DE ELEMENTOS (ARMADURA TIPO 8)
 ESCALA 1/4" X 3"



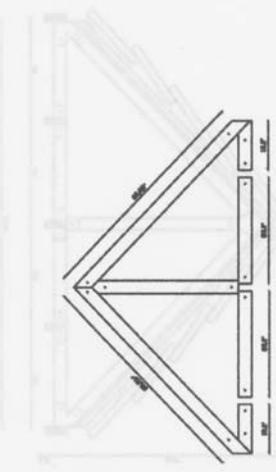
ELEVACION DE ARMADURA TIPO 8
 ESCALA 1/50

SECCIONES DE ELEMENTOS (ARMADURA TIPO 8)
 ESCALA 1/50



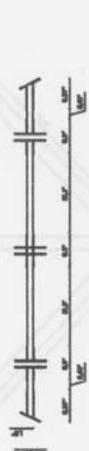
ELEVACION DE ARMADURA TIPO 8 (VISTA DE PLATINAS)
 ESCALA 1/50
 PLATINAS DE ACERO A36 DE 3 mm. DE ESPESOR

VISTA SUPERIOR (ARMADURA TIPO 8)
 ESCALA 1/50



VISTA SUPERIOR (ARMADURA TIPO 8)
 ESCALA 1/50

VISTA INFERIOR (ARMADURA TIPO 8)
 ESCALA 1/50



VISTA INFERIOR (ARMADURA TIPO 8)
 ESCALA 1/50

SECCIONES DE ELEMENTOS (ARMADURA TIPO 8)
 ESCALA 1/4" X 3"

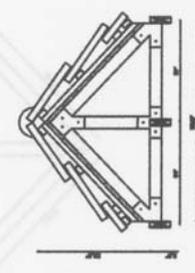
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS	LABORATORIO DE MADERAS
FACULTAD DE INGENIERIA	DETALLE DE ARMADURA TIPO 8
ALUMNO: ALEX GONZALEZ	FECHA: MAYO 2005
ASESOR: ING. MARCO CORZO	ESCALA: 50/62

NOTA:
 LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS SON DE CHOCOPATE CLASE "B"
 LOS PERNOS SON GRADO 5 Y GALVANIZADOS
 LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS

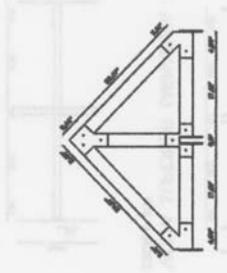
PROFESOR	INGENIERO	FECHA DE ENTREGA
ALUMNO	ALUMNO	FECHA DE ENTREGA
TITULO	PROYECTO	FECHA DE ENTREGA
FECHA DE ENTREGA	FECHA DE ENTREGA	FECHA DE ENTREGA

PROYECTO DE ARMADURA DE ACERO PARA LA CONSTRUCCION DE UN PUNTO DE VENTA DE PRODUCTOS DE LA INDUSTRIA DEL MADERA EN LA ZONA DE LA SIERRA DE LOS ANDES, CANTON DE LOS ANDES, PROVINCIA DE LOS ANDES, ECUADOR.

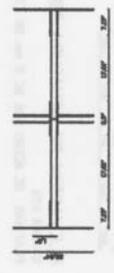
SECCIONES DE ELEMENTOS (ARMADURA TIPO 9)
ESCALA 1/50



ELEVACION DE ARMADURA TIPO 9
ESCALA 1/50



ELEVACION DE ARMADURA TIPO 9 (VISTA DE PLATINAS)
ESCALA 1/50
PLATINAS DE ACERO A36 DE 5 mm. DE ESPESOR



VISTA SUPERIOR (ARMADURA TIPO 9)
ESCALA 1/50



VISTA INFERIOR (ARMADURA TIPO 9)
ESCALA 1/50

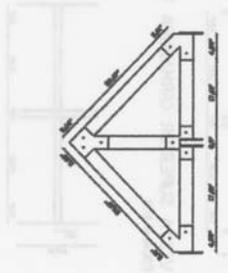
SECCIONES DE ELEMENTOS (ARMADURA TIPO 9)
ESCALA 1/50
Ø PERROS DE 1/4" X 3"

NOTA:
LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS SON DE CHICAPATE CLASE "B".
LOS PERROS SON GRABO 5 Y GALVANIZADOS.
LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS.

DISEÑO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS	FECHA DE ENTREGA
ALEX GONZALEZ	FACULTAD DE INGENIERIA	FECHA DE ENTREGA
ASESOR	LABORATORIO DE MADERAS	FECHA DE ENTREGA
DIG. NARCISO CORZO	DETALLE DE ARMADURA TIPO 9	FECHA DE ENTREGA
ESCALA		FECHA DE ENTREGA
BRICIANA		MAYO 2005
		15/62

PROYECTO	LABORATORIO DE MADERAS
FECHA	MAYO 2005
PROYECTANTE	ALEX GONZALEZ
REVISOR	DIC. MARCO CERZO
PROYECTO	LABORATORIO DE MADERAS
FECHA	MAYO 2005
PROYECTANTE	ALEX GONZALEZ
REVISOR	DIC. MARCO CERZO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERIA



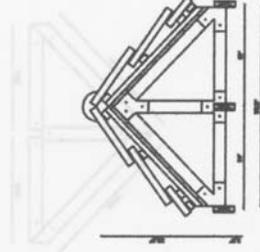
ELEVACION DE ARMADURA TIPO 10 (VISTA DE PLATINAS)
ESCALA 1:50
PLATINAS DE ACERO AS6 DE 5 mm DE ESPESOR



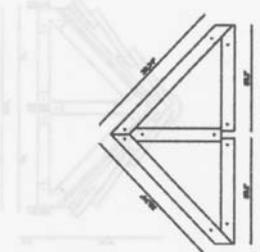
VISTA SUPERIOR (ARMADURA TIPO 10)
ESCALA 1:50



VISTA INFERIOR (ARMADURA TIPO 10)
ESCALA 1:50



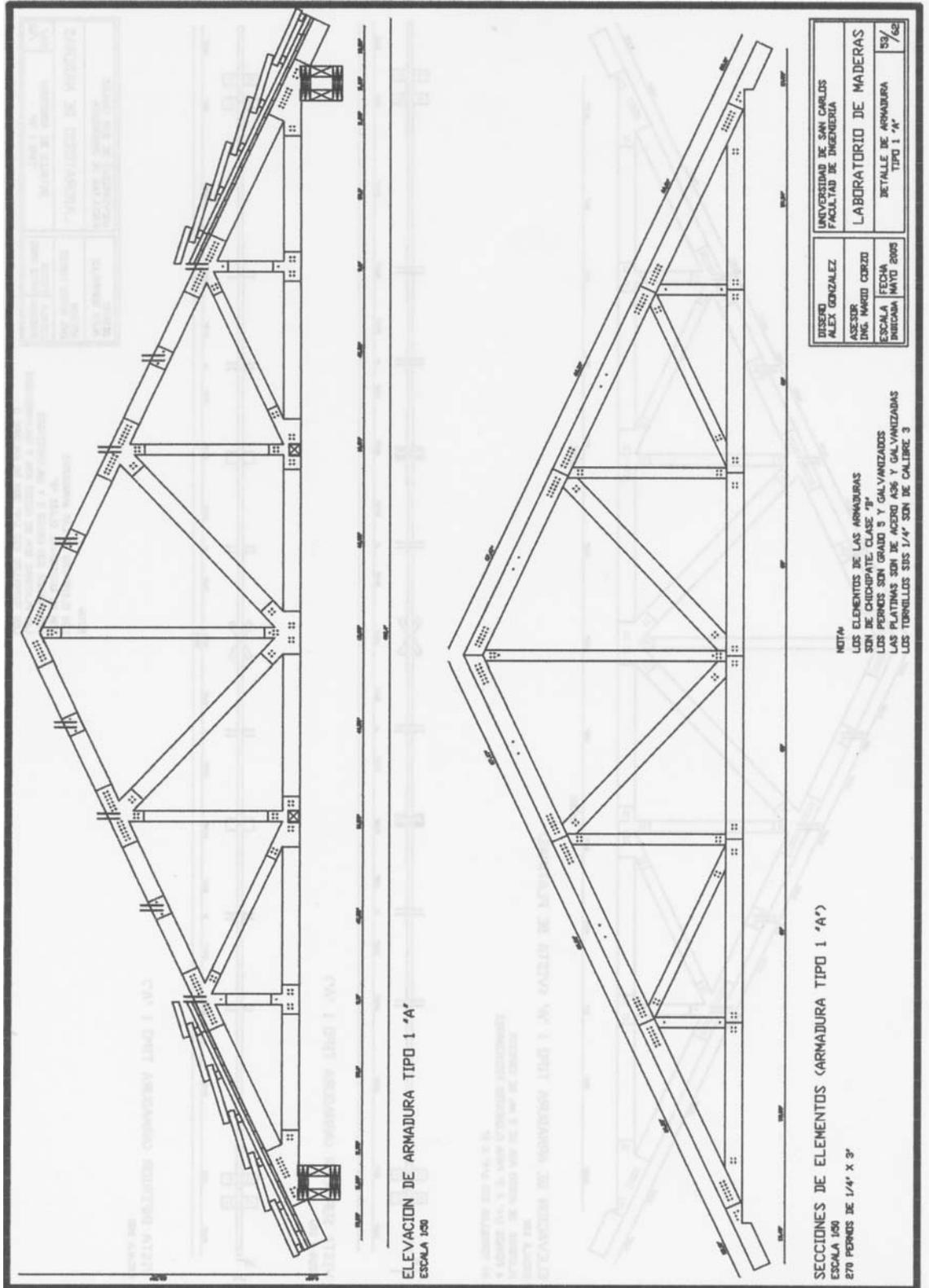
ELEVACION DE ARMADURA TIPO 10
ESCALA 1:50



SECCIONES DE ELEMENTOS (ARMADURA TIPO 10)
ESCALA 1:50
10 PERROS DE 1/4" X 3"

NOTA:
LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS SON DE CHICAPATE, CLASE "B".
LOS PERROS SON GRADO 5 Y GALVANIZADOS.
LAS PLATINAS SON DE ACERO AS6 Y GALVANIZADAS.

DISEÑO	ALEX GONZALEZ	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS	LABORATORIO DE MADERAS
ASESOR	DIC. MARCO CERZO	FACULTAD DE INGENIERIA	LABORATORIO DE MADERAS
ESCALA	FECHA	DETALLE DE ARMADURA TIPO 10	
1:50	MAYO 2005		

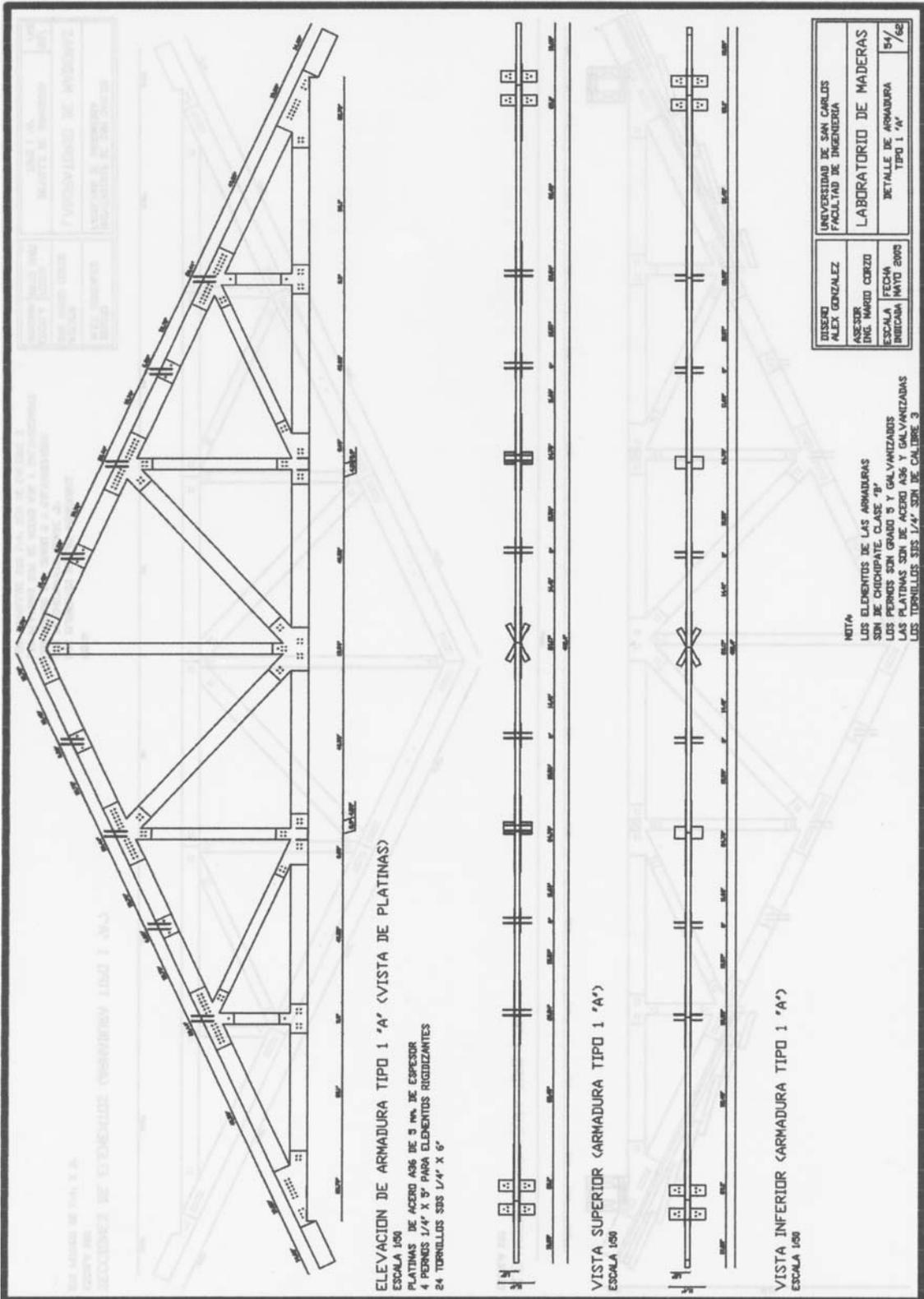


ELEVACION DE ARMADURA TIPO 1 'A'
ESCALA 1/50

SECCIONES DE ELEMENTOS (ARMADURA TIPO 1 'A')
ESCALA 1/50
270 PERROS DE 1/4" X 3"

DISEÑO ALEX GONZALEZ	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR ING. WILCO CORZO	LABORATORIO DE MADERAS
ESCALA MAYO 2005	DETALLE DE ARMADURA TIPO 1 'A'
FECHA MAYO 2005	59/ 762

NOTA:
 LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS
 SON DE CHICHIPATE CLASE "B"
 LOS PERROS SON GRADO 3 Y GALVANIZADOS
 LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS
 LOS TORNILLOS SIS 1/4" SON DE CALIBRE 3



PROYECTO	LABORATORIO DE MADERAS
CLIENTE	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FECHA	15/04/2005
INGENIERO	ALEX GONZALEZ
PROFESOR	ING. FERRUCO CORZO
ASISTENTE	ING. FERRUCO CORZO
BOLETIN	BOLETIN N° 100

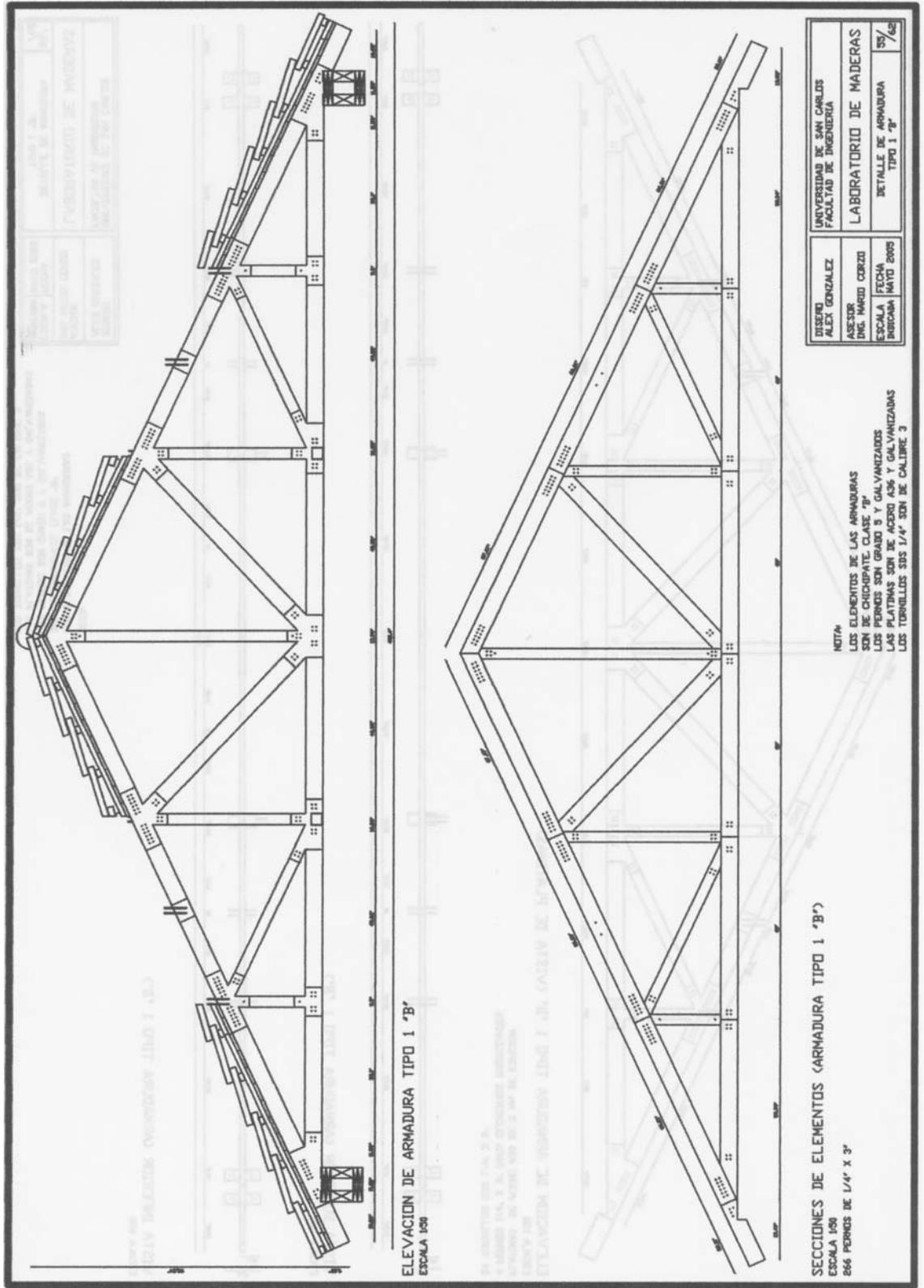
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS	LABORATORIO DE MADERAS
FACULTAD DE INGENIERIA	DETALLE DE ARMADURA
	TIPO 1 'A'
DISEÑO	15/04/2005
ALEX GONZALEZ	
ING. FERRUCO CORZO	
FECHA	
BOLETIN	
BOLETIN N° 100	

ELEVACION DE ARMADURA TIPO 1 'A' (VISTA DE PLATINAS)
 ESCALA 1:50
 PLATINAS DE ACERO A36 DE 5 mm. DE ESPESOR
 4 PERROS 1/4" X 3" PARA ELEMENTOS RIGIDIZANTES
 24 TORNILLOS S35 1/4" X 6"

VISTA SUPERIOR (ARMADURA TIPO 1 'A')
 ESCALA 1:50

VISTA INFERIOR (ARMADURA TIPO 1 'A')
 ESCALA 1:50

NOTA
 LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS SON DE CHICHIPATE CLASE 'B'
 LOS PERROS SON GRADO 5 Y GALVANIZADOS
 LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS
 LOS TORNILLOS S35 1/4" SON DE CALIBRE 3

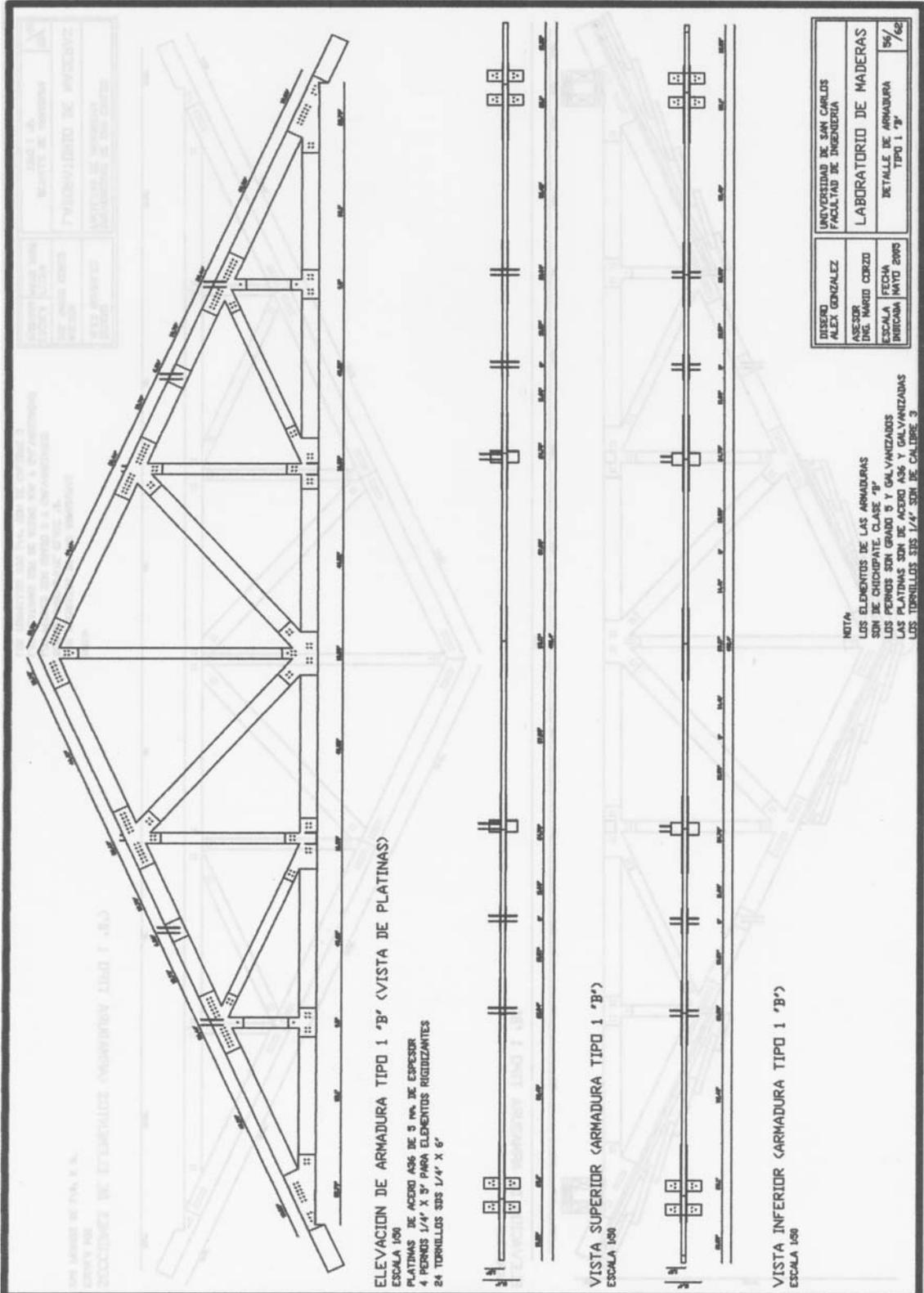


ELEVACION DE ARMADURA TIPO 1 "B"
ESCALA 1/30

SECCIONES DE ELEMENTOS (ARMADURA TIPO 1 "B")
ESCALA 1/30
866 PERROS DE 1/4" x 3"

DISEÑO ALEX. GONZALEZ	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR ING. MARCO CORZO	LABORATORIO DE MADERAS DETALLE DE ARMADURA TIPO 1 "B"
ESCALA BRICIANA MAYO 2005	35 / 62

NOTA
 LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS SON DE CHICHIPATE, CLASE "B".
 LOS PERROS SON GRADO 5 Y GALVANIZADOS.
 LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS.
 LOS TORNILLOS SON 1/4" SON DE CALIBRE 3.



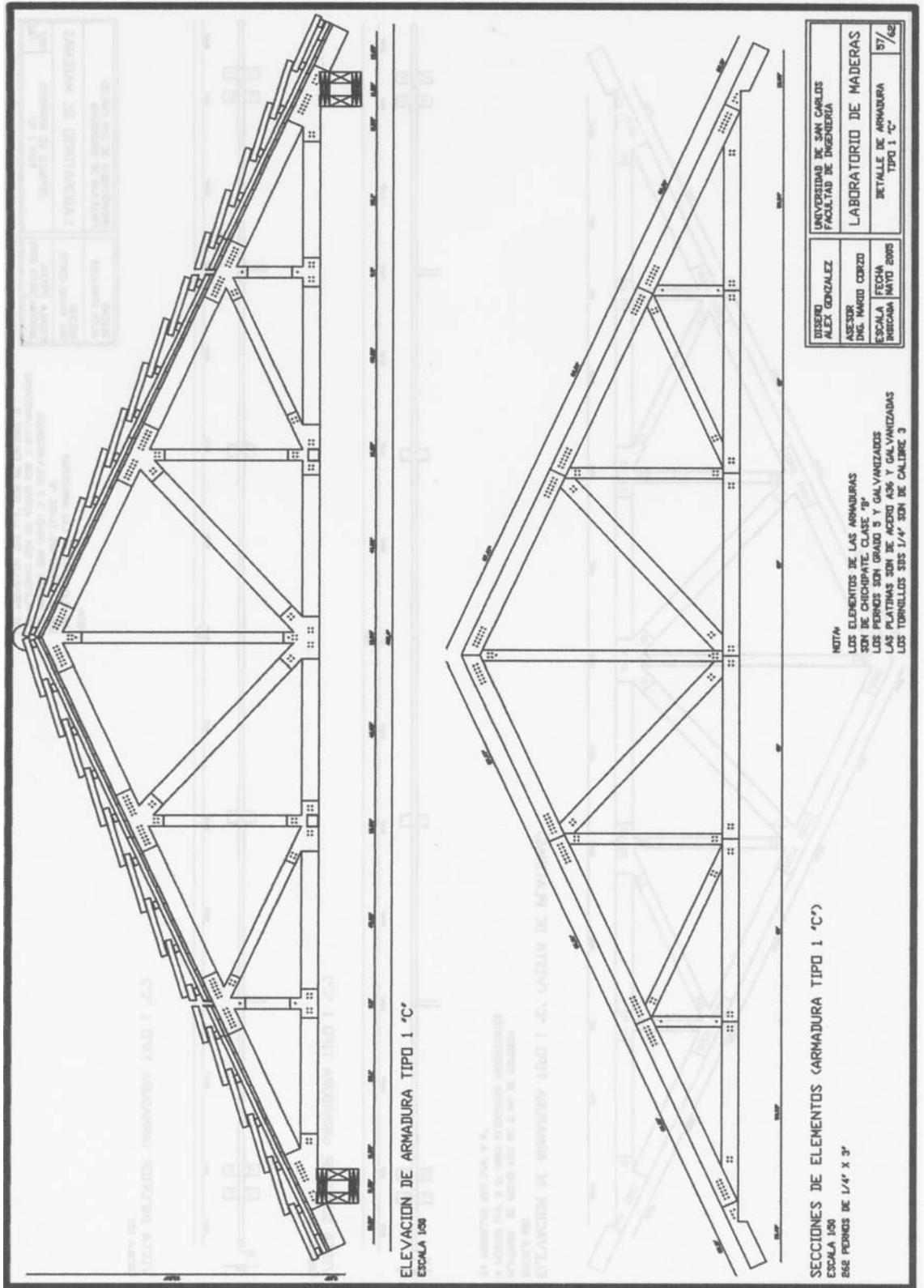
ELEVACION DE ARMADURA TIPO 1 'B' (VISTA DE PLATINAS)
 ESCALA 1/50
 PLATINAS DE ACERO A36 DE 5 mm. DE ESPESOR
 4 PERROS 1/4" X 3" PARA ELEMENTOS RIGIDIZANTES
 24 TORNILLOS SDS 1/4" X 6"

VISTA SUPERIOR (ARMADURA TIPO 1 'B')
 ESCALA 1/50

VISTA INFERIOR (ARMADURA TIPO 1 'B')
 ESCALA 1/50

NOTA
 LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS SON DE CHICAPATE CLASE "B"
 LOS PERROS SON GRADO 8 Y GALVANIZADOS
 LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS
 LOS TORNILLOS SDS 1/4" SON DE CALIBRE 3

DISEÑO ALEX GONZALEZ	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR DR. NARDO CORZO	LABORATORIO DE MADERAS
ESCALA INDEFINIDA	METAL DE ARMADURA TIPO 1 "B"
FECHA MAYO 2005	56/62



ELEVACION DE ARMADURA TIPO 1 'C'

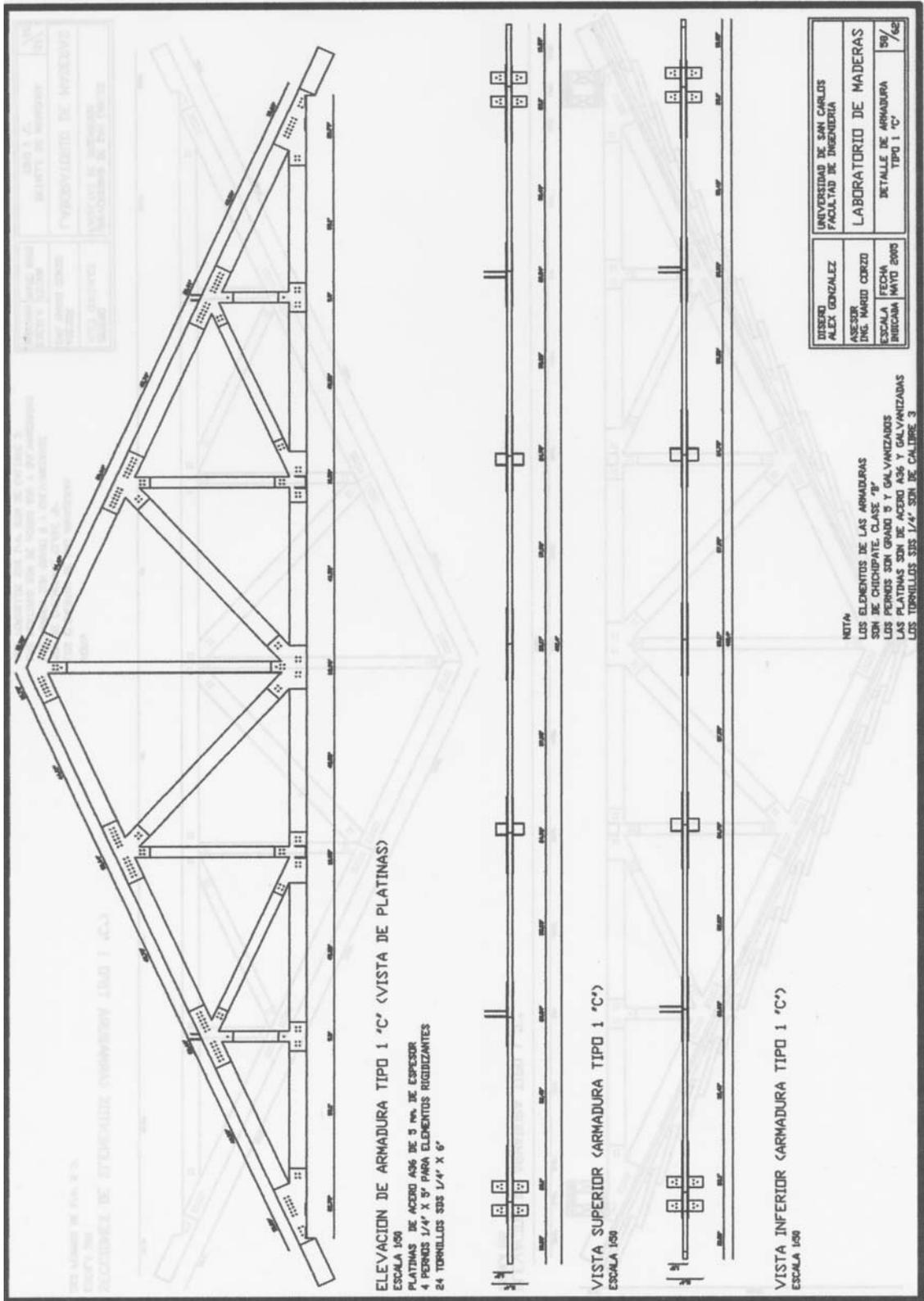
ESCALA 1/50

SECCIONES DE ELEMENTOS ARMADURA TIPO 1 'C'

ESCALA 1/50
ESE PERROS DE 1/4" X 3"

NOTA
 LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS
 SON DE CHICHIPATE CLASE 'B'
 LOS PERROS SON GRADO 5 Y GALVANIZADOS
 LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS
 LOS TORNEILLOS SON 1/4" SON DE CALIBRE 3

DISEÑO ALEX GONZALEZ	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR DR. NIRO CORZO	LABORATORIO DE MADERAS DETALLE DE ARMADURA TIPO 1 'C'
ESCALA INDICADA	FECHA MAYO 2005
	57 / 62



ELEVACION DE ARMADURA TIPO 1 'C' (VISTA DE PLATINAS)

ESCALA 1/50

PLATINAS DE ACERO AS-6 DE 5 mm DE ESPESOR
4 PERROS 1/4" X 8" PARA ELEMENTOS RIGIDIZANTES
24 TORNILLOS S35 1/4" X 6"

VISTA SUPERIOR (ARMADURA TIPO 1 'C')

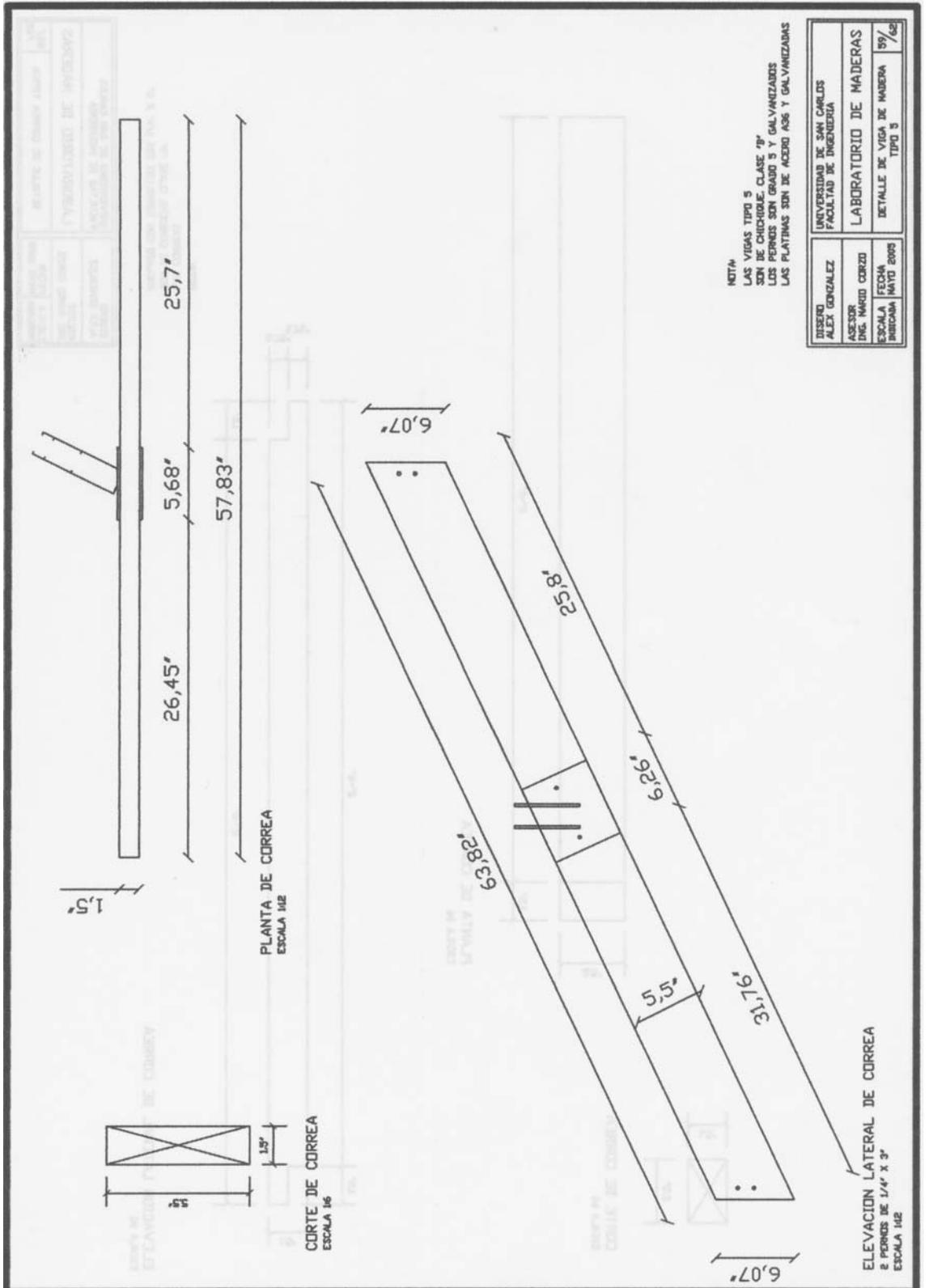
ESCALA 1/50

VISTA INFERIOR (ARMADURA TIPO 1 'C')

ESCALA 1/50

NOTA
 LOS ELEMENTOS DE LAS ARMADURAS SON DE CHICAPATE, CLASE "B"
 LOS PERROS SON GRADO 5 Y GALVANIZADOS
 LAS PLATINAS SON DE ACERO AS-6 Y GALVANIZADAS
 LOS TORNILLOS S35 1/4" SON DE CALIBRE 3

DISEÑO ALEX GONZALEZ	ASesor ING. MARCO CORZO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA
ESCALA 1/50	FECHA MAYO 2005	LABORATORIO DE MADERAS
		DETALLE DE ARMADURA TIPO 1 'C'
		150 / 66

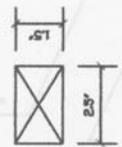


NOTA:
 LAS VIGAS TIPO 5
 SON DE CHICHOLE. CLASE "B"
 LOS PERROS SON GRABO 5 Y GALVANIZADOS
 LAS PLATINAS SON DE ACERO A36 Y GALVANIZADAS

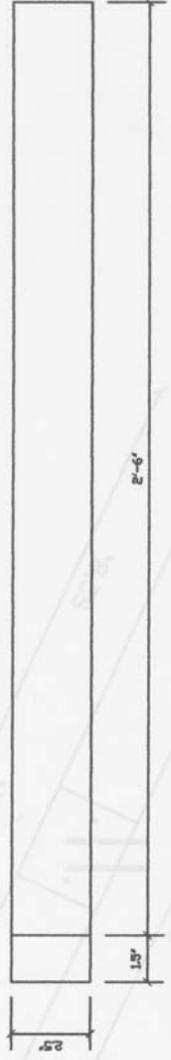
DISEÑO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
ALLEN GONZALEZ	FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR	LABORATORIO DE MADERAS
ING. NARCISO CORZO	DETALLE DE VIGA DE MADERA
ESCALA	TIPO 5
FECHA	1/50
REVISADO	MAYO 2005
	1/50

PROYECTO	LABORATORIO DE MADERAS
FECHA	1969
PROYECTANTE	ING. MAURICIO CORZO
REVISOR	ING. MAURICIO CORZO
APROBADO	ING. MAURICIO CORZO

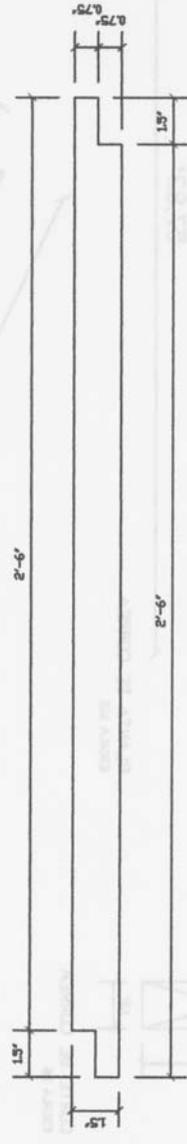
ESTE DISEÑO FUE ELABORADO POR EL AUTOR Y SU RESPONSABILIDAD ES SOLO SUYA. NO SE RESPONSABILIZA POR DAÑOS O PERJUICIOS QUE SE DERIVEN DE SU USO. NO SE RESPONSABILIZA POR DAÑOS O PERJUICIOS QUE SE DERIVEN DE SU USO.



CORTE DE CORREA
ESCALA 1/6"



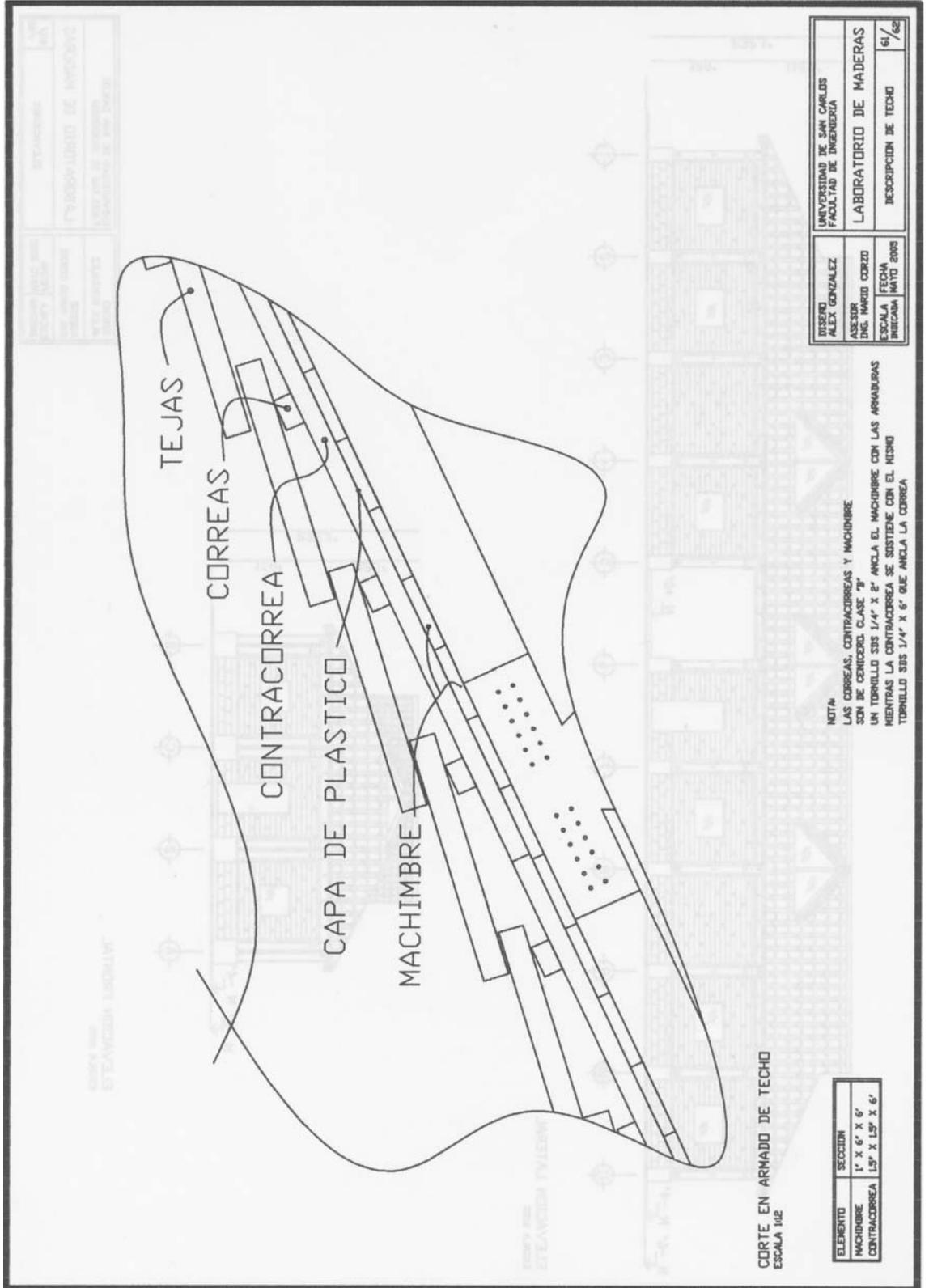
PLANTA DE CORREA
ESCALA 1/6"



ELEVACION LATERAL DE CORREA
ESCALA 1/6"

NOTA
LAS CORREAS SON DE CONCORDIA CLASE 700 ANCLADO CON TORNILLOS SDS 1/4" X 6"

DISEÑO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
ASESOR	FACULTAD DE INGENIERIA
ING. MAURICIO CORZO	LABORATORIO DE MADERAS
ESCALA	FECHA
1/6"	1969



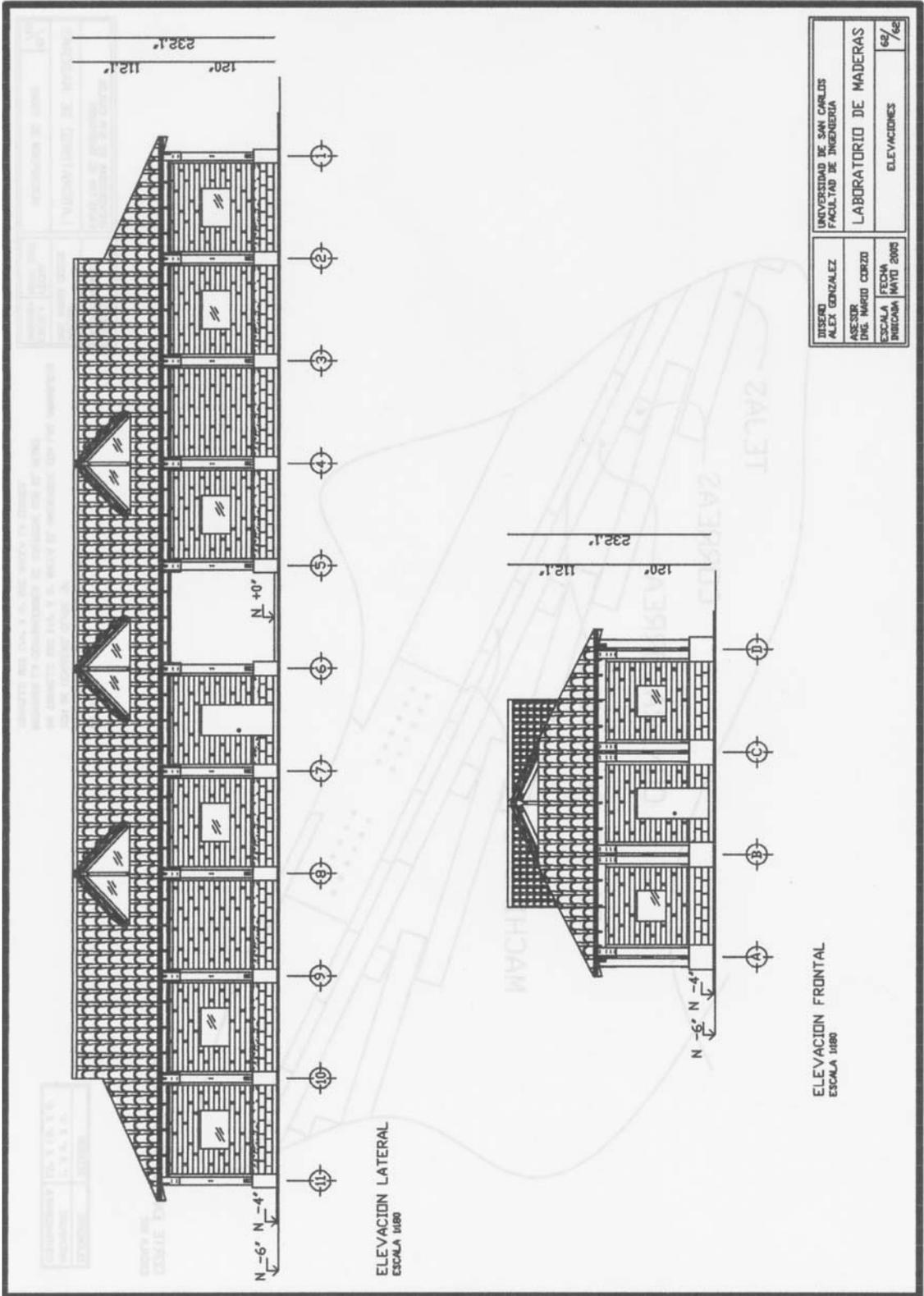
CORTE EN ARMADO DE TECHO
ESCALA 1/8"

ELEMENTO	SECCION
MACHIMBRE	1" X 6" X 6"
CONTRACORREA	1 1/2" X 1 1/2" X 6"

NOTA:
LAS CORREAS, CONTRACORREAS Y MACHIMBRE SON DE CORIZO CLASE "B"
UN TORILLO SIS 1/4" X 2" ANCLA EL MACHIMBRE CON LAS ARMADURAS
MIENTRAS LA CONTRACORREA SE SOSTIENE CON EL MISMO
TORILLO SIS 1/4" X 6" QUE ANCLA LA CORREA

DISEÑO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
ALEX GONZALEZ	FACULTAD DE INGENIERIA
ASESOR	LABORATORIO DE MADERAS
ING. MARCO CORZO	
ESCALA	FECHA
1/8"	MAYO 2008
DESCRIPCION DE TECHO	61/08

ESTADISTICA	
PROFESIONALIDAD DE INGENIERIA	
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS	
FACULTAD DE INGENIERIA	
LABORATORIO DE MADERAS	



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA		LABORATORIO DE MADERAS	
DISEÑO ALEX GONZALEZ		ELEVACIONES	
ASESOR ING. WAGDI CORZO		Escala: 1/60	
FECHA MAYO 2005		69 / 76	

5.5 Cuantificación de materia prima necesaria para la construcción del edificio

BANQUETA

Selecto: 4.40 m³

Cemento: 86 sacos

Arena: 4.82 m³

Grava: 4.82 m³

Electromalla 6 x 6 W 2.0 x W 2.0: 8 planchas

TORTA DE CONCRETO

Selecto: 11.85 m³

Cemento: 174 sacos

Arena: 9.75 m³

Grava: 9.75 m³

Electromalla 6 x 6 W 2.0 x W 2.0: 18 planchas

ZAPATAS

Cemento: 136 sacos

Arena: 7.30 m³

Grava: 7.30 m³

Acero: 102 varillas No. 4

Alambre de Amarre: 12.92 Lb.

PEDESTALES

Cemento: 136 sacos

Arena: 6.73 m³

Grava: 6.73 m³

Acero: 238 varillas No. 4

Alambre de amarre: 1.68 Lb.

Estribos: 204 varillas No. 2

Eslabones: 34 varillas No. 2

CIMIENTO CORRIDO

Cemento: 78 sacos

Arena: 4.37 m³

Grava: 4.37 m³

Acero: 78 varillas No. 3

Alambre de Amarre: 14.9 Lb.

Eslabones: 39 varillas No. 2

SOLERA DE HUMEDAD

Cemento: 36 sacos

Arena: 2.03 m³

Grava: 2.03 m³

Acero: 78 varillas No. 3

Alambre de Amarre: 19.87 Lb.

Estribos: 78 varillas No. 2

SOLERA DE CORONA

Cemento: 34 sacos

Arena: 1.87 m³

Grava: 1.87 m³

Acero: 78 varillas No. 3

Alambre de Amarre: 19.87 Lb.

Estribo: 78 varillas No. 2

MUROS DE MAMPOSTERIA

Bloques: 786 unidades

Acero: 30 varillas No. 3

Cemento: 12 sacos

Arena: 1.28 m³

CONECTORES

CB1010: 68 unidades

MA6: 240 unidades

MUROS DE MADERA (Pino del Petén)

Para ejes literales con puerta

Pies derechos (6" x 3" x 8'): 18

Solera media (6" x 3" x 4'): 6

Solera de corona (6" x 3" x 9'): 3

Solera de humedad (6" x 3" x 4'): 6

Tornillos SDS ¼" x 3.5": 18

Tornillos SDS ¼" x 4.5": 12

Para ejes literales cerrados

Pies derechos (6" x 3" x 8'): 84

Solera de corona (6" x 3" x 9'): 12

Solera de humedad (6" x 3" x 9'): 12

Tornillos SDS ¼" x 3.5": 10

Tornillos SDS ¼" x 4.5": 14

Para ejes literales con ventanas:

Pies derechos (6" x 3" x 8'): 72

Solera media (6" x 3" x 5'): 36

Solera de corona (6" x 3" x 9'): 12

Solera de humedad (6" x 3" x 4'): 12

Tornillos SDS ¼" x 3.5": 22

Tornillos SDS ¼" x 4.5": 12

Para ejes numerales con puerta:

Pies derechos (6" x 3" x 8'): 24

Solera media (6" x 3" x 4'): 8

Solera de corona (6" x 3" x 9'): 4

Solera de humedad (6" x 3" x 3'): 8

Tornillos SDS ¼" x 3.5": 18

Tornillos SDS ¼" x 4.5": 12

Para ejes numerales con ventana:

Pies derechos (6" x 3" x 8'): 42

Solera media (6" x 3" x 4'): 21

Solera de corona (6" x 3" x 9'): 7
Solera de humedad (6" x 3" x 9'): 7
Tornillos SDS 1/4" x 3.5": 22
Tornillos SDS 1/4" x 4.5": 12

COLUMNAS DE MADERA

Bloque separador inferior (3" x 1' x 9.5"): 34
Bloque separador intermedio (3" x 1' x 9.5"): 34
Bloque separador superior (3" x 1' x 13.25"): 34
Columnas de madera (10" x 10" x 10'): 68

Para columna tipo 1

Platinas: 36
Anclaje viga columna: 72
Tornillos SDS 1/4" x 3": 216
Pernos 1/4" x 22": 72
Pernos 1" x 16": 72
Pernos 3/4" x 22": 72

Para columna tipo 2

Platinas: 16
Tornillos SDS 1/4" x 4.5": 128
Pernos 1/4" x 22": 16
Pernos 3/4" x 22": 16

Para columna tipo 3

Platinas: 16
Anclaje viga columna: 16

Tornillos SDS ¼" x 3": 80

Pernos ¼" x 22": 32

Pernos ¾" x 22": 32

Para columna tipo 4

Platinas: 8

Anclaje viga columna: 16

Tornillos SDS ¼" x 2": 48

Tornillos SDS ¼" x 4.5": 32

Pernos ¼" x 22": 16

Pernos ¾" x 22": 16

VIGAS

Viga tipo 1

Tablón (10' x 2" x 12"): 64

Viga (10' x 4" x 8"): 32

Tornillos SDS ¼" x 4.5": 90

Viga tipo 2

Viga (10' x 6" x 14"): 6

Viga tipo 3

Tablón (10' x 2" x 12"): 16

Viga (10' x 4" x 8"): 8

Tornillos SDS ¼" x 4.5": 90

Viga tipo 4

Tablón (11' x 2" x 12"): 16

Viga (11' x 4" x 8"): 8
Tornillos SDS ¼" x 4.5": 88

ARMADURAS

Armadura tipo 1

Pernos ¼" x 3": 2144
Platinas: 192
Tornillos SDS ¼" x 6": 192
Pernos ¼" x 5": 32
Cuerda superior: 198
Cuerda inferior: 132
Cuerda inferior de apoyo: 66
Celosía tipo 1: 66
Celosía tipo 2: 66
Celosía tipo 3: 66
Celosía tipo 4: 66
Celosía tipo 5: 66

Armadura tipo 1 con 4 apoyos

Pernos ¼" x 3": 2144
Platinas: 192
Tornillos SDS ¼" x 6": 384
Pernos ¼" x 5": 32

Pieza Rigidizante:

4" x 4" x 3': 64

Armadura tipo 2

Pernos 1/4" x 3": 300

Platinas: 100

Tornillos SDS 1/4" x 6": 40

Cuerda superior: 10

Cuerda inferior: 20

Cuerda inferior de apoyo: 10

Celosía tipo 1: 10

Celosía tipo 2: 10

Celosía tipo 3: 10

Armadura tipo 3

Pernos 1/4" x 3": 224

Platinas: 80

Tornillos SDS 1/4" x 6": 32

Cuerda superior: 16

Cuerda inferior: 8

Cuerda inferior de apoyo: 8

Celosía tipo 1: 8

Celosía tipo 2: 8

Celosía tipo 3: 8

Armadura tipo 4

Pernos 1/4" x 3": 144

Platinas: 80

Tornillos SDS 1/4" x 6": 16

Cuerda superior: 16

Cuerda inferior: 8

Cuerda inferior de apoyo: 8

Celosía tipo 1: 8

Celosía tipo 2: 8

Celosía tipo 3: 8

Armadura tipo 5

Pernos ¼" x 3": 80

Platinas: 60

Tornillos SDS ¼" x 6": 20

Cuerda superior: 8

Cuerda inferior de apoyo: 8

Celosía tipo 1: 8

Armadura tipo 6

Pernos ¼" x 3": 456

Platinas: 56

Tornillos SDS ¼" x 6": 72

Cuerda superior: 8

Cuerda inferior: 4

Cuerda inferior de apoyo: 4

Celosía tipo 1: 4

Celosía tipo 2: 4

Celosía tipo 3: 4

Armadura tipo 1, 4 apoyos marginal

Pernos ¼" x 3": 724

Platinas: 56

Tornillos SDS ¼" x 6": 96

Pernos ¼" x 5": 48

Armadura tipo 7

Pernos ¼" x 3": 84

Platinas: 12

Cuerda superior: 12

Cuerda inferior: 12

Celosía tipo 1:6

Armadura tipo 8

Pernos ¼" x 3": 102

Platinas: 36

Cuerda superior: 12

Cuerda inferior: 12

Celosía tipo 1: 6

Armadura tipo 9

Pernos ¼" x 3": 60

Platinas: 12

Cuerda superior: 12

Cuerda inferior: 12

Celosía tipo 1: 6

Armadura tipo 10

Pernos ¼" x 3": 60

Platinas: 36

Cuerda superior: 12

Cuerda inferior: 12

Celosía tipo 1: 6

Armadura tipo 1 "A"

Pernos ¼" x 3": 1620

Platinas: 192

Tornillos SDS ¼" x 6": 144

Pernos ¼" x 5": 24

Armadura tipo 1 "B"

Pernos ¼" x 3": 1596

Platinas: 168

Tornillos SDS ¼" x 6": 144

Pernos ¼" x 5": 24

Armadura tipo 1 "C"

Pernos ¼" x 3": 1572

Platinas: 144

Tornillos SDS ¼" x 6": 144

Pernos ¼" x 5": 24

Viga tipo 5

Platina: 24

Pernos ¼" x 3": 24

Viga 2" x 6" x 6': 12

Correas regulares

Correa 3" x 2" x 3': 1400

Tornillos ¼" x 6": 2800

Contracorreas

Contracorreas 2" x 2" x 6': 1600

Machimbre techo

1" x 6" x 6': 3200 pies cuadrados

Tornillos 1/4" x 2" : 44,148

Tejas:

3200 pies cuadrados

Plástico:

3200 pies cuadrados

CONCLUSIONES

1. En las estructuras livianas es recomendable realizar el debido análisis por cargas de viento; ya que dichas cargas laterales suelen ser más críticas que las provocadas por sismos.
2. Para techos livianos inclinados se deben realizar un minucioso estudio de pendientes con el fin de poder determinar la que estará menos expuesta a cargas de succión o presión, dependiendo la velocidad del viento de la región donde se piensa construir.
3. Para realizar instalaciones de esta envergadura se deben tomar todos los factores de seguridad posibles y aumentarlos según criterio del diseñador, ya que estas se conciben con un periodo de duración mayor a 30 años.
4. Los elementos de madera expuestos a flexión pura se ven afectados, mayormente, por su resistencia al corte longitudinal debido a su estructura fibrosa.
5. Los elementos de madera que resisten cargas axiales se deben disponer, si es posible, de tal forma que la carga sea paralela a la dirección de las fibras, ya que, de esta forma, soporta cargas mayores, esto debido a la anisotropía.
6. Al iniciar el diseño de una estructura de madera se debe tener en cuenta que no será el único material estructural a utilizar ya que para maximizar su resistencia, como estructura integral, puede ser combinada con acero, concreto o mampostería.
7. Para realizar una cimentación, a base de pilotes de madera, es necesario realizar un estudio bio-químico para determinar el PH del suelo, humedad

del mismo, insectos del medio, etc.; con el fin de no encontrarse con una pudrición prematura.

8. Para techos inclinados con cargas horizontales muy grandes, se deberá analizar si es conveniente diseñar con elementos portantes de madera ya que obliga a utilizar secciones transversales muy grandes y escasas en el medio o dificulta su diseño, pues se deberá hacer uso de elementos con secciones compuestas.
9. Para las vigas que reciben cargas biaxiales se deberá realizar un estudio de esfuerzos netos en las esquinas, en las que el más crítico será el de compresión, debido a que las fibras presentan una resistencia mayor ante cargas de tensión o estiramiento.
10. En el caso de que las cargas ocupacionales o vivas que sean muy grandes es mejor utilizar especies angiospermas ya que por su densidad logran absorber mayores cargas en comparación con las gimnospermas.
11. El uso de elementos masivos previene colapsos en la estructura por incendios ya que al entrar en combustión la madera el exterior se carboniza, lo cual previene que continúe su deterioro.

RECOMENDACIONES

1. Determinar los lugares para colocar dispositivos contrafuego y sus respectivas alarmas.
2. Realizar un documento que agrupe las propiedades físico – mecánicas de las maderas en Guatemala.
3. Incluir en el estudio de las propiedades físico – mecánicas en Guatemala el valor del módulo de corte.
4. Realizar el secado correcto de las piezas a utilizar en la construcción del edificio para evitar defectos.
5. Colocar agentes preservantes para aumentar la vida útil del laboratorio.
6. Todas las piezas de madera se deben dimensionar según la S4S de modo que las secciones, se apeguen a los cálculos.
7. Todas las piezas metálicas utilizadas como conectores deberán estar cubiertos de un material antioxidante.
8. Evitar los cambios bruscos de humedad dentro del laboratorio que puedan perjudicar a los elementos estructurales del laboratorio.
9. Realizar un estudio que proyecte las velocidades de viento del país máximas y mínimas en un periodo de 50 años.

REFERENCIAS

1. Biblioteca de Consulta Microsoft® Encarta® 2002. © 1993-2001
Microsoft Corporation. Reservados todos los derechos.
2. INGENIERIA DE LA MADERA EN GUATEMALA
William Ramón Godínez Mansilla
Noviembre 1996 - Tesis
3. DISEÑO SIMPLIFICADO DE ESTRUCTURAS DE MADERA
Segunda Edición
Harry Parker – James Ambrose
Editorial Limusa Wiley
4. ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS
Segunda Edición
James Ambrose
Editorial Limusa
5. BIBLIOTECA ATRIUM DE LA CARPINTERIA
Nuevas aplicaciones
Colección Técnica de Bibliotecas Profesionales
Editorial Océano/Centrum
6. INTRODUCCION AL ESTUDIO DE LOS ÁRBOLES DE GUATEMALA

1er. Tomo

Octubre 1971

J. M. Aguilar C.

C. A. Aguilar C.

7. SECAMIENTO ARTIFICIAL DE LA MADERA

Manual No. 1. 1963

Preparado por Eliel J. Sahlman con la colaboración de Mario Han

Instituto Forestal. Santiago – Chile

8. MADERAS

Propiedades, clasificación, medición y aplicaciones

3era. Edición. Volumen 1

Corporación Chilena de la Madera

Departamento Técnico. 1963

9. DICCIONARIO ENCICLOPEDICO REZZA COLOR PARA EL SIGLO XXI

Rezza Editores S.A. de C.V.

León Guanajuato, México

Edición 2000

BIBLIOGRAFÍA

- William Ramón Godínez Mansilla, Ingeniería de la madera en Guatemala, Tesis de Ingeniería, Noviembre 1996
- Harry Parker – James Ambrose, Diseño simplificado de estructuras de madera, Segunda Edición, Editorial Limusa Wiley
- James Ambrose, Análisis y diseño de estructuras, Segunda Edición, Editorial Limusa
- Biblioteca Atrium de la carpintería, Nuevas aplicaciones, Colección Técnica de Bibliotecas Profesionales, Editorial Océano/Centrum
- J. M. Aguilar C., C. A. Aguilar C., Introducción al estudio de los árboles de Guatemala, 1er. Tomo, Octubre 1971
- Preparado por Eliel J. Sahlman con la colaboración de Mario Han, Secamiento artificial de la madera, Manual No. 1. 1963, Instituto Forestal., Santiago – Chile
- Corporación Chilena de la Madera, Maderas, Propiedades, clasificación,, medición y aplicaciones, 3era. Edición. Volumen 1, Departamento Técnico. 1963

- Evelyn Grajeda Figueroa., Propuesta de diseño de espacios físicos de sección de tecnología de materiales y sistemas constructivos, Tesis de Arquitectura, abril 2003.
- R. Park. T. Pauley, Estructuras de concreto reforzado, Editorial Limusa - 1997
- Simpson – Strong-Tie Connectors, Catalogo de conectores metálicos estructurales, Catálogo C-español02
- Notas ACI – 318
Año 2002

ANEXO 1

PROPIEDADES DE LA MADERA ESTRUCTURAL CON DIMENSIONES EECTIVAS ESTÁNDAR (S4S)

TABLA 5.1 Propiedades de la madera estructural con dimensiones efectivas estándar (S4S)

Dimensiones nominales b (pulgadas) d	Dimensiones estándares efectivas (S4S) b (pulgadas) d	Área de la sección A	Momento de inercia I	Módulo de la sección S	Peso aproximado*
2 x 3	1-1/2 x 2-1/2	3.750	1.953	1.563	0.911
2 x 4	1-1/2 x 3-1/2	5.250	5.359	3.063	1.276
2 x 5	1-1/2 x 4-1/2	6.750	11.391	5.063	1.641
2 x 6	1-1/2 x 5-1/2	8.250	20.797	7.563	2.005
2 x 8	1-1/2 x 7-1/4	10.875	47.635	13.141	2.643
2 x 10	1-1/2 x 9-1/4	13.875	98.932	21.391	3.372
2 x 12	1-1/2 x 11-1/4	16.875	177.979	31.641	4.102
2 x 14	1-1/2 x 13-1/4	19.875	290.775	43.891	4.831
3 x 1	2-1/2 x 3/4	1.875	0.088	0.234	0.456
3 x 2	2-1/2 x 1-1/2	3.750	0.703	0.938	0.911
3 x 4	2-1/2 x 2-1/2	8.750	8.932	5.104	2.127
3 x 5	2-1/2 x 3-1/2	11.250	18.984	8.438	2.734
3 x 6	2-1/2 x 4-1/2	13.750	34.661	12.604	3.342
3 x 8	2-1/2 x 5-1/2	18.125	79.391	21.901	4.405
3 x 10	2-1/2 x 7-1/4	23.125	164.886	35.651	5.621
3 x 12	2-1/2 x 9-1/4	28.125	296.631	52.734	6.836
3 x 14	2-1/2 x 11-1/4	33.125	484.625	73.151	8.051
3 x 16	2-1/2 x 13-1/4	38.125	738.870	96.901	9.266
4 x 1	3-1/2 x 3/4	2.625	0.123	0.328	0.638
4 x 2	3-1/2 x 1-1/2	5.250	0.984	1.313	1.276
4 x 3	3-1/2 x 2-1/2	8.750	4.557	3.646	2.127
4 x 4	3-1/2 x 3-1/2	12.250	12.505	7.146	2.977
4 x 5	3-1/2 x 4-1/2	15.750	26.578	11.813	3.828
4 x 6	3-1/2 x 5-1/2	19.250	48.526	17.646	4.679
4 x 8	3-1/2 x 7-1/4	25.375	111.148	30.661	6.168
4 x 10	3-1/2 x 9-1/4	32.375	230.840	49.911	7.869
4 x 12	3-1/2 x 11-1/4	39.375	415.283	73.828	9.570
4 x 14	3-1/2 x 13-1/4	46.375	678.475	102.411	11.266
4 x 16	3-1/2 x 15-1/4	53.375	1034.418	135.66	12.975
5 x 2	4-1/2 x 1-1/2	6.750	1.266	1.688	1.641
5 x 3	4-1/2 x 2-1/2	11.250	5.859	4.688	2.734
5 x 4	4-1/2 x 3-1/2	15.750	16.078	9.188	3.828
5 x 5	4-1/2 x 4-1/2	20.250	34.172	15.188	4.922

* Peso en libras por pie, basado en una densidad promedio de 35 lb/ft³ (560 kg/m³).
Fuente: Compilado de datos del National Design Specification for Wood Construction (Referencia 1), con permiso de los editores, National Forest Products Association.

TABLA 5.1 (Continuación)

Dimensiones nominales b (pulgadas) d	Dimensiones estándares efectivas (S4S) b (pulgadas) d	Área de la sección A	Momento de inercia I	Módulo de la sección S	Peso aproximado*
6 x 1	5-1/2 x 3/4	4.125	0.193	0.516	1.003
6 x 2	5-1/2 x 1-1/2	8.250	1.547	2.063	2.005
6 x 3	5-1/2 x 2-1/2	13.750	7.161	5.729	3.342
6 x 4	5-1/2 x 3-1/2	19.250	19.651	11.229	4.679
6 x 6	5-1/2 x 5-1/2	30.250	76.255	27.729	7.352
6 x 8	5-1/2 x 7-1/2	41.250	193.359	51.563	10.026
6 x 10	5-1/2 x 9-1/2	52.250	392.963	82.729	12.700
6 x 12	5-1/2 x 11-1/2	63.250	697.068	121.229	15.373
6 x 14	5-1/2 x 13-1/2	74.250	1127.672	167.063	18.047
6 x 16	5-1/2 x 15-1/2	85.250	1706.776	220.229	20.720
6 x 18	5-1/2 x 17-1/2	96.250	2456.380	280.729	23.394
6 x 20	5-1/2 x 19-1/2	107.250	3398.484	348.563	26.068
6 x 22	5-1/2 x 21-1/2	118.250	4555.086	423.729	28.741
6 x 24	5-1/2 x 23-1/2	129.250	5948.191	506.229	31.415
8 x 1	7-1/4 x 3/4	5.438	0.255	0.680	1.322
8 x 2	7-1/4 x 1-1/2	10.875	2.039	2.719	2.643
8 x 3	7-1/4 x 2-1/2	18.125	9.440	7.552	4.405
8 x 4	7-1/4 x 3-1/2	25.375	25.904	14.803	6.168
8 x 6	7-1/2 x 5-1/2	41.250	103.984	37.813	10.026
8 x 8	7-1/2 x 7-1/2	56.250	263.672	70.313	13.672
8 x 10	7-1/2 x 9-1/2	71.250	535.859	112.813	17.318
8 x 12	7-1/2 x 11-1/2	86.250	950.547	165.313	20.964
8 x 14	7-1/2 x 13-1/2	101.250	1537.734	227.813	24.609
8 x 16	7-1/2 x 15-1/2	116.250	2327.422	300.313	28.255
8 x 18	7-1/2 x 17-1/2	131.250	3349.609	382.813	31.901
8 x 20	7-1/2 x 19-1/2	146.250	4634.297	475.313	35.547
8 x 22	7-1/2 x 21-1/2	161.250	6211.484	577.813	39.193
8 x 24	7-1/2 x 23-1/2	176.250	8111.172	690.313	42.839
10 x 1	9-1/4 x 3/4	6.938	0.325	0.867	1.686
10 x 2	9-1/4 x 1-1/2	13.875	2.602	3.469	3.372
10 x 3	9-1/4 x 2-1/2	23.125	12.044	9.635	5.621
10 x 4	9-1/4 x 3-1/2	32.375	33.049	18.885	7.869
10 x 6	9-1/2 x 5-1/2	52.250	131.714	47.896	12.700
10 x 8	9-1/2 x 7-1/2	71.250	333.984	89.063	17.318
10 x 10	9-1/2 x 9-1/2	90.250	678.755	142.896	21.936
10 x 12	9-1/2 x 11-1/2	109.250	1204.026	209.396	26.554
10 x 14	9-1/2 x 13-1/2	128.250	1947.797	288.563	31.172
10 x 16	9-1/2 x 15-1/2	147.250	2948.068	380.396	35.790
10 x 18	9-1/2 x 17-1/2	166.250	4242.836	484.896	40.408
10 x 20	9-1/2 x 19-1/2	185.250	5870.109	602.063	45.026
10 x 22	9-1/2 x 21-1/2	204.250	7867.879	731.896	49.644
10 x 24	9-1/2 x 23-1/2	223.250	10274.148	874.396	54.262

TABLA 5.1 (Continuación)

Dimensiones nominales <i>b</i> (pulgadas)	<i>d</i>	Dimensiones estándares efectivas (S&S) <i>b</i> (pulgadas)	<i>d</i>	Área de la sección <i>A</i>	Momento de inercia <i>I</i>	Módulo de la sección <i>S</i>	Peso aproximado*
18	× 6	17-1/2	× 5-1/2	96.250	242.630	88.229	23.394
18	× 8	17-1/2	× 7-1/2	131.250	615.234	164.063	31.901
18	× 10	17-1/2	× 9-1/2	166.250	1250.338	263.229	40.408
18	× 12	17-1/2	× 11-1/2	201.250	2217.943	385.729	48.915
18	× 14	17-1/2	× 13-1/2	236.250	3588.047	531.563	57.422
18	× 16	17-1/2	× 15-1/2	271.250	5430.648	700.729	65.929
18	× 18	17-1/2	× 17-1/2	306.250	7815.754	893.229	74.436
18	× 20	17-1/2	× 19-1/2	341.250	10813.359	1109.063	82.943
18	× 22	17-1/2	× 21-1/2	376.250	14493.461	1348.229	91.450
18	× 24	17-1/2	× 23-1/2	411.250	18926.066	1610.729	99.957
20	× 6	19-1/2	× 5-1/2	107.250	270.359	98.313	26.068
20	× 8	19-1/2	× 7-1/2	146.250	685.547	182.813	35.547
20	× 10	19-1/2	× 9-1/2	185.250	1393.234	293.313	45.026
20	× 12	19-1/2	× 11-1/2	224.250	2471.422	429.813	54.505
20	× 14	19-1/2	× 13-1/2	263.250	3998.109	592.313	63.984
20	× 16	19-1/2	× 15-1/2	302.250	6051.297	780.813	73.464
20	× 18	19-1/2	× 17-1/2	341.250	8708.984	995.313	82.943
20	× 20	19-1/2	× 19-1/2	380.250	12049.172	1235.813	92.422
20	× 22	19-1/2	× 21-1/2	419.250	16149.859	1502.313	101.901
20	× 24	19-1/2	× 23-1/2	458.250	21089.047	1794.813	111.380
22	× 6	21-1/2	× 5-1/2	118.250	298.088	108.396	28.741
22	× 8	21-1/2	× 7-1/2	161.250	755.859	201.563	39.193
22	× 10	21-1/2	× 9-1/2	204.250	1536.130	323.396	49.644
22	× 12	21-1/2	× 11-1/2	247.250	2724.901	473.896	60.095
22	× 14	21-1/2	× 13-1/2	290.250	4408.172	653.063	70.547
22	× 16	21-1/2	× 15-1/2	333.250	6671.941	860.896	80.998
22	× 18	21-1/2	× 17-1/2	376.250	9602.211	1097.396	91.450
22	× 20	21-1/2	× 19-1/2	419.250	13284.984	1362.563	101.901
22	× 22	21-1/2	× 21-1/2	462.250	17806.254	1656.396	112.352
22	× 24	21-1/2	× 23-1/2	505.250	23252.023	1978.896	122.804
24	× 6	23-1/2	× 5-1/2	129.250	325.818	118.479	31.415
24	× 8	23-1/2	× 7-1/2	176.250	826.172	220.313	42.839
24	× 10	23-1/2	× 9-1/2	223.250	1679.026	353.479	54.262
24	× 12	23-1/2	× 11-1/2	270.250	2978.380	517.979	65.686
24	× 14	23-1/2	× 13-1/2	317.250	4818.234	713.813	77.109
24	× 16	23-1/2	× 15-1/2	364.250	7292.586	940.979	88.533
24	× 18	23-1/2	× 17-1/2	411.250	10495.441	1199.479	99.957
24	× 20	23-1/2	× 19-1/2	458.250	14520.797	1489.513	111.380
24	× 22	23-1/2	× 21-1/2	505.250	19462.648	1810.479	122.804
24	× 24	23-1/2	× 23-1/2	552.250	25415.004	2162.979	134.227

TABLA 5.1 (Continuación)

Dimensiones nominales <i>b</i> (pulgadas)	<i>d</i>	Dimensiones estándares efectivas (S&S) <i>b</i> (pulgadas)	<i>d</i>	Área de la sección <i>A</i>	Momento de inercia <i>I</i>	Módulo de la sección <i>S</i>	Peso aproximado*
12	× 1	11-1/4	× 3/4	8.438	0.396	1.055	2.051
12	× 2	11-1/4	× 1-1/2	16.875	3.164	4.219	4.102
12	× 3	11-1/4	× 2-1/2	28.125	14.648	11.719	6.836
12	× 4	11-1/4	× 3-1/2	39.375	40.195	22.969	9.570
12	× 6	11-1/4	× 5-1/2	63.250	159.443	57.979	15.373
12	× 8	11-1/2	× 7-1/2	86.250	404.297	107.813	20.964
12	× 10	11-1/2	× 9-1/2	109.250	821.651	172.979	26.554
12	× 12	11-1/2	× 11-1/2	132.250	1457.505	253.479	32.144
12	× 14	11-1/2	× 13-1/2	155.250	2357.859	349.313	37.734
12	× 16	11-1/2	× 15-1/2	178.250	3568.713	460.479	43.325
12	× 18	11-1/2	× 17-1/2	201.250	5136.066	586.979	48.915
12	× 20	11-1/2	× 19-1/2	224.250	7105.922	728.813	54.505
12	× 22	11-1/2	× 21-1/2	247.250	9524.273	885.979	60.095
12	× 24	11-1/2	× 23-1/2	270.250	12437.129	1058.479	65.686
14	× 2	13-1/4	× 1-1/2	19.875	3.727	4.969	4.831
14	× 3	13-1/4	× 2-1/2	33.125	17.253	13.802	8.051
14	× 4	13-1/4	× 3-1/2	46.375	47.34	27.052	11.266
14	× 6	13-1/2	× 5-1/2	74.250	187.172	68.063	18.047
14	× 8	13-1/2	× 7-1/2	101.250	474.609	126.563	24.609
14	× 10	13-1/2	× 9-1/2	128.250	964.547	203.063	31.172
14	× 12	13-1/2	× 11-1/2	155.250	1710.984	297.563	37.734
14	× 14	13-1/2	× 13-1/2	182.250	2767.922	410.063	44.297
14	× 16	13-1/2	× 15-1/2	209.250	4189.359	540.563	50.859
14	× 18	13-1/2	× 17-1/2	236.250	6029.297	689.063	57.422
14	× 20	13-1/2	× 19-1/2	263.250	8341.734	855.563	63.984
14	× 22	13-1/2	× 21-1/2	290.250	11180.672	1040.063	70.547
14	× 24	13-1/2	× 23-1/2	317.250	14600.109	1242.563	77.109
16	× 3	15-1/4	× 2-1/2	38.125	19.857	15.885	9.267
16	× 4	15-1/4	× 3-1/2	53.375	54.487	31.135	12.975
16	× 6	15-1/2	× 5-1/2	85.250	214.901	78.146	20.720
16	× 8	15-1/2	× 7-1/2	116.250	544.922	145.313	28.255
16	× 10	15-1/2	× 9-1/2	147.250	1107.443	233.146	35.790
16	× 12	15-1/2	× 11-1/2	178.250	1964.463	341.646	43.325
16	× 14	15-1/2	× 13-1/2	209.250	3177.984	470.813	50.859
16	× 16	15-1/2	× 15-1/2	240.250	4810.004	620.646	58.394
16	× 18	15-1/2	× 17-1/2	271.250	6922.523	791.146	65.929
16	× 20	15-1/2	× 19-1/2	302.250	9577.547	984.313	73.464
16	× 22	15-1/2	× 21-1/2	333.250	12837.066	1194.146	80.998
16	× 24	15-1/2	× 23-1/2	364.250	16763.086	1426.646	88.533

ANEXO 2

TABLAS UBC PARA DISEÑO ESTRUCTURAL

TABLA No. 23-A. CARGAS UNIFORMES Y CONCENTRADAS.

USO U OCUPACIÓN		CARGA UNIFORME ¹	CARGA CONCENTRADA
Categoría	Descripción		
1. Sistemas de piso de acceso	Uso de oficina	50	2 000 ²
	Uso de computadoras	100	2 000 ²
2. Armarios		150	0
3. Áreas de ensamble ³ y auditorios y balcones interiores	Áreas de asientos fijos	50	0
	Salas de asiento móviles y otras áreas	100	0
	Áreas de escenario y plataformas empotradas	125	0
4. Cornisas, marquesinas y balcones residenciales		60	0
5. Instalaciones ⁴ de salida		100	0 ⁵
6. Cocheras	Almacenamiento general, reparación o ambos	100	6
	Almacenamiento de vehículos motorizados privados o de turismo	50	6
7. Hospitales	Guardarropas y cuartos	40	1 000 ²
8. Bibliotecas	Salas de lectura	60	1 000 ²
	Salas de anaquiles	125	1 500 ²
9. Talleres	Ligero	75	2 000 ²
	Pesado	125	3 000 ²
10. Oficinas		50	2 000 ²
11. Imprentas	Salas de prensas	150	2 500 ²
	Salas de composición y linotipo	100	2 000 ²
12. Vivienda ⁷		40	0 ¹
13. Habitaciones de descanso ⁸			
14. Tribunas, tendidos y graderías		100	0
15. Cubierta de techo	Igual que el área que cubre o para el tipo de ocupación		
16. Escuelas	Aulas	40	1 000 ²
17. Aceras y calzadas	Acceso público	250	6
18. Almacenes	Ligero	125	
	Pesado	250	
19. Tiendas	Menudeo	75	2 000 ²
	Mayorero	100	3 000 ²

- ¹ Véase sección 2306 para reducciones de carga viva.
² Véase sección 2304 (c), primer párrafo, para área de aplicación de carga.
³ Las áreas de ensamble incluyen ocupaciones como salones de baile, salas de ejercicio, gimnasios; campos de deportes, plazas, terrazas y ocupaciones similares a las que generalmente tiene acceso el público.
⁴ Las instalaciones de salida incluirán usos como corredores con una carga de ocupantes de más de 10 personas, balcones exteriores de salida, escaleras, escapes de incendio y usos similares.
⁵ Los escalones de escaleras individuales se diseñarán para soportar una carga concentrada de 300 lb situadas en una posición que cause un esfuerzo máximo. Las zancas de la escalera se pueden diseñar para resistir la carga uniforme especificada en la tabla.
⁶ Véase la sección 2304 (c), segundo párrafo, para cargas concentradas.
⁷ Vivienda, incluye casas privadas, departamentos y cuartos de huéspedes de hoteles.
⁸ Las cargas en cuartos de descanso no serán menores que la carga de ocupación con que se asocian, pero no pueden exceder de 50 lb por pie cuadrado.

TABLA No. 23-B. CARGAS ESPECIALES.¹

USO		CARGA VERTICAL	CARGA LATERAL
Categoría	Descripción		
(LIBRAS POR PIE CUADRADO, A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD)			
1. Construcción, acceso público al sitio (carga viva)	Calzada, véase sección 4406	150	
	Marquesina, véase sección 4407	150	
2. Graderías, tribunas y tendidos (carga viva)	Asientos y marchapíes	120 ²	Véase nota 3 al pie
3. Accesorios de escenario (carga viva)	Parrillas y galerías	75	
	Pozos para las poleas ⁴	250	250
	Pozos para las poleas superiores y vigas de poleas ⁴	250	250
4. Estructura de soporte del cielo raso (carga viva)	Sobre escenarios	20	
	Todo uso excepto sobre escenarios	10 ⁵	
5. Muros divisorios e interiores, véase sección 2309 (carga viva)			5
6. Elevadores y montacargas (cargas viva y muerta)		2 x cargas totales ⁶	
7. Equipo mecánico y eléctrico (carga muerta)		Cargas totales	
8. Grúas (cargas viva y muerta)	Carga total incluyendo aumento por impacto	1.25 x carga total ⁷	0.10 x carga total ⁸
9. Pasamanos y barandillas de balcones	Instalaciones de salida para una carga de ocupación mayor que 50		50 ⁹
	Otros		20 ⁹
10. Pasamanos		Véase pie de nota No. 10	Véase pie de nota No. 10
11. Rejillas para almacenamiento	Más de 8 pies de altura	Cargas totales ¹¹	Véase tabla No. 23-P
12. Apoyo estructural de los aspersores contra fuego		250 lb más peso del tubo lleno de agua	Véase tabla No. 23-P
13. Exposición a explosiones	Actividades de alto riesgo (véase sección 910)		

- ¹ Las cargas tabuladas son mínimas. Cuando este reglamento especifica otras cargas verticales o las que exige el diseño, que produzcan mayores esfuerzos, éstas se deben usar.
² Libras por pie lineal.
³ Cargas de arriostamiento de oscilación lateral de 24 lb por pie paralelo y 10 lb por pie perpendiculares al asiento y los marchapíes.
⁴ Todas las cargas están en libras por pie lineal. Los pozos de poleas superiores y las vigas de polea se deben diseñar para todas las cargas en el pozo de las poleas que puedan contribuir. Los motores se deben diseñar con un factor de seguridad de cinco.
⁵ No se aplica a cielos rasos que tengan suficiente acceso por abajo, de modo que el acceso no se requiera dentro del espacio arriba del cielo raso. No se aplica a cielos rasos si las áreas de ático arriba del cielo raso no tienen acceso. Estas cargas vivas no se tienen que considerar simultáneamente con otras cargas vivas impuestas sobre la estructura del cielo raso o de su estructura soportante.
⁶ Si se adopta el capítulo 51 del apéndice, véase estándar de referencia citado allí para otros requisitos de diseño.
⁷ Los factores de impacto incluidos son para grúas con ruedas de acero sobre rieles de acero. Se pueden modificar si se someten a la consideración de los funcionarios del reglamento, datos técnicos sustanciales aceptables. Las cargas vivas sobre las vigas de soporte de la grúa y sus conexiones se tomarán como las cargas máximas de rueda de grúa. Para las vigas de soporte de grúas móviles suspendidas y sus conexiones, los factores de impacto serán de 1.0.
⁸ Ésta se aplica en la dirección paralela a los rieles (longitudinales). El factor para fuerzas perpendiculares al riel es de 0.20 x las cargas transversales móviles (cargas del carro, cabina, ganchos y objetos izados). Las fuerzas se aplicarán a la parte superior del riel y se pueden distribuir entre rieles de múltiples grúas de riel y se distribuirán con la debida consideración de la rigidez lateral de las estructuras soportantes de estos rieles.
⁹ Una carga por pie lineal para aplicarse horizontalmente en ángulo recto al riel superior.
¹⁰ El montaje de los pasamanos debe ser tal que el pasamanos completo y la estructura de apoyo sean capaces de soportar una carga de por lo menos 200 libras aplicadas en cualquier dirección en un punto cualquiera de la barandilla. No se debe suponer que estas cargas actúan en forma acumulativa con el punto 9.
¹¹ Los miembros verticales de las rejas para almacenar deben estar protegidos contra impactos del equipo de operación, o bien, las rejas se deben diseñar de tal manera que la falla de un miembro vertical ocasiona solamente el colapso de la cruja o cruja apoyadas en el miembro.
¹² La carga de 250 libras se aplica en el punto de apoyo de cualquier aspersor contra fuego, pero no simultáneamente en todas las juntas de apoyo.

TABLA No. 23-C. CARGAS MÍNIMAS VIVAS EN TECHO.¹

PENDIENTE DEL TECHO	MÉTODO 1			CARGA UNIFORME ²	MÉTODO 2	
	ÁREA CARGADA TRIBUTARIA EN PIES ² PARA CUALQUIER MIEMBRO ESTRUCTURAL				TASA DE REDUCCIÓN <i>r</i> (porcentaje)	REDUCCIÓN MÁXIMA <i>R</i> (porcentaje)
	0 a 200	201 a 600	Más de 600			
1. Plano o inclinado menos de 4 pulg por pie. Arco o bóveda con flecha menor de un octavo del claro	20	16	12	20	.08	40
2. Inclinación de 4 pulg por pie a menos de 12 pulg por pie. Arco o bóveda con flecha de un octavo del claro a menos de tres octavos de claro	16	14	12	16	.06	25
3. Elevación de 12 pulg por pie y mayor. Arco o bóveda con flecha de tres octavos del claro o mayor	12	12	12	12	No se permiten reducciones	
4. Toldos, excepto cubiertos de tela ³	5	5	5	5		
5. Invernaderos, casas de tablonés y edificios agrícolas ⁴	10	10	10	10		

¹ Cuando hay cargas de nieve, la estructura del techo se debe diseñar para estas cargas determinadas por los funcionarios del reglamento. Véase sección 2305 (d). Para techos de uso especial, véase sección 2305 (e).
² Véase sección 2306 para reducción de carga viva. La tasa de reducción *r* en la fórmula (6-1) de la sección 2306 será como se indica en la tabla. La reducción máxima *R* no excederá el valor indicado en la tabla.
³ Como se define en la sección 4506.
⁴ Véase sección 2305 (e) para requisitos de cargas concentradas para miembros de techo de invernadero.

TABLA No. 23-F. PRESIÓN ESTÁTICA DEL VIENTO (q_s) A ALTURA ESTÁNDAR DE 30 PIES.

Velocidad básica del viento (millas/h) ¹	70	80	90	100	110	120	130
Presión q_s (lb/pie ²)	12.6	16.4	20.8	25.6	31.0	36.9	43.3

¹ Velocidad de viento de la sección 2314 (b).

TABLA No. 23-G. COEFICIENTE DE FACTOR DE ALTURA, EXPOSICIÓN Y RÁFAGA COMBINADOS (C_e).¹

ALTURA SOBRE EL NIVEL PROMEDIO DE TERRENO ADJUNTO, EN PIES	EXPOSICIÓN D	EXPOSICIÓN C	EXPOSICIÓN B
0-15	1.39	1.06	0.62
20	1.45	1.13	0.67
25	1.50	1.19	0.72
30	1.54	1.23	0.76
40	1.62	1.31	0.84
60	1.73	1.43	0.95
80	1.81	1.53	1.04
100	1.88	1.61	1.13
120	1.93	1.67	1.20
160	2.02	1.79	1.31
200	2.10	1.87	1.42
300	2.23	2.05	1.63
400	2.34	2.19	1.80

¹ Se deben interpolar los valores para alturas intermedias por encima de 15 pies.

TABLA No. 23-H. COEFICIENTES DE PRESIÓN (C_p).

ESTRUCTURA O PARTE DE ELLA	DESCRIPCIÓN	FACTOR C_p	
1. Marcos y sistemas principales	MÉTODO 1 (Método de la fuerza normal)		
	Muros:	0.8 hacia adentro 0.5 hacia afuera	
	Techumbres ¹ :	0.7 hacia afuera	
	Viento perpendicular a la cumbrera		
	Azotea a sotavento o azotea plana		
	Azotea a barlovento		
	Menor que 2:12	0.7 hacia afuera	
	Pendiente 2:12 a menos de 9:12	0.9 hacia afuera o 0.3 hacia adentro	
	Pendiente 9:12 a 12:12	0.4 hacia adentro	
	Pendiente > 12:12	0.7 hacia adentro	
Viento paralelo a la cumbrera y a las azoteas planas	0.7 hacia afuera		
MÉTODO 2 (Método del área proyectada)			
En área vertical proyectada			
Estructuras de 40 pies o menos de altura	1.3 horizontal en cualquier dirección		
Estructuras de más de 40 pies de altura	1.4 horizontal en cualquier dirección		
En área horizontal proyectada ¹	0.7 hacia arriba		
2. Elementos y componentes que no están en áreas de discontinuidad ²	Elementos para los muros		
	Todas las estructuras	1.2 hacia adentro	
	Estructuras cubiertas y estructuras descubiertas	1.2 hacia afuera	
	Estructuras abiertas	1.6 hacia afuera	
	Pretilles	1.3 hacia adentro o hacia afuera	
	Elementos en las azoteas ³		
	Estructuras cubiertas y estructuras descubiertas	1.3 hacia afuera	
	Pendiente < 7:12	1.3 hacia afuera o hacia adentro	
	Pendiente 7:12 a 12:12		
	Estructuras abiertas	1.7 hacia afuera	
Pendiente < 2:12	1.6 hacia afuera o 0.8 hacia adentro		
Pendiente 2:12 a 7:12	1.7 hacia afuera o hacia adentro		
Pendiente > 7:12 a 12:12			
3. Elementos y componentes en áreas de discontinuidad ^{2, 4, 5}	Esquinas en los muros ⁷		
	1.5 hacia afuera o 1.2 hacia adentro		
	Aleros, inclinaciones o cumbrera sin voladizos ⁷		
	Pendiente < 2:12	2.3 hacia arriba	
	Pendiente 2:12 a 7:12	2.6 hacia afuera	
Pendiente > 7:12 a 12:12	1.6 hacia afuera		
Para pendientes menores que 2:12	Aleros corridos, saledizos en inclinaciones y caballetes, marquesinas	se agrega 0.5 a los valores anteriores	
4. Chimeneas, depósitos y torres macizas	Cuadrados y rectangulares		
	1.4 en cualquier dirección		
	Hexagonales u octogonales	1.1 en cualquier dirección	
Redondos o elípticos	0.8 en cualquier dirección		
5. Torres de estructura abierta ^{4, 6}	Cuadrados y rectangulares		
	Diagonal	4.0	
	Normal	3.6	
Triangular	3.2		
6. Accesorios para torres (como escalas, tubos, hampars y elevadores)	Elementos cilíndricos		
	2 pulg o menos de diámetro	1.0	
	Más de 2 pulg de diámetro	0.8	
Elementos angulares o planos	1.3		
7. Señales, astas, postes de alumbrado, estructuras menores ⁴	1.4 en cualquier dirección		

¹ En el caso de un piso o en el último piso de una estructura de varios pisos o niveles, se debe agregar un valor de 0.5 al C_p hacia afuera. Se debe usar la combinación más conflictiva en el diseño. Para la definición de estructuras abiertas, véase la sección 2312.

² Los valores de C_p listados son para áreas cuadradas tributarias de 10 pies². Para áreas tributarias de 100 pies², el valor de 0.3 se resta de C_p , excepto para áreas en discontinuidades con pendientes menores que 7:12 donde el valor de 0.8 se resta de C_p . La interpolación se puede aplicar en áreas tributarias entre 10 y 100 pies². Para áreas tributarias mayores que 1 000 pies², utilice valores para marcos principales.

³ Para pendientes mayores que 12:12, utilice valores para elementos de muro.

⁴ Las presiones locales se aplican sobre una distancia de la discontinuidad de 10 pies, o 0.1 veces el ancho mínimo de la estructura, el que sea menor.

⁵ La presión que ejerce el viento actuará sobre el área total proyectada normal de todos los elementos en una cara. Se supondrá que las fuerzas actúan de manera paralela a la dirección del viento.

⁶ Las discontinuidades en las esquinas de los muros o en la cumbrera de la techumbre se definen como rupturas discontinuas en la superficie donde el ángulo interior incluido mide 170° o menos.

⁷ La carga se aplica en cualquier lado de la discontinuidad, pero no simultáneamente en ambos lados.

TABLA No. 23-I. FACTOR Z DE ZONA SÍSMICA.

ZONA	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

La zona se determinará con base en el mapa de zona sísmica que se ilustra en la figura No. 23-2.

TABLA No. 23-J. COEFICIENTES DE SITIO.¹

TIPO	DESCRIPCIÓN	FACTOR <i>f</i>
<i>S</i> ₁	Un perfil de suelo con: a) Un material rocoso caracterizado por una velocidad de onda de cortante de más de 2 500 pies por segundo o por otro medio de clasificación, o b) Una condición de suelo compacto o denso con una profundidad de menos de 200 pies	1.0
<i>S</i> ₂	Un perfil de suelo con condiciones de suelo compacto rígido, donde la profundidad de suelo es de más de 200 pies.	1.2
<i>S</i> ₃	Un perfil de suelo de 70 pies o más de profundidad con 20 pies de arcilla blanda o medio compacta pero no más de 40 pies de arcilla suave	1.5
<i>S</i> ₄	Un perfil de suelo con más de 40 pies de arcilla blanda caracterizado por una velocidad de onda de cortante de menos de 500 pies por segundo.	2.0

TABLA No. 23-K. CATEGORÍAS DE USO.

CATEGORÍAS DE USO	TIPO DE USO O FUNCIONES DE LA ESTRUCTURA
I. Instalaciones esenciales ¹	Hospitales y otras instalaciones médicas que cuenten con áreas de tratamiento de urgencia y cirugía.
	Estaciones de policía y bomberos
	Tanques u otras estructuras que contengan, alojen o soporten agua u otros materiales para evitar incendios, o equipo requerido para la protección de instalaciones esenciales o peligrosas, o estructuras para usos especiales
	Cocheras y estacionamientos para vehículos de urgencia
	Estructuras y equipo en centros de alerta y urgencia
	Plantas generadoras de energía para casos de urgencia en instalaciones esenciales
II. Instalaciones peligrosas	Estructuras que alojen, soporten o contienen cantidades suficientes de sustancias tóxicas o explosivas que serían peligrosas para el público en general en el caso de que se escaparan
	Estructuras cerradas, cuyo uso principal es la reunión de personas; capacidad > 300 personas
III. Estructuras para usos especiales	Edificios para escuelas hasta secundaria o guarderías; capacidad > 250 estudiantes
	Edificios para universidades o escuelas de educación para adultos; capacidad > 500 estudiantes
	Instalaciones médicas con 50 o más pacientes incapacitados, pero no incluidas en la categoría de instalaciones esenciales
	Cárceles y centros de detención
	Todas las estructuras con capacidad > 5 000 personas
	Estructuras y equipo en estaciones generadoras de energía y otras instalaciones de servicio público no incluidas en la categoría de instalaciones esenciales, que deben trabajar de manera continua
	Instalaciones de servicio público no incluidas en la categoría de instalaciones esenciales, que deben trabajar de manera continua
	Todas las estructuras que tienen usos o funciones no listadas antes
IV. Estructura para uso estándar	Todas las estructuras que tienen usos o funciones no listadas antes

¹ Instalaciones esenciales son aquellas que son necesarias para operaciones de urgencia posteriores a un desastre natural.

TABLA No. 23-L. CLASIFICACIÓN DEL USO.

CATEGORÍA DEL USO ¹	FACTOR DE IMPORTANCIA I	
	Sismo ²	Viento
I. Instalaciones esenciales	1.25	1.15
II. Instalaciones peligrosas	1.25	1.15
III. Estructuras para uso especial	1.00	1.00
IV. Estructuras para uso estándar	1.00	1.00

¹ Los tipos de uso o las funciones de las estructuras dentro de cada categoría se enumeran en la tabla No. 23-K y los requisitos de observación estructural se dan en las secciones 305, 306 y 307.

² Para equipo relacionado con la salvaguarda de la vida, véase la sección 2336(a).

TABLA No. 23-M. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES VERTICALES.

DEFINICIÓN Y TIPO DE IRREGULARIDAD	SECCIÓN DE REFERENCIA
A. Irregularidad de rigidez. Piso suave Un piso suave es uno en el cual la rigidez lateral es de menos del 70% de la del piso de arriba o menos del 80% de la rigidez promedio de los tres pisos de arriba.	2333 (h) 3 B
B. Irregularidad de peso (masa) Se considerará que existe irregularidad de masa donde la masa efectiva de cualquier piso es de más del 150% de la masa efectiva de un piso adyacente. No es necesario que se considere una techumbre que es más ligera que el piso de abajo.	2333 (h) 3 B
C. Irregularidad geométrica vertical Se considera que existe irregularidad geométrica vertical donde la dimensión horizontal del sistema resistente a las fuerzas laterales en cualquier piso es de más de 130% de la de un piso adyacente. No es necesario que se consideren los <i>penthouses</i> de un piso	2333 (h) 3 B
D. Discontinuidad en el plano del elemento vertical resistente a las fuerzas laterales Una desviación en plano de los elementos resistentes a carga lateral mayor que la longitud de dichos elementos.	2334 (g)
E. Discontinuidad en la capacidad; piso débil Un piso débil es uno en el que la resistencia del piso es de menos del 80% de la del piso de arriba. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a cargas sísmicas que distribuyen el cortante en la dirección considerada.	2334 (i) 1

TABLA No. 23-N. IRREGULARIDADES EN LA PLANTA ESTRUCTURAL.

TIPO Y DEFINICIÓN DE IRREGULARIDAD	SECCIÓN DE REFERENCIA
A. Irregularidad por torsión a ser considerada cuando los diafragmas no son flexibles Se considera que existe irregularidad por torsión cuando el desplazamiento máximo de piso, calculado incluyendo la torsión accidental, en un extremo de la estructura transversal con respecto a un eje es de más de 1.2 veces el promedio de los desplazamientos de los dos extremos de la estructura.	2337 (b) 9 E
B. Esquinas remediadas Las configuraciones en planta de una estructura y su sistema resistente a fuerzas laterales contienen esquinas remediadas, donde las dos proyecciones de la estructura más allá de una esquina remediada son de más de 15% de la dimensión en planta de la estructura en la dirección dada.	2337 (b) 9 E 2337 (b) 9 F
C. Discontinuidad del diafragma Los diafragmas con discontinuidades o variaciones abruptas de rigidez, incluyendo aquellas que contienen áreas abiertas o aberturas de más del 50% del área bruta encerrada del diafragma, o cambios en la rigidez del diafragma efectiva de más del 50% de un piso al siguiente.	2337 (b) 9 E
D. Desviaciones fuera de plano Discontinuidades en una trayectoria de fuerza lateral, como las desviaciones fuera de plano de elementos verticales.	2334 (g), 2337 (b) 9 E
E. Sistemas no paralelos Los elementos verticales resistentes a cargas laterales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes mayores ortogonales del sistema resistente a fuerzas laterales.	2337 (a)

TABLA 23-O. SISTEMAS ESTRUCTURALES.

SISTEMA ESTRUCTURAL BÁSICO ¹	SISTEMA RESISTENTE A CARGAS LATERALES. DESCRIPCIÓN	R_w^2	R^3	
A. Sistema de muros de carga	1. Muros armados ligeros con paneles de cortante			
	a. Muros de madera contrachapada para estructuras de tres pisos o menos	8	65	
	b. Todos los demás muros armados ligeros	6	65	
	2. Muros de cortante			
	a. De concreto	6	160	
	b. De mampostería	6	160	
	3. Muros de carga armados de acero ligero con arriostamiento sólo para tensión	4	65	
	4. Marcos arriostados donde el arriostamiento soporta cargas gravitacionales			
	a. De acero	6	160	
	b. De concreto ⁴	4	—	
	c. De madera pesada	4	65	
	B. Sistema de marcos	1. Marco excéntricamente arriostado de acero (MEA)	10	240
		2. Muros con armado ligero con paneles de cortante		
a. Muros de madera contrachapada para estructuras de tres pisos o menos		9	65	
b. Todos los demás muros entramados ligeros		7	65	
3. Muros de cortante				
a. De concreto		8	240	
b. De mampostería		8	160	
4. Marcos concéntricamente arriostados				
a. De acero		8	160	
b. De concreto ⁴		8	—	
c. De madera pesada	8	65		
C. Sistema de marcos resistentes a los momentos	1. Marcos especiales resistentes a los momentos (MERM)			
	a. De acero	12	N.L.	
	b. De concreto	12	N.L.	
	2. Marcos intermedios resistentes a los momentos de concreto (MIRM) ⁶	8	—	
	3. Marcos comunes resistentes a momento (MCRM)			
a. De acero	6	160		
b. De concreto ⁷	5	—		
D. Sistemas dobles	1. Muros de cortante			
	a. De concreto con MERM	12	N.L.	
	b. De concreto con MCRM de acero	6	160	
	c. De concreto con MIRM ⁶ de concreto	9	160	
	d. De mampostería con MERM	8	160	
	e. De mampostería con MCRM de acero	6	160	
	f. Mampostería con MIRM ⁶ de concreto	7	—	
	2. MEA de acero			
	a. Con MERM de acero	12	N.L.	
	b. Con MCRM de acero	6	160	
	3. Marcos concéntricamente arriostados			
	a. De acero con MERM de acero	10	N.L.	
	b. De acero con MCRM de acero	6	160	
c. De concreto con MERM ⁶ de concreto	9	—		
d. De concreto con MIRM ⁶ de concreto	6	—		
E. Sistemas indefinidos	Véanse las secciones 2333 (h) 3 y 2333(j) 2	—	—	

¹ Los sistemas estructurales básicos se definen en la sección 2333 (f).
² Véase la sección 2334 (c) con respecto a una combinación de sistema estructural.
³ R_c Límite de altura aplicable a zonas sísmicas No. 3 y 4. Véase la sección 2333 (g).
⁴ Prohibidos en las zonas sísmicas No. 3 y 4.
⁵ N.L.: Ningún límite.
⁶ Prohibidos en zonas sísmicas No. 3 y 4, excepto como se permitan en la sección 2388 (b).
⁷ Prohibidos en las zonas sísmicas No. 2, 3 y 4.

TABLA No. 23-Q. FACTORES R_w PARA ESTRUCTURAS QUE NO SON DE EDIFICIOS.

TIPO DE ESTRUCTURA	R_w
1. Tanques, recipientes o aseras a presión sobre patas arriostadas o no arriostadas	3
2. Silos y chimeneas de concreto colado en la obra con muros continuos hasta la cimentación	5
3. Estructuras en voladizo de masa distribuida, como humeros, cañones de chimeneas, silos y recipientes verticales soportados por faldones	4
4. Torres armadas (autoestables o contraventadas, humeros y cañones de chimeneas contraventados)	4
5. Estructuras tipo péndulo invertido	3
6. Torres de enfriamiento	3
7. Depósitos y tolvas sobre patas arriostadas o no arriostadas	5
8. Casilleros de almacenamiento	4
9. Anuncios y carteleras	5
10. Estructuras de juegos mecánicos y monumentos	5
11. Todas las demás estructuras autoestables	3
	4

ANEXO 3

**DISEÑO DE VIGAS
DE MADERA**

VIGAS

Elemento estructural que resiste cargas que, generalmente, son perpendiculares a su eje longitudinal. Las cargas que resisten pueden ser puntuales o distribuidas, ya sea en ángulo recto u otro usualmente cuando estas se encuentran rotadas para soportar cargas de techos inclinados, correas. Ellas deben soportar diferentes esfuerzos, siendo el más importante el de flexión. Según su condición a una viga puede llamarse:

trabe: sirve de apoyo a vigas más pequeñas;

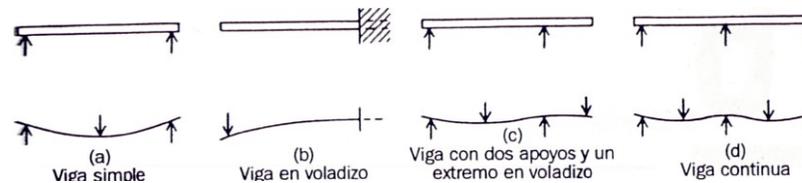
viga simple: viga que descansa libremente sobre apoyos y los extremos de la viga tienen libertad de rotación. La mayoría de las vigas en la construcción con madera son vigas simples;

viga en voladizo: es una viga que se proyecta más allá de su apoyo. Esta puede estar empotrada en un muro y se prolonga más allá de su cara. Se dice que esta viga está fija o restringida en el apoyo. El momento generado en estas vigas es negativo;

viga con dos apoyos y un extremo en voladizo: es una viga que se prolonga más allá de uno o de ambos apoyos. Implica momentos negativos como positivos. Habrá que hacer el análisis estructural para determinar la magnitud de los momentos ya que por su continuidad estos se distribuyen por efecto de rigidez;

viga continua: es una viga que descansa sobre tres o más apoyos. Al igual que la anterior se debe de realiza un análisis estructural.

Figura 124. Tipos comunes de vigas.



FUENTE: Parker y Ambrose. Diseño simplificado de estructuras de madera. Pág. 48.

Según su tipo a las vigas de madera suele llamárseles de la siguiente manera.

vigueta: son vigas comparativamente pequeñas, ya que la separación entre ellas es muy corta, sobre ellas se apoyan contrapisos en la construcción con marcos de maderas.

cabios: son las viguetas inclinadas utilizadas para soportar techos inclinados.

vigas y largueros: vigas rectangulares con dimensiones nominales de 5 x 8 pulgadas o mayores.

correas: son viguetas utilizadas sobre las tijeras de armaduras de techo, con el fin de unir las, estas se encuentran inclinadas respecto a su eje principal debido al ángulo que forman las armaduras.

FUERZA CORTANTE EN UNA VIGA

La tendencia de un segmento de la viga a desplazarse verticalmente de otro segmento de esta se denomina fuerza cortante vertical. La magnitud de la fuerza cortante en cualquier sección a lo largo de la longitud de una viga, es la suma algebraica de las fuerzas verticales que hay a la izquierda o a la derecha de la sección. Si las fuerzas hacia arriba, reacciones, se denominan positivas y las fuerzas hacia abajo, cargas, negativas, se dice que la fuerza cortante

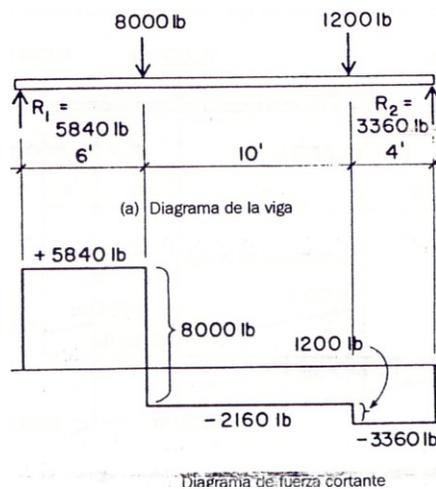
vertical en cualquier sección de una viga es igual a las reacciones menos las cargas a la izquierda de la sección.

Las dos razones importantes que implican el análisis de la fuerza cortante vertical en las vigas son:

1. conocer el valor máximo de la fuerza cortante vertical;
2. ubicar la sección en la cual la fuerza cortante cambia de una cantidad positiva a una negativa: la sección en la cual la fuerza cortante “pasa a cero”.

Para representar los valores de la fuerza cortante vertical en la viga se construye un diagrama de fuerzas cortantes en toda la longitud de la viga.

Figura 125. **Ejemplo de fuerza cortante en una viga.**

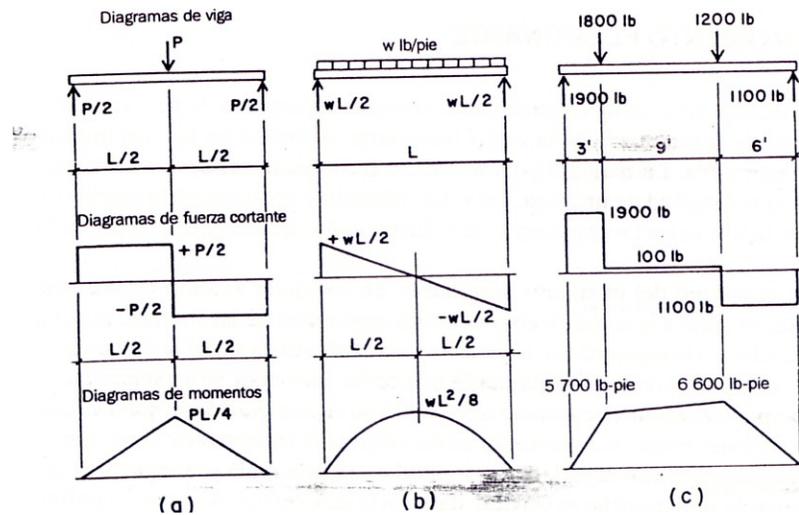


FUENTE: Parker y Ambrose. Diseño simplificado de estructuras de madera. Pág. 54.

MOMENTO FLEXIONANTE

El momento flexionante en cualquier sección de la longitud de una viga es la medida de la tendencia de la viga a flexionarse, debido a las fuerzas que actúan sobre ella. La magnitud del momento flexionante varía, normalmente, en toda la longitud de una viga y el valor máximo se presenta en la sección en la cual la fuerza cortante pasa por cero.

Figura 126. Ejemplo de momento flexionante en vigas.



FUENTE: Parker y Ambrose. Diseño simplificado de estructuras de madera. Pág. 60.

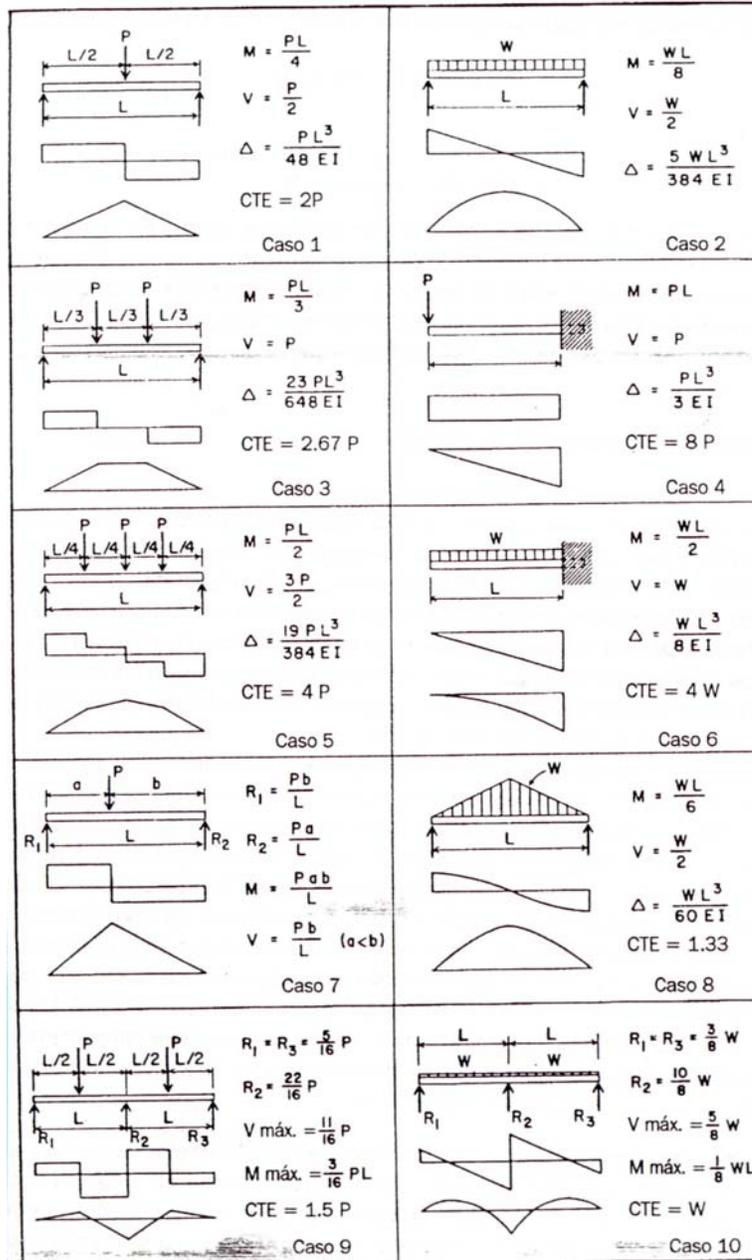
Momento flexionante negativo: cuando una viga se prolonga más allá de un apoyo, la parte proyectada presenta una concavidad hacia abajo, lo que indica un esfuerzo de compresión en la parte inferior de la viga y de tensión en la superior. El momento flexionante para esta parte de la longitud de la viga es negativo.

Figura 127. Ejemplo de momento flexionante positivo y negativo en vigas.



FUENTE: Parker y Ambrose. Diseño simplificado de estructuras de madera. Pág. 63.

Figura 128. Valores para condiciones de carga características en vigas.

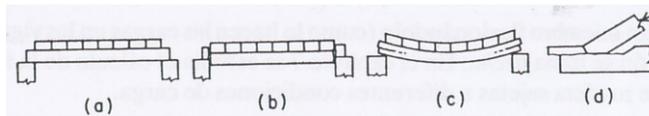


FUENTE: Parker y Ambrose. Diseño simplificado de estructuras de madera. Pág. 67.

Donde W representa la carga lineal distribuida “ w ” multiplicado por la longitud donde se encuentra apoyada.

COMPORTAMIENTO DE LAS VIGAS DE MADERA

Figura 129. **Generación del esfuerzo cortante.**



FUENTE: Parker y Ambrose. Diseño simplificado de estructuras de madera. Pág. 23.

RESISTENCIA A LA FUERZA CORTANTE VERTICAL

La tendencia al colapso de una viga por esfuerzo cortante vertical se ilustra en la figura 129 b. Este tipo de fuerza cortante es transversal a la fibra, por lo que los colapsos de este tipo ocurren muy rara vez en las vigas de madera. Comúnmente, no es necesario analizar los esfuerzos cortantes unitario transversales a la fibra o verticales. En las vigas simples, la fuerza cortante vertical máxima tiene la magnitud de la reacción mayor.

FUERZA CORTANTE HORIZONTAL EN LAS VIGAS RECTANGULARES

La fuerza cortante horizontal es la tendencia de una parte de la viga a deslizarse horizontalmente sobre una parte adyacente, como se ilustra en la figura 129. Los esfuerzos cortantes unitarios horizontales no están uniformemente distribuidos sobre la sección transversal de una viga y son máximos en la superficie neutra pues en esta se dividen los esfuerzos de tensión de los de compresión. La fórmula que se usa para calcular el esfuerzo unitario horizontal máximo en una viga rectangular que no tenga grieta es:

$$f_v = (3/2) \times (V / (b \times d))$$

en la que f_v = esfuerzo cortante unitario horizontal máximo (lb. /pulg²)

V = fuerza cortante vertical total en el extremo (lb.)

b = ancho de la sección transversal (pulgadas)

d = peralte de la sección transversal (pulgadas)

Esta fórmula se aplica sólo a secciones transversales rectangulares y, en general, produce valores conservadores porque indica un esfuerzo cortante mayor que los que existen normalmente, pero esto se debe a que en las maderas estructurales usualmente existen grietas o rajaduras, al diseñar una viga regularmente se empieza predimensionándola con dicha fórmula, pero si el f_v , esfuerzo cortante horizontal, es mayor que el esfuerzo cortante unitario horizontal admisible para la especie y la clase (F_v), se procede a modificar la fuerza de corte V .

La modificación de la fuerza cortante V se logra al ignorar las cargas distribuidas situadas en una distancia igual al peralte de la viga en cada extremo. Si todavía es mayor se deberá redimensionar la viga.

Ejemplo:

Suponer una viga de 10 pies de largo que soporta una carga uniformemente distribuida de 1,000 lb. por pie lineal. Se usa una viga de 6 x 10 de cenicero clase "B". Determinar si la viga resiste el esfuerzo cortante horizontal.

paso 1: consultar cual es el esfuerzo cortante horizontal admisible (F_v) en la tabla y, para el cenicero $F_v = 99.56$ lb. /pulg². Luego corregir el tamaño efectivo de las dimensiones de la viga de 6 x 10 es 5.5 x 9.5 pulgadas.

paso 2: determinar la carga total de la viga; $W = 1000 \text{ lb. /pie} \times 10 \text{ pies} = 10,000 \text{ lb.}$, lo que da como resultado 5,000 lb. en las reacciones de cada extremo al dividir dicha carga dentro de dos.

paso 3: calcular el esfuerzo cortante unitario horizontal:

$$f_v = (3 \times V) / (2 \times b \times d)$$

$$f_v = (3 \times 5,000) / (2 \times 5.5 \times 9.5)$$

$$f_v = 109.89 \text{ lb. /pulg}^2$$

paso 4: como ya es claro el esfuerzo cortante unitario horizontal es mayor que el esfuerzo cortante horizontal admisible, entonces procedemos a omitir una porción de la carga distribuida en cada extremo de la viga para establecer una fuerza cortante modificada como un método alternativo.

Debe omitirse todas las cargas para una distancia igual al peralte de la viga en ambos apoyos; 9.5 pulgadas = 0.79 pies.

$$V = (1000 \times (10 - 0.79 - 0.79)) / 2$$

$$V = 4210 \text{ lb.}$$

Entonces determinamos el nuevo esfuerzo horizontal unitario

$$f_v = (3 \times V) / (2 \times b \times d)$$

$$f_v = (3 \times 4210) / (2 \times 5.5 \times 9.5)$$

$$f_v = 92.53 \text{ lb. /pulg}^2$$

Ahora bien, no habría problema si se utiliza en primera instancia el método alternativo o con una fuerza cortante modificada.

FORMULA PARA DEFINIR EL ESFUERZO CORTANTE PARA UNA VIGA DE MADERA DE DIMENSIONES Y FORMAS DIVERSAS

Debido a que las vigas sólidas rectangulares tienen restringido el largo, se ve en la necesidad de utilizar otros tipos de viga para cubrir luces más prolongadas, para lo cual se emplean vigas laminadas y unidas con pegamento, y se forman vigas con sección I, de cajón, etc. Para determinar los esfuerzos cortantes horizontales en vigas de sección variable se usa la fórmula general:

$$f_v = (V \times Q) / (I \times b)$$

donde, f_v = esfuerzo cortante unitario horizontal, en cualquier punto específico de la sección transversal de la viga (lb. /pulg²)

V = fuerza cortante vertical total en la sección elegida (lb.)

Q = momento estático con respecto al eje neutro del área de la sección transversal, arriba (o abajo) del punto en el que se desea determinar f_v (pulg³). Un momento estático es un área multiplicada por la distancia de su centroide a un eje dado.

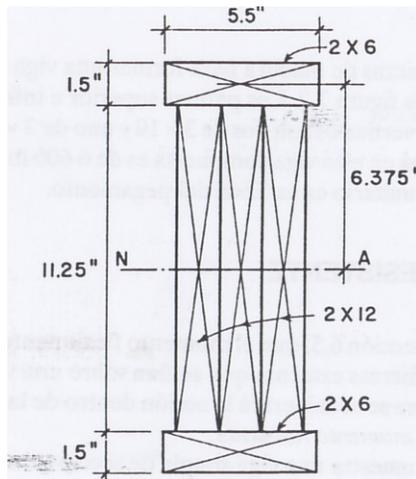
I = momento de inercia de la sección transversal de la viga con respecto a su eje neutro (plg⁴)

b = ancho de la viga en el punto en el que se calcula f_v (pulgadas).

Ejemplo:

Determine el esfuerzo cortante unitario en la línea del pegamento de la viga de cajón, mostrada en la figura 130, cuando la fuerza cortante vertical máxima es de 7,000 lb.

Figura 130. **Sección de viga tipo cajón.**



FUENTE: Parker y Ambrose. **Diseño simplificado de estructuras de madera. Pág. 23.**

paso 1: determinar el momento estático de la pieza del patín superior (o inferior) de 2 x 6 con respecto al eje neutro de la sección compuesta completa es:

$$Q = (1.5 \times 5.5) \times 6.375 = 52.6 \text{ pulg}^3$$

paso 2: calcular el momento de inercia de la sección transversal completa con respecto a su eje neutro. La cual consiste en la sumatoria de los momentos de inercia de todas las piezas.

Para las piezas de 2 x 12

$$I_1 = (1.5 \times 11.25^3) / 12$$

$$I_1 = 178 \text{ plg}^4$$

Pero debido a que son 3 las piezas unidas de esa dimensión el momento de inercia será:

$$I_1 = 3 \times 178$$

$$I_1 = 534 \text{ plg}^4$$

Para determinar el valor del momento de inercia de las piezas de 2 x 6, utilizamos la fórmula de los ejes paralelos,

$$I = I_o + Az^2$$

Donde,

$$I_o = (5.5 \times 1.5^3) / 12$$

$$I_o = 1.55 \text{ plg}^4$$

$$z = 6.375 \text{ pulgadas}$$

entonces,

$$I_2 = 1.55 + (1.5 \times 5.5) \times 6.375^2$$

$$I_2 = 337 \text{ plg}^4$$

Pero al igual que las anteriores, debemos de multiplicar por 2 debido a que la pieza inferior tiene las mismas dimensiones,

$$I_2 = 2 \times 337$$

$$I_2 = 674 \text{ plg}^4$$

Entonces, para las dos piezas, el momento de inercia es

$$I = I_1 + I_2$$

$$I = 534 + 674$$

$$I = 1208 \text{ plg}^4$$

Sustituyendo en la fórmula de la general para calcular el esfuerzo cortante, se encuentra:

$$f_v = (V \times Q) / (I \times b); b = 1.5 \times 3 \text{ (ancho de la viga en la línea del pegamento)}$$

$$f_v = (7,000 \times 52.6) / (1208 \times 4.5)$$

$$f_v = 67.73 \text{ lb./plg}^2$$

FORMULA DE LA FLEXIÓN

Es una expresión para determinar el momento resistente, incluye la forma y las dimensiones de la sección transversal de la viga y el material del cual está hecha la viga. Es utilizada en el diseño de todas las vigas homogéneas.

$$M = f \times S$$

Donde, f = el esfuerzo unitario en la fibra más alejada del eje neutro

S = módulo de la sección

Dependiendo de la información que se desee se puede escribir:

$$(1) M = F_b \times S$$

$$(2) f_b = M / S$$

$$(3) S = M / F_b$$

F_b = Esfuerzo admisible en la fibra extrema

f_b = Esfuerzo calculado en la fibra extrema

M = momento flexionante

S = módulo de la sección

Nota: al utilizar la fórmula de la viga se debe ser consecuente, ya que los valores de momento usualmente se manejan en lb.-pie, mientras que para el esfuerzo flexionante admisible en lb. /plg² ó kilolibra /plg².

Ejemplo.

El momento flexionante máximo para una viga es de 17,000 lb.-pie. Si se desea utilizar pino colorado de clase B ($F_b = 1991.26$ lb. /plg²), determine la sección de la viga rectangular requerida.

paso 1: convertir el momento flexionante máximo a lb.-pulg.

$$M = 17,000 \times 12 = 204,000 \text{ lb.-pulg.}$$

paso 2: determinar el módulo de la sección requerido

$$S = 204,000 / 1991.26$$

$$S = 102.45 \text{ pulg}^3$$

paso 3: determinar la sección de la viga que más se ajuste al módulo encontrado (ver anexo 1).

Viga de 6 x 12; $S = 121.2 \text{ pulg}^3$

FACTORES DIMENSIONALES PARA VIGAS RECTANGULARES

En vigas sólidas con peralte mayor a 12 pulgadas y con ancho mayor a 4 pulgadas se debe reducir el esfuerzo flexionante admisible F_b . Esto se logra al multiplicar el valor tabulado de F_b por el factor dimensional apropiado, que se determina a partir de la fórmula siguiente:

$$C_F = (12 / d)^{1/9}$$

En donde, C_F = factor dimensional,
 d = peralte real de la viga (pulgadas)

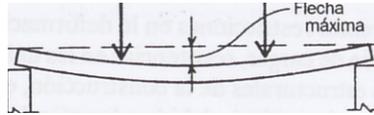
Para determinar el momento resistente de una viga con peralte mayor que 12 pulgadas, se incorpora el factor de tamaño en la fórmula de flexión para dar a la ecuación la forma siguiente:

$$M = C_F \times F_b \times S$$

FLECHA EN VIGAS

Se llama flecha o deflexión a la deformación provocada a una viga a causa de cargas perpendiculares a su eje longitudinal. Una viga puede ser adecuada para soportar la carga impuesta y esta no excede el esfuerzo flexionante admisible, pero, al mismo tiempo, la curvatura puede ser tan grande que aparezcan grietas en los entrepisos o cielos revestidos, que acumule agua en las depresiones de las azoteas o que la falta general de rigidez produzca un piso excesivamente flexible dando lugar al efecto Δ -P. Es por ello, que una viga debe diseñarse para obtener resistencia a la flexión y a la rigidez.

Figura 131. **Flecha en una viga.**



FUENTE: Parker y Ambrose. **Diseño simplificado de estructuras de madera. Pág. 87.**

FLECHA ADMISIBLE

Usualmente, cuando se estudia la flecha permitida para un elemento a flexión se considera únicamente las cargas vivas, debido a que la flecha producida por las cargas muertas será constante. Generalmente, se toma $1/360$ del claro. El estudiarla en función de la carga viva se debe a que el enlucido se lleva a cabo cuando la flecha por carga muerta ya se dió. Pero, en algunas ocasiones, la flecha debida a la carga muerta puede ser muy evidente por lo que los diseñadores incluyen dicha carga en el análisis de la flecha. Algunas autoridades consideran que el límite admisible en vigas que no soportan enlucidos es $1/240$ del claro.

Cuando se desconocen los tipos de actividades que puede haber en una estructura durante su vida útil, será conveniente elegir una flecha límite más restrictiva ($1/360$).

Debido al daño que pueden ocasionar a materiales adyacentes: vidrio, marcos de ventanas, marcos de puertas, muros divisorios o tabiques, etc., es conveniente manejar también un límite absoluto en función de la flecha.

CÁLCULO DE FLECHAS

Debido a la aproximación que se maneja en el diseño de elementos de madera, como es el modulo de elasticidad, resistencias en las uniones, distribución y determinación de cargas, etc., es muy difícil determinar con exactitud el valor real de la flecha.

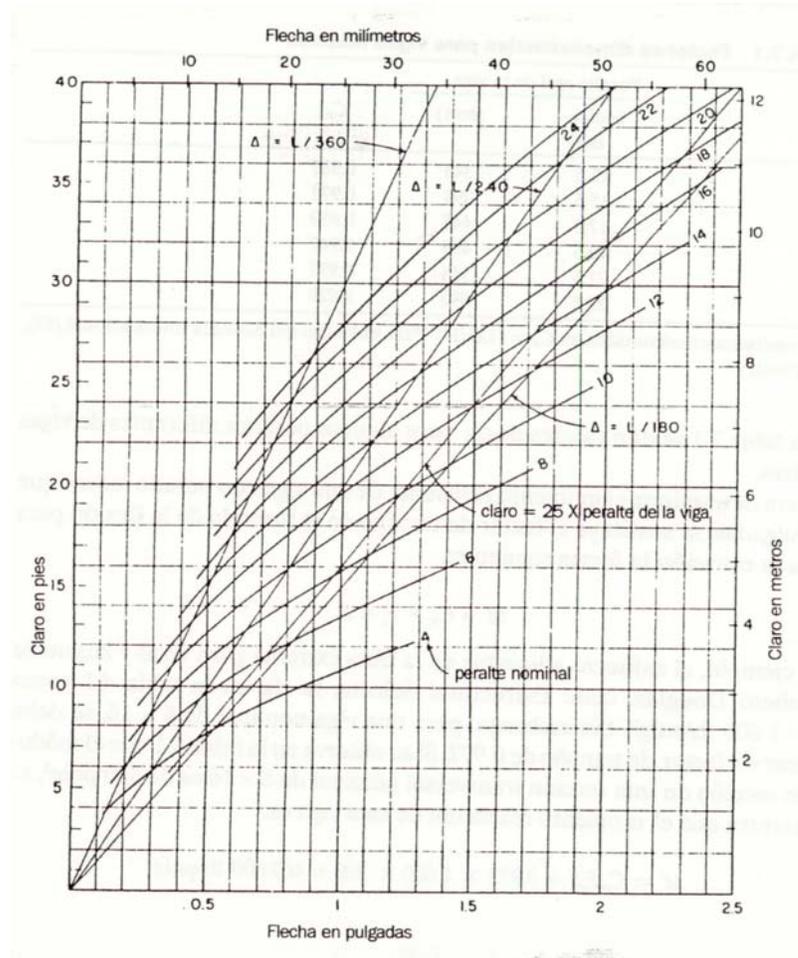
Dependiendo del tipo de carga el valor máximo de la flecha se puede calcular, en la figura 132, se presentan la flecha máxima para casos diferentes de distribución de carga.

Pero para cabios y viguetas se presenta la fórmula de la flecha máxima, suponiendo que siempre trabajan con cargas distribuidas,

$$\Delta = (5L^2fb) / (24Ed)$$

En la siguiente figura se muestra una serie de curvas que determinan el valor de la flecha en vigas de madera con condiciones supuestas; esfuerzo flexionante máximo de 1,500 lb. /pulg² y módulo de elasticidad de 1.5x10⁶ lb. /pulg². Además se incluye los valores de L/180, L/240, L/360 y la relación de claro peralte de 25 a 1, que es un límite práctico aproximado.

Figura 132. Flecha en vigas de madera, $F_b = 1.5 \times 10^3 \text{ lb. /pulg}^2$, $E = 1.5 \times 10^3 \text{ lb. /pulg}^2$.



FUENTE: Parker y Ambrose. Diseño simplificado de estructuras de madera. Pág. 89.

Para vigas con valores de f_b y E diferentes se da la siguiente ecuación para poder aproximar la flecha máxima con la grafica anterior:

$$\Delta_{\text{real}} = (f_b_{\text{real}} / 1500) \times (1.5 \times 10^6 / E_{\text{real}} \text{ en lb. /pulg}^2) \times \text{valor de } \Delta \text{ en la grafica}$$

Ejemplo 1

Una viga rectangular de madera (pino de Petén) de 8 x 12, se utiliza para soportar una carga uniformemente distribuida de 10,000 lb. en un claro simple de 16 pies. Encuentre la flecha máxima.

$$E = 1706796 \text{ lb. /pulg}^2$$

$$F_b = 2133.50 \text{ lb. /pulg}^2$$

$$\Delta = 5WL^3 / 384 EI$$

$$\Delta = (5 \times 10,000 \times (16 \times 12)^3) / (384 \times 1706796 \times 950)$$

$$\Delta = 0.57 \text{ pulg.}$$

Ahora utilizando la grafica, y la función para poder aproximar obtenemos,

$$M = WL / 8 = (10000 \times 16) / 8 = 20,000 \text{ lb.-pie}$$

$$f_b = M / S = (20000 \times 12) / 165 = 1455 \text{ lb./pulg.}^2$$

$$\Delta = (1455/1500) \times (1.5 \times 10^6 / 1706796) \times 0.96$$

$$\Delta = 0.55$$

Como podemos observar la diferencia es poca en el cálculo.

LONGITUD DE APOYO

Cuando analizamos las vigas pensamos en las cargas, esfuerzos de tensión y compresión paralela a la fibra, la capacidad de esta a resistir la flexión, el momento generado. Pero también hay que analizar los esfuerzos a compresión perpendicular a la fibra generada en los apoyos, para lo cual es necesario darle una buena superficie de contacto y así evitar que falle en estos puntos.

Ejemplo:

Una viga de 6 x 10 de ciprés, de clase B, tiene una longitud de apoyo de 5 pulgadas en sus apoyos. Si la reacción en el extremo es de 10,000 lb. Determinar si es adecuada la longitud del apoyo para que la viga resista el esfuerzo de compresión perpendicular según su especie.

paso 1: según sus dimensiones efectivas calcular el área de contacto real.

$$\text{Área efectiva} = 5.5 \times 5$$

$$\text{Área efectiva} = 27.5 \text{ pulg}^2$$

paso 2: determinar el esfuerzo de compresión en el segmento del apoyo, dividiendo la magnitud de la reacción dentro del área efectiva de contacto del apoyo.

$$f_{c\theta} = 10,000 / 27.5 = 363.64 \text{ lb. /pulg.}^2$$

paso 3: comparar el esfuerzo de compresión perpendicular calculado con el permisible de la especie, en este caso del cedro clase B.

$$F_{c\theta} = 327.14 \text{ lb. /pulg.}^2$$

paso 4: si es mayor el calculado, habrá que determinar cual será el área de contacto necesaria para soportar la reacción. Para ello divida la carga de la reacción dentro del esfuerzo de compresión perpendicular permisible de la especie.

$$A = P / F_{ce}$$

$$A = 10,000 / 327.14$$

$$A = 30.57 \text{ pulg.}^2$$

paso 5: ahora determine si proveerá más longitud de apoyo o cambiará el ancho de la viga para que esta resista el esfuerzo de compresión perpendicular a la fibra calculado. En este caso supondremos que tenemos suficiente longitud de apoyo, por lo cual aumentaremos la longitud del apoyo de la viga.

$$L = A / B$$

$$L = 30.57 / 5.5$$

$$L = 5.58 \text{ pulg.}$$

La longitud deberá ser al menos de 5.6 pulg. en el apoyo, y mantendremos 6 pulg. nominales del ancho en la viga, que corresponde a 5.5 pulg. efectivas de ancho.

APOYO LATERAL PARA VIGAS

Con el fin de poder tomar en cuenta los valores de diseño tanto para flexión como para compresión, es necesario verificar si las relaciones entre el ancho y peralte de la viga son adecuados para evitar el pandeo lateral o la torsión, para ello en el NDS, National Design Specification for Wood Construction edición 1991, brinda la siguiente tabla para el tipo de arriostramiento lateral.

Tabla LXXXVI. **Requerimientos de arriostramiento lateral para vigas de madera.**

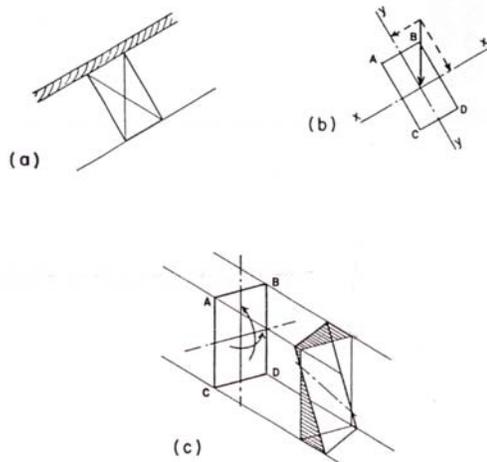
Relación de peralte a ancho, (dimensiones nominales)	Condiciones Requeridas
2 a 1 ó menor	No se requiere apoyo
3 a 1, 4 a 1	Los extremos se fijan en su lugar para resistir la rotación
5 a 1	Se fija una orilla a lo largo de todo el claro
6 a 1	Arriostrado o apoyado a cada 8 pies como máximo; se fijan ambos bordes a lo largo de todo el claro; o bien, se fija un borde a lo largo de todo el claro (borde a compresión), así como ambos extremos fijos para que no giren.
7 a 1	Se fijan ambos bordes a lo largo de todo el claro

MOMENTO FLEXIONANTE ASIMÉTRICO

En vigas donde su base esta rotada para dar lugar a inclinaciones en techos, como las correas, es necesario determinar los valores de flexión biaxial o asimétrica. En la figura 133 se muestra una correa, que respecto a las cargas gravitacionales, la viga estará sometida a flexión en un plano que gira con respecto de sus ejes principales, llevándola a componentes de flexión alrededor de sus ejes. Los esfuerzos de flexión producidos respecto a los dos ejes de la sección de la viga son:

$$f_x = M_x / S_x \quad \text{y} \quad f_y = M_y / S_y$$

Figura 133. **Generación de la flexión asimétrica.**



FUENTE: **Parker y Ambrose. Diseño simplificado de estructuras de madera. Pág. 94.**

Los esfuerzos máximos se presentan en los bordes. Su distribución es la siguiente:

$$A = -f_x + f_y$$

$$B = -f_x - f_y$$

$$C = +f_x + f_y$$

$$D = +f_x - f_y$$

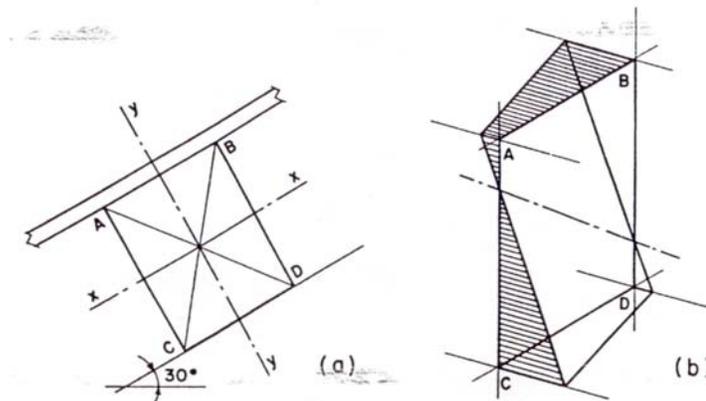
Esta condición solamente es representativa de secciones rectangulares y de tipo I, siendo las primeras de tipo casi cuadradas con el fin de evitar la torsión o pandeo lateral.

En vigas exteriores es posible que se la flexión biaxial a causa de combinaciones de cargas de gravedad y viento.

Ejemplo.

En la figura 134 se ilustra una viga para techo inclinado, correa. La inclinación de la viga respecto a su eje normal es de 30° debido a la pendiente del techo. Esta viga pertenece a la especie de Volador con dimensiones de 8 x 10. Determine la condición del esfuerzo flexionante si la carga gravitacional genera un momento de 10,000 libras-pie. La especie soportará el esfuerzo flexionante actuante en sus 4 esquinas.

Figura 134. **Ejemplo de flexión asimétrica.**



FUENTE: Parker y Ambrose. **Diseño simplificado de estructuras de madera. Pág. 95.**

Paso 1: determine los módulos de la sección en cada una de sus ejes, ver anexo 1.

$$S_x = 112.8 \text{ pulg.}^3 \quad S_y = 89.1 \text{ pulg.}^3$$

Paso 2: determine el momento actuante para cada eje.

$$M_x = 10,000 \times \text{sen } 30 = 5000 \text{ libras-pie.}$$

$$M_y = 10,000 \times \cos 30 = 8660.25 \text{ Libra-pie.}$$

Paso 3: ahora encuentre los esfuerzos máximos correspondientes. Para ello multiplique por 12 el valor de los momentos actuantes ya que están en unidades de pies y debe ser congruente, por lo que deberá convertirlos en pulgadas.

$$f_x = 5000 \times 12 / 89.06 = 673.70 \text{ lb. / pulg.}^2$$

$$f_y = 8660.25 \times 12 / 112.8 = 921.30 \text{ lb. / pulg.}^2$$

Paso 4: determine los esfuerzos netos en las 4 esquinas de la sección:

$$A = -673.7 + 921.30 = +247.6 \text{ lb. /pulg.}^2$$

$$B = -921.3 - 673.70 = -1595.0 \text{ lb. /pulg.}^2$$

$$C = +921.3 + 673.7 = +1595.0 \text{ lb. /pulg.}^2$$

$$D = -921.3 + 673.7 = -247.6 \text{ lb. /pulg.}^2$$

Paso 5: determinar si los esfuerzos flexionantes actuantes en las esquinas son menores que los admisibles, para el Volador el $F_b = 1635.68 \text{ lb. /pulg.}^2$. Por lo visto es posible dicho diseño.

ANEXO 4

**DISEÑO DE COLUMNAS
DE MADERA**

COLUMNA

Elemento que trabaja, principalmente, a compresión, pero debido a cargas laterales como el viento y los sismos debe de trabajar también a flexión. Su longitud es muchas veces mayor que su dimensión lateral más pequeña. Por su forma y aplicación a las columnas usualmente se les llama:

Puntal: elemento pequeño sometido a compresión, pero no necesariamente en posición vertical.

Columna sólida sencilla: usualmente, utilizada en los diseños de madera. Pieza sólida de madera de sección transversal rectangular o circular.

Columna formada por varios miembros: consiste en un ensamble de varias columnas que son paralelas entre sí, están separadas por unos bloques que impiden que se toquen colocados en los extremos y en puntos medios de su longitud.

Columnas compuestas: consiste en columnas compuestas por uno o varios materiales, por ejemplo madera-acero.

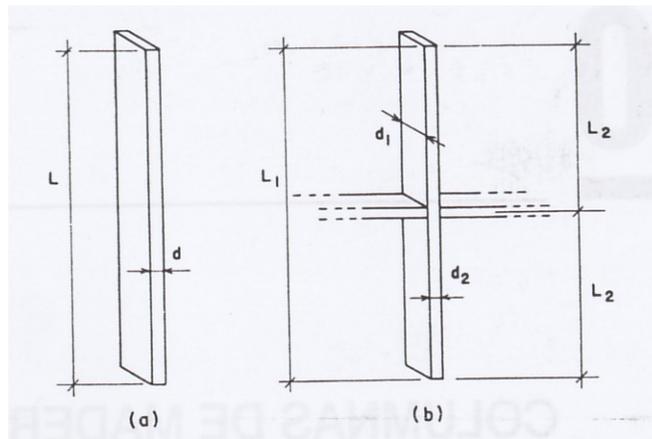
Columnas laminadas pegadas: con el fin de lograr mayores longitudes se empalman varias piezas de madera delgada, para esto se emplea pegamento.

Pies derechos: piezas de madera que conforman las columnas en los muros que junto con las soleras forman marcos ligeros de madera.

RELACIÓN DE ESBELTEZ

En una columna simple aislada es la relación entre la longitud no arriostrada y la dimensión de su lado menor, L/d . La relación de esbeltez para columnas macizas simples está limitada a $L/d = 50$, mientras que para columnas formadas con varios miembros es $L/d = 80$.

Figura 135. **Determinación de la altura sin arriostramiento de una columna, en relación con la dimensión crítica del espesor de la columna.**

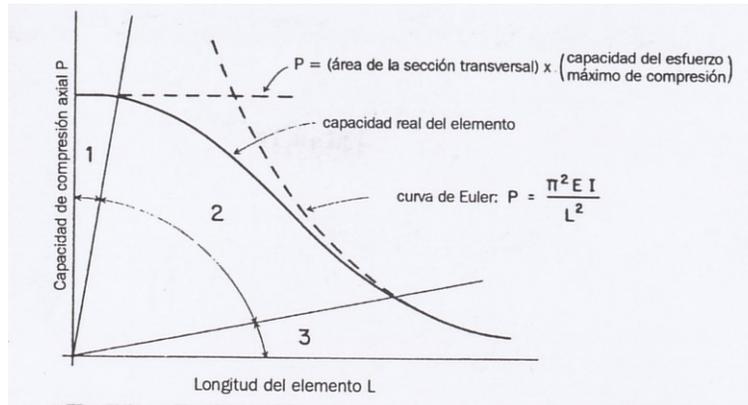


FUENTE: Parker y Ambrose. Diseño simplificado de estructuras de madera. Pág. 128.

CAPACIDAD DE COMPRESION EN COLUMNAS SÓLIDAS SENCILLAS

En la figura podemos observar la curva de capacidad de compresión axial y la longitud del elemento, realmente se puede tomar como la relación de esbeltez. El elemento puede fallar de dos formas: 1. Por aplastamiento; si el elemento es muy corto y 2. Por pandeo elástico; si este es muy esbelto. Entre estos dos extremos el comportamiento es indeterminado, rango de transición entre el aplastamiento y el pandeo elástico, pero es aquí donde se encuentran la mayoría de columnas.

Figura 136. **Relación entre la longitud de la columna (no arriostrada) y la capacidad de compresión axial.**



FUENTE: Parker y Ambrose. **Diseño simplificado de estructuras de madera. Pág. 129.**

En la edición de 1991 del NDS se emplea una fórmula única que cubre el diseño de columnas de madera en el rango indeterminado. Dicha fórmula es la siguiente:

$$P = F_c \times C_p \times A$$

A = área de la sección transversal de la columna.

F_c = Valor de diseño admisible para compresión paralela a la veta, modificado por factores aplicables.

C_p = factor de estabilidad de la columna.

P = carga admisible de compresión axial de la columna.

En donde,

$$C_p = (1 + (F_{cE} / F_c) / 2 \times c) - \sqrt{(((1 + (F_{cE} / F_c) / (2 \times c))^2) - ((F_{cE} / F_c) / c))}$$

F_{cE} = esfuerzo de pandeo de Euler

$c = 0.8$ para madera de sierra, 0.85 para pilares redondos, 0.9 para piezas de madera laminadas pegadas.

Para el esfuerzo de pandeo:

$$F_{cE} = (K_{cE}) \times (E) / (L_e / d)^2$$

$K_{cE} = 0.3$ para madera clasificada visualmente y madera evaluada a máquina; 0.418 para madera clasificada en la máquina de esfuerzos y piezas de madera laminada pegada.

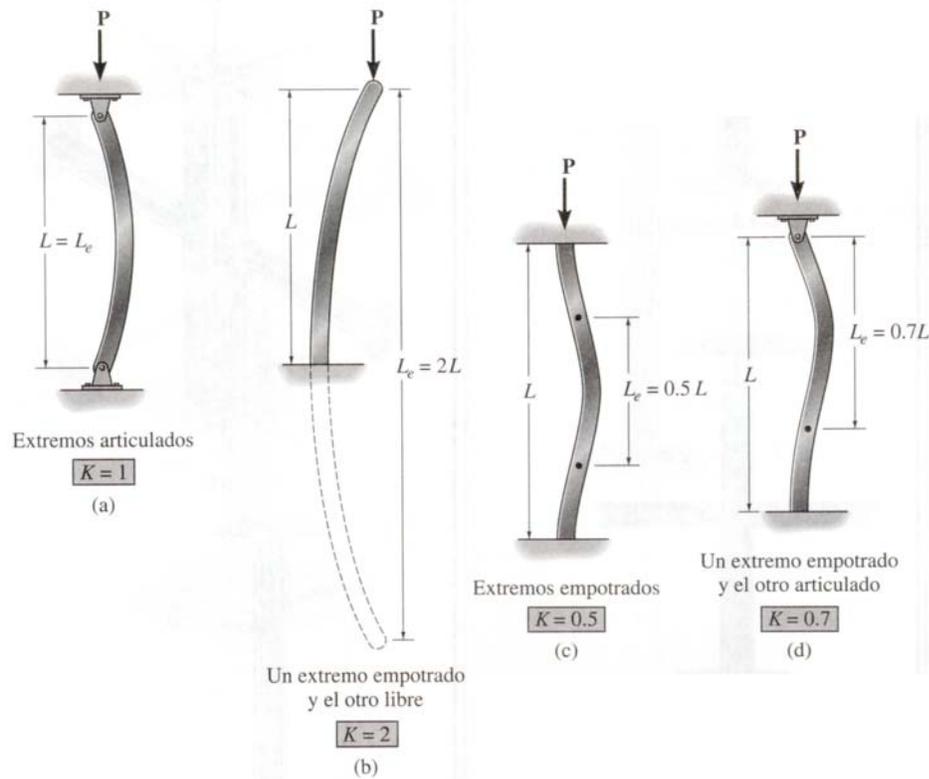
E = módulo de elasticidad para la especie y la clase.

L_e = longitud efectiva (altura de la columna sin arriostramiento, modificada por cualquier factor para condiciones de apoyo)

d = dimensión de la sección transversal (ancho de columna) medida en la dirección en la que se presenta el pandeo.

La longitud efectiva se ve modificada dependiendo el grado de libertad o de empotramiento, en el caso de una columna articulada la longitud efectiva consiste en la altura libre entre apoyos, pero esta se presenta solo en algunos casos. Para otros casos habrá que determinar la longitud efectiva.

Figura 137. Longitud efectiva.



FUENTE: R. C. Hibbeler. Mecánica de materiales tercera edición. Pág. 663.

Ejemplo

Determine la carga de compresión axial de seguridad para un miembro de madera sometido a compresión con dimensiones de 6 x 6 pulgadas y un largo de 8 pies. La madera es de conacaste, clase B, madera clasificada visualmente. Suponga que esta empotrada y articulada.

$$F_c = 348.47 \text{ lb. / pulg.}^2$$

$$E = 769,504.80 \text{ lb. /pulg.}^2$$

Paso 1: determinar el esfuerzo de pandeo de Euler

$$F_{cE} = (0.3 \times 769504.80) / ((0.7 \times 8 \times 12) / 6)^2 = 1840.33 \text{ lb. /pulg.}^2$$

Nota: ver que la longitud efectiva se multiplico por 0.7 por su grado de libertad y por 12 para convertir de pies a pulgadas y así ser consecuente con las unidades.

Paso 2: determinar el factor de estabilidad de la columna, pero para no aglomerar muchos datos se determinara antes el valor de la relación entre el esfuerzo de pandeo de Euler y el valor del diseño admisible para compresión paralela a la fibra.

$$F_{cE} / F_c = 1840.33 / 348.47 = 5.28$$

$$C_p = ((1 + 5.28) / (2 \times 0.8)) - \sqrt{(((1+5.28) / (2 \times 0.8))^2 - (5.28 / 0.8))}$$

$$C_p = 0.96$$

Paso 3: calcular la compresión admisible, recuerde que el área se determina con las dimensiones efectivas (S4S).

$$P = 348.47 \times 0.96 \times (5.5 \times 5.5)$$

$$P = 10,093.98 \text{ lb.}$$

DISEÑO DE COLUMNAS DE MADERA

El uso de programas en computadora y de tablas de diseño para predimensionar es muy importante, cuando se inicia un proceso de diseño no se saben las dimensiones de los elementos ni que especie es la más adecuada

para su elaboración, es por ello que el diseño se va elaborando por una serie de pruebas y errores hasta determinar las dimensiones y la especie a utilizar.

COLUMNAS DE SECCIÓN CIRCULAR

Este tipo de sección es muy inusual en la construcción de edificios. La capacidad de carga y grado de rigidez es la misma si las columnas redondas y las cuadradas que poseen la misma área, es por ello que se simplifica su diseño, ya que se puede diseñar cuadrada y luego elegir un diámetro que equivalga el área de la sección cuadrada.

POSTES

Son troncos de madera descortezados, usualmente de coníferas. Estos son de forma cónica debido a que esa es la naturaleza de los árboles. Estos se pueden diseñar como columnas cuadradas. Muchos proyectistas asumen una actitud conservadora donde eligen el diámetro menor para el cálculo de su área, si el poste fuera corto esto sería razonable, pero en una columna esbelta el pandeo se produce a la mitad de su altura. Es por ello que se suministra un ajuste al diámetro, el cual consiste en:

$$d^2 = \pi \times D^2 / 4 \quad ; \quad d = 0.886 \times D$$

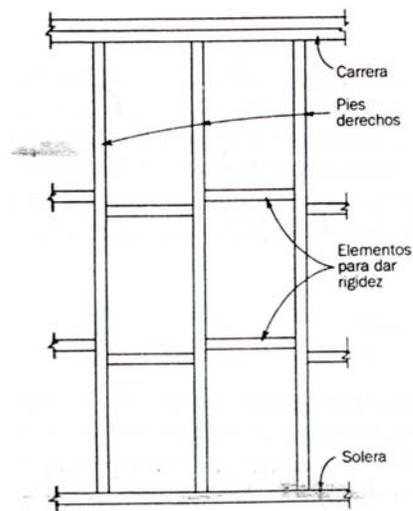
donde, d = diámetro menor
 D = diámetro mayor

CONSTRUCCIÓN DE MUROS CON ENTRAMADO

Los llamados montantes o pies derechos son elementos de madera que conforman muros, estos pueden ser de carga o divisorios, en el caso de que fuesen de carga estarán actuando como soporte de entrepisos o techos, la relación de esbeltez máxima permitida es de 50. El pie derecho más común es el de 2 x 4 y se coloca a intervalos de 12, 16 y 24 pulgadas.

Si son muros interiores se consideran, adecuadamente, rígidos, si están revestidos en sus dos caras, pero si no lo están ó en una de sus caras es necesario agregar ciertos elementos para dar rigidez entre los pies derechos.

Figura 138. **Construcción a base de pies derechos, con elementos para darles rigidez.**



FUENTE: Parker y Ambrose. Diseño simplificado de estructuras de madera. Pág. 137.

Los pies derechos, también, son utilizados en muros exteriores, diseñados para resistir esfuerzos gravitacionales como cargas laterales, viento o sismo. Para lo

cual, los muros deben estar diseñados contra acciones combinadas de flexión y compresión.

Si las cargas verticales y la flexión lateral son grandes, será necesario reforzar el muro, lo cual puede realizarse de diferentes maneras, como por ejemplo:

1. disminuir la separación de los pies derechos;
2. aumentar el espesor del pie derecho;
3. aumentar el ancho del pie derecho;
4. usar pies derechos dobles o triples como puntales en sitios de cargas concentradas, vanos de puertas o ventanas.

El UBC de 1991 proporciona datos para la elección de pies derechos, tanto para muros de carga como para muros divisorios, ver tabla LXXXVII.

Tabla LXXXVII. **Requerimientos para la construcción de muros de entramado.**

Dimensiones del pie derecho (pulgadas)	Muros de carga				Muros divisorios	
	Altura del pie derecho sin arriostamiento ³ (pies)	Soporta solamente	Soporta un piso, techumbre y cielo raso	Soporta dos pisos, techumbre y cielo raso	Altura del pie derecho, sin arriostamiento ³ (pies)	Separación (pulgadas)
		Separación (pulgadas)				
1. 2 × 3 ²	—	—	—	—	10	16
2. 2 × 4	10	24	16	—	14	24
3. 3 × 4	10	24	24	16	14	24
4. 2 × 5	10	24	24	—	16	24
5. 2 × 6	10	24	24	16	20	24

¹Los pies derechos, de clase uso general, no deben separarse más de 16 pulgadas de centro a centro, o soportar más de una techumbre y cielo raso, o exceder los 8 pies de altura, para muros exteriores y muros de carga, o 10 pies para muros interiores que no soportan carga.

²No debe usarse en muros exteriores.

³Las alturas listadas son las distancias entre los puntos de arriostamiento lateral, colocados perpendiculares al plano del muro. Se permiten aumentos de altura no arriostada si se justifican por medio de análisis.

FUENTE: Parker y Ambrose. **Diseño simplificado de estructuras de madera.** Pág. 139.

COLUMNAS FORMADAS CON VARIOS MIEMBROS

Este es un miembro conformado por dos o más elementos de madera sujetos para compartir la carga como solo una unidad a compresión.

El procedimiento general para analizar este tipo de elementos es el siguiente:

Debe de realizar una comparación entre el valor de estabilidad de la columna entre los dos ejes, y para determinar la capacidad de carga se elegirá el valor de estabilidad más pequeño.

Para el pandeo en el sentido “y” se considera que el área será igual a la sumatoria de las áreas transversales de cada uno de los elementos que conforman la columna, suponiendo que es maciza, para ello no se toman en cuenta los bloques separadores.

Para el pandeo en la dirección del eje x, se revisa la concordancia con las dos limitaciones:

1. valor máximo de $L_3 / d_1 = 40$.
2. valor máximo de $L_1 / d_1 = 80$.

Si esto se cumple luego determinar el esfuerzo de pandeo de Euler, en este caso se modifica con el valor de K_x que se basa en las condiciones de los bloques extremos en la columna.

$$F_{cE} = (K_{cE} \times K_x E) / (L / d)^2$$

Donde, $K_x = 2.5$ cuando x es igual o menor que $L/20$ y

3.0 cuando $L/20 \leq x \leq L/10$.

x = distancia del principio de la columna hasta donde se encuentra el perno que une a los elementos a compresión con los bloques externos.

Luego calcular el valor de estabilidad de la columna (C_p), y si este es menor que el calculado considerando pandeo en dirección del eje y será el que regirá en el cálculo de la capacidad de carga P .

Ejemplo:

una columna formada con varios miembros. Consta de tres piezas de 3 x 12 de pino de Petén, clase B. La dimensión L_1 es de 11 pies 8 pulgadas, L_3 de 70 pulgadas y x es de 6 pulgadas. Vea la figura 138 y calcule la capacidad de compresión axial.

Paso 1: calcular el valor de estabilidad de la columna en el sentido y .

$$F_{cE} = (0.3 \times 1706796.4) / ((11.67 \times 12) / (11.25))^2$$

$$F_{cE} = 3304.49$$

$$F_{cE} / F_c = 3304.49 / 896.07 = 3.69$$

$$C_p = ((1 + 3.69) / (2 \times 0.8)) - \sqrt{(((1 + 3.69) / (2 \times 0.8))^2 - (3.69 / 0.8))}$$

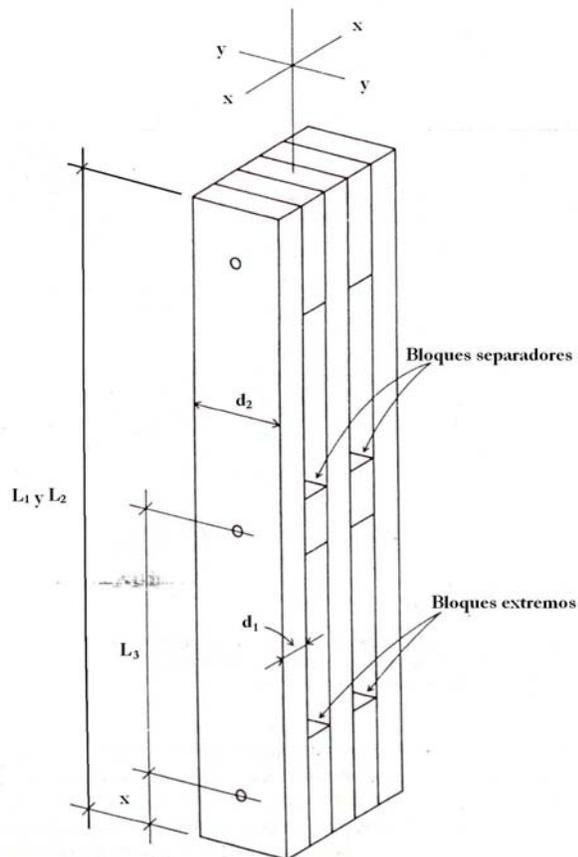
$$C_p = 0.936$$

Paso 2: revisar la concordancia de las dos limitaciones en el sentido x .

$$L_3 / d_1 = 70 / 2.5 = 28$$

$$L_1 / d_1 = 140 / 2.5 = 56$$

Figura 139. **Columna formada con varios miembros.**



FUENTE: Parker y Ambrose. Diseño simplificado de estructuras de madera. Pág. 140.

Paso 3: determinar el esfuerzo de pandeo de Euler modificado, pero antes definir que valor de K_x se debe tomar.

$$x = 6 \text{ pulgadas}; 140 / 20 = 7, \text{ entonces } K_x = 2.5$$

$$F_{cE} = (0.3 \times 2.5 \times 1706796.4) / ((140 / 2.5)^2)$$

$$F_{cE} = 408.19 \text{ lb. /pulg.}^2$$

Paso 4: determinar el valor de estabilidad de la columna en el sentido x.

$$F_{cE} / F_c = 408.19 / 896.07 = 0.46$$

$$C_p = ((1 + 0.45) / (2 \times 0.8)) - \sqrt{(((1 + 0.45) / (2 \times 0.8))^2 - (0.45 / 0.8))}$$

$$C_p = 0.40$$

Paso 5: con el valor de estabilidad de la columna más pequeño, determinar la capacidad de compresión de la columna formada con varios elementos.

$$P = 896.07 \times 0.40 \times (28.13 \times 3) = 30,247.74 \text{ lb.}$$

COLUMNAS COMPUESTAS

Estas columnas consisten en piezas de maderas unidas mediante dispositivos mecánicos como pernos, clavos, etc. Las columnas laminadas pegadas se diseñan como secciones macizas.

Si el ensamble no ha sido probado mediante ensayos en cuanto a la resistencia que tenga que poseer para asimilar las cargas de diseño, el diseño mismo se debe de realizar con base a la capacidad del elemento individual, es decir, la menor capacidad de carga de la sección es la suma de las capacidades de las partes consideradas individualmente.

Las columnas compuestas más comunes son los diversos ensambles de pies derechos que se presentan en las esquinas, intersecciones de muros y en los

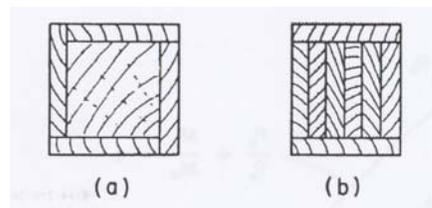
cantos de puertas y ventanas; cuando están arriostrados por un revestimiento apropiado o bien un entramado.

Cuando estas están trabajando como columnas aisladas, es difícil argumentar a favor de sus capacidades, a menos que dichos elementos tengan una relación de esbeltez suficientemente baja. Dos tipos de ensambles tienen probadas sus capacidades como columnas compuestas, estas son:

Columna con núcleo macizo: compuesta por un núcleo macizo y revestida por elementos delgados a sus lados, se basa en que la relación de esbeltez se estudia únicamente con el elemento macizo y su capacidad a la compresión axial con la sección completa. Ver figura 140, a.

Elementos delgados unidos mediante placas de madera: estas placas tienden a restringir el pandeo de las piezas internas en el sentido menos resistente. La relación de esbeltez se basa en el eje más fuerte de los miembros internos, y la compresión axial con la suma de los elementos internos si las placas no están unidas mediante pernos, de lo contrario se incluyen en el área de la sección transversal de la columna. Ver figura 140, b.

Figura 140. **Secciones transversales de columnas compuestas**

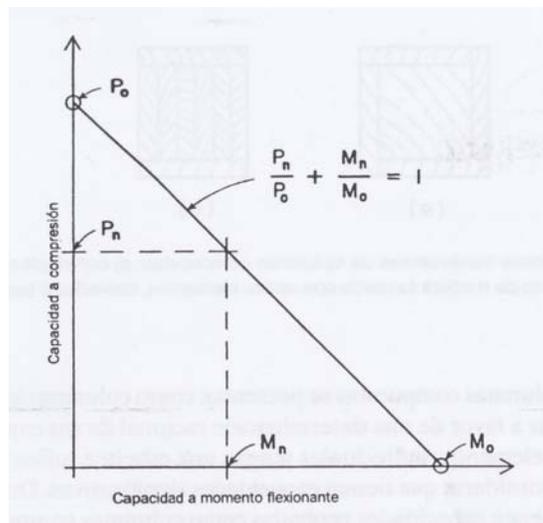


FUENTE: Parker y Ambrose. Diseño simplificado de estructuras de madera. Pág. 143.

COLUMNAS SUJETAS A FLEXION

En muy rara ocasión un elemento destinado a la construcción estará sujeto a esfuerzos simples de compresión, más aún en regiones donde el viento y los sismos son críticos está de más explicar la importancia del estudio de estos miembros a esfuerzos de flexo-compresión, actividad combinada llamada interacción.

Figura 141. **Condición idealizada de la interacción de la columna: compresión más flexión**



FUENTE: Parker y Ambrose. Diseño simplificado de estructuras de madera. Pág. 144.

La relación de interacción, forma clásica, se expresa con la siguiente fórmula:

$$\left(\frac{P_n}{P_o}\right) + \left(\frac{M_n}{M_o}\right) = 1$$

Generalmente, en el diseño de madera y acero se adopta esta misma grafica solo que en lugar de cargas y momentos se utilizan esfuerzos.

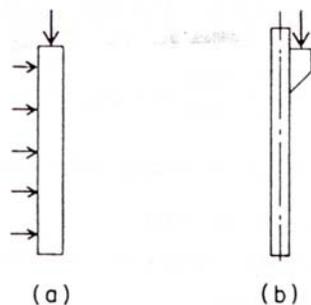
$$\left(\frac{f_a}{F_a}\right) + \left(\frac{f_b}{F_b}\right) \leq 1$$

en donde, f_a = esfuerzo calculado debido a la carga verdadera
 F_a = esfuerzo admisible por acción de columna
 f_b = esfuerzo calculado debido a la flexión
 F_b = esfuerzo flexionante admisible.

Diferentes efectos provocan desviaciones de la línea de interacción, como el comportamiento inelástico, efectos de estabilidad lateral o torsión y efectos generales de la forma de la sección transversal del miembro. Un efecto principal es el efecto delta P.

Diferentes ajustes se realizan a la línea recta de interacción, uno de esos ajustes es para el efecto delta P, otro se relaciona con la posibilidad de pandeo debido a la flexión, que se trata con modificaciones al esfuerzo flexionante admisible.

Figura 142. **Casos comunes en los que se presenta la combinación axial y flexión en columnas.**



FUENTE: Parker y Ambrose. *Diseño simplificado de estructuras de madera*. Pág. 146.

El NDS de 1991 brinda la fórmula siguiente para analizar una columna sometida a la acción combinada de compresión axial y flexión alrededor de un eje, para columnas macizas.

$$(f_c / F'_c)^2 + (f_b / (F_b \times (1 - (f_c / F_{cE})))) \leq 1$$

en donde, f_c = esfuerzo de compresión calculado

F'_c = valor de diseño tabulado para el esfuerzo de compresión multiplicado por el factor C_p .

f_b = esfuerzo flexionante calculado

F_b = valor de diseño tabulado para el esfuerzo flexionante

$$f_c = P / A$$

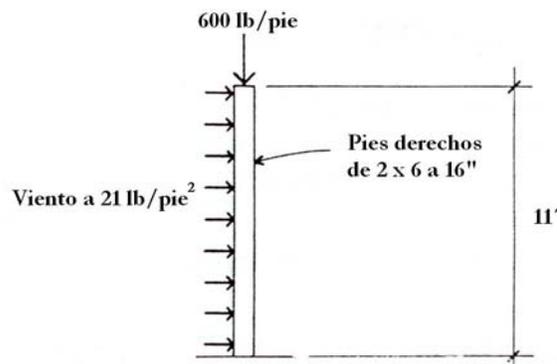
$$F'_c = C_p \times F_c$$

$$f_b = M / S$$

Ejemplo:

un muro exterior soporta una carga de viento más la gravitacional como se muestra en la figura 143. Los pies derechos tienen una altura de 11 pies y son de chichipate, clase B. Analice el pie derecho con respecto a una combinación de flexión y compresión.

Figura 143. **Ejemplo de flexo-compresión**



Para el chichipate:

$$F_b = 2090.83 \text{ lb. /pulg.}^2 \quad E = 1706796.4 \text{ lb. / pulg}^2$$

$$F_c = 1052.52 \text{ lb. /pulg.}^2$$

Paso 1: determinar la capacidad de carga del pie derecho.

$$F_{cE} = (0.3 \times 1706796.4) / ((11 \times 12) / 5.5)^2 = 889 \text{ lb. /pulg}^2$$

$$F_{cE} / F_c = 889 / 1052.52 = 0.845$$

$$C_p = ((1 + 0.845) / (2 \times 0.8)) - \sqrt{((1 + 0.845) / (2 \times 0.8))^2 - (0.845 / 0.8)} = 0.63$$

$$P = 1052.52 \times 0.63 \times (5.5 \times 1.5) = 5472.24 \text{ lb.}$$

Paso 2: comparar con la carga transmitida (recuerde que es una carga lineal y la separación entre pies derechos es de 16 pulgadas).

$$P = (16 / 12) \times (600) = 800 \text{ lb. La carga es menor a la capacidad del pie derecho}$$

Paso 3: determinar el esfuerzo calculado.

$$f_c = 800 / 8.25 = 97 \text{ pulg}^2$$

Paso 4: determinar el valor de diseño tabulado.

$$F'_c = 0.63 \times 1052.52 = 663.09 \text{ lb. /pulg}^2$$

Paso 5: determinar el momento a resistir aplicado en el pie a causa de la carga de viento, antes convierta la carga por unidad de área a carga lineal.

$$w = p \times l$$

$$w = 21 \times (16/12) = 28 \text{ lb. /pie.}$$

$$M = (w \times L^2) / 8$$

$$M = (28 \times 11^2) / 8 = 423.5 \text{ lb.-pie.}$$

Paso 6: determinar el esfuerzo flexionante calculado.

$$f_b = (423.5 \times 12) / 7.563 = 671.96 \text{ lb. /pulg}^2$$

Paso 7: según la fórmula de interacción determinar si cumple con ser menor a uno, si sucede el pie derecho es adecuado.

$$(97 / 663.09)^2 + (671.96 / (2090.83 \times (1 - (97 / 889)))) = 0.38$$

Si cumple las dimensiones del pie derecho, y es más hasta se podría pensar que esta sobre diseñado, ya que resiste el esfuerzo de compresión y el de flexión por mucho.

ANEXO 5

TEJAS DE MICRO CONCRETO.

TEJAS DE MICRO CONCRETO (TMC)

Es un material de cubierta cuyas cualidades de aislamiento, térmico, hidráulico y acústico, la duración y la resistencia mecánica y a los impactos están igual o por encima de otros materiales.

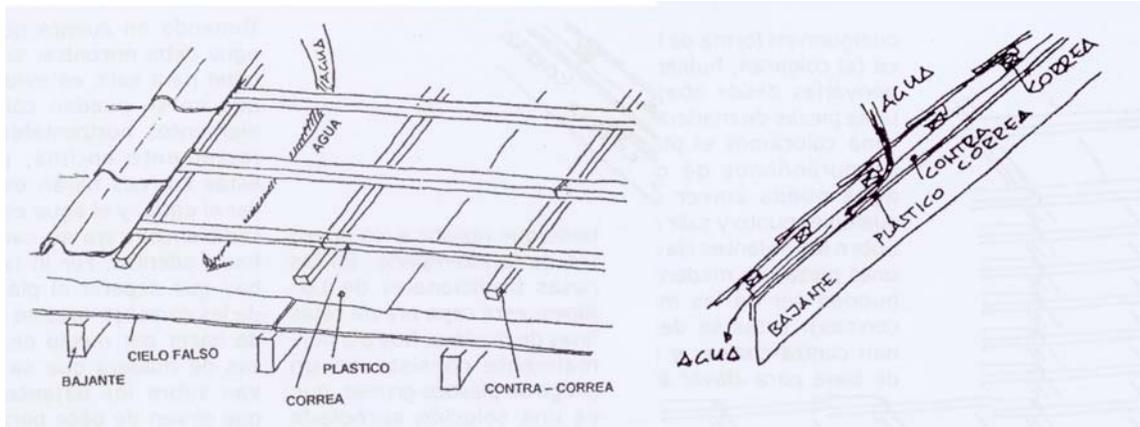
Para su fabricación, la teja esta compuesta por arena bien graduada y que pase por el tamiz # 5; cemento Pórtland tipo ASTM 1 y si se desea algún colorante.

El tamaño de la teja es de 25 cm. por 50 cm. y el espesor puede ser de 8 ó 10 mm. La teja de 8 mm., puede resistir 50 Kg. de carga de flexión y si es de 10 mm., un mínimo de 80 Kg. Además la teja de 8 mm., soporta una carga de impacto de una bola de 220 gr. en caída libre desde 300 mm. Si es de 10 mm., la altura puede ser de 400 mm.

Dimensiones:	50 cm. x 25 cm.
Área efectiva:	40 cm. x 20 cm.
Cantidad de tejas / m ² :	12.5 tejas.
Peso de la teja:	2.50 Kg. hasta 3.0 Kg.
Peso por m ² de la teja:	31 Kg. /m ² hasta 37.5 Kg. /m ²
Pendiente recomendada:	entre 30% a un 50%
Conductividad térmica:	0.5 watt / m C
Absorción de agua:	12% de su peso seco.

La inclinación del techo en grandes naves es un límite real. Para garantizar la impermeabilidad del techo se debe de respetar una pendiente mínima de un 30%.

Figura 144. Colocación de TMC con contracorreas.



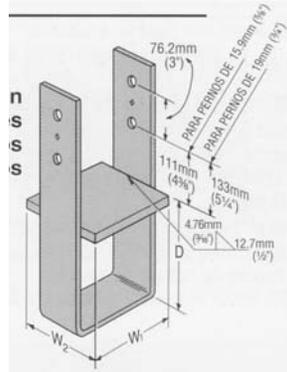
ANEXO 6

TABLA DE TORNILLO SIMPSON STRONG-DRIVE® SDS ¼ x3

Modelo No.	Descripción	Equiv. Métrico (mm)	Acabado ³	Tornillos por Caja	Cargas Permisibles ¹ para Abeto-Alerce Doug y Pino			
					Madera a Madera (DF a DF)	Cal. Delgado		Cal. 3 Corte (100) kN (Lbs)
						Corte (100) kN (Lbs)	Calibre	
SDS1/4x1 1/2"	1/4x1 1/2" Tornillo para madera	6.1 x 38	CINC	1500	0.51 (114)	1.19 (268)	10	1.29 (290)
SDS1/4x1 3/4"	1/4x1 3/4" Tornillo para madera	6.1 x 44.5	CINC	1400	0.63 (142)	1.35 (303)	10	1.45 (327)
SDS1/4x2"	1/4x2" Tornillo para madera	6.1 x 50.8	CINC	1300	0.76 (171)	1.35 (303)	10	1.45 (327)
SDS1/4x2 1/2"	1/4x2 1/2" Tornillo para madera	6.1 x 63.5	CINC	1100	0.86 (193)	1.35 (303)	10	1.45 (327)
SDS1/4x3"	1/4x3" Tornillo para madera	6.1 x 76.2	CINC	950	0.86 (193)	1.35 (303)	10	1.45 (327)
SDS1/4x3 1/2"	1/4x3 1/2" Tornillo para madera	6.1 x 88.9	CINC	900	0.86 (193)	1.35 (303)	10	1.45 (327)
SDS1/4x4 1/2"	1/4x4 1/2" Tornillo para madera	6.1 x 114.3	CINC	800	0.86 (193)	1.35 (303)	10	1.45 (327)
SDS1/4x6"	1/4x6" Tornillo para madera	6.1 x 152.4	CINC	600	0.86 (193)	1.35 (303)	10	1.45 (327)

ANEXO 7

**BASES PARA COLUMNAS
LCB/CB**



Modelo No.	Tamaño Nominal del Poste mm (Pulg.)	Material		Dimensiones mm (Pulg.)			Sujet. para Poste		Uit. Prom. Levant. kN (Lbs)	Cargas de Levantamiento Permisibles kN (Lbs)				
		Tirante mm (Pulg.)	Base (Cal)	Ancho ₁ (W ₁)	Ancho ₂ (W ₂)	D	Clavos mm (US)	Pernos mm (Pulg.)		Clavos		Pernos		
								Cant.		Diám.	(133)	(160)	(133)	(160)
LCB44	89x89 (4x4)	12 ga x50.8 (12 ga x2)	16	90.5 (3.563)	88.9 (3.500)	165.1 (6.500)	12-4.1x88.9 (12-16d)	2	12.7 (0.500)	79.4 (17853)	10.0 (2255)	12.0 (2705)	15.8 (3545)	18.9 (4250)
	89x89 (4x4)	7 ga x50.8 (7 ga x2)		90.5 (3.563)	90.5 (3.563)	203.2 (8.000)	—		15.9 (0.625)	63.8 (14350)	—	—	18.7 (4200)	18.7 (4200)
LCB46	89x89 (4x4)	12 ga x50.8 (12 ga x2)	16	90.5 (3.563)	139.7 (5.500)	165.1 (6.500)	12-4.1x88.9 (12-16d)	2	12.7 (0.500)	79.4 (17853)	10.0 (2255)	12.0 (2705)	15.7 (3530)	18.9 (4240)
	89x140 (4x6)	7 ga x50.8 (7 ga x2)		90.5 (3.563)	139.7 (5.500)	203.2 (8.000)	—		15.9 (0.625)	63.8 (14350)	—	—	18.7 (4200)	18.7 (4200)
CB48	89x184 (4x8)	7 ga x50.8 (7 ga x2)	7	90.5 (3.563)	190.5 (7.500)	203.2 (8.000)	—	2	15.9 (0.625)	63.8 (14350)	—	—	18.7 (4200)	18.7 (4200)
	GLULAM	7 ga x76.2 (7 ga x3)		133.4 (5.250)	SPEC	203.2 (8.000)	—		15.9 (0.625)	63.8 (14350)	—	—	18.7 (4200)	18.7 (4200)
LCB66	140x140 (6x6)	12 ga x50.8 (12 ga x2)	16	139.7 (5.500)	139.7 (5.500)	139.7 (5.500)	12-4.1x88.9 (12-16d)	2	12.7 (0.500)	79.4 (17853)	10.0 (2255)	12.0 (2705)	15.7 (3525)	18.8 (4230)
	140x140 (6x6)	7 ga x76.2 (7 ga x3)		139.7 (5.500)	139.7 (5.500)	203.2 (8.000)	—		15.9 (0.625)	63.8 (14350)	—	—	18.7 (4200)	18.7 (4200)
CB6-7	140x (6x)	7 ga x76.2 (7 ga x3)	7	139.7 (5.500)	177.8 (7.000)	203.2 (8.000)	—	2	15.9 (0.625)	63.8 (14350)	—	—	18.7 (4200)	18.7 (4200)
	CB7 1/8-4	PSL		3 ga x76.2 (3 ga x3)	181.0 (7.125)	88.9 (3.500)	203.2 (8.000)		—	19.1 (0.750)	91.9 (20650)	—	—	29.6 (6650)
CB7 1/8-6	PSL	3 ga x76.2 (3 ga x3)	7	181.0 (7.125)	139.7 (5.500)	203.2 (8.000)	—	2	19.1 (0.750)	91.9 (20650)	—	—	29.6 (6650)	29.6 (6650)
		3 ga x76.2 (3 ga x3)		181.0 (7.125)	177.8 (7.000)	203.2 (8.000)	—		19.1 (0.750)	91.9 (20650)	—	—	29.6 (6650)	29.6 (6650)
CB68	140x191 (6x8)	7 ga x76.2 (7 ga x3)	7	139.7 (5.500)	190.5 (7.500)	203.2 (8.000)	—	2	15.9 (0.625)	63.8 (14350)	—	—	18.7 (4200)	18.7 (4200)
	140x191 (6x8)	3 ga x76.2 (3 ga x3)		190.5 (7.500)	139.7 (5.500)	203.2 (8.000)	—		19.1 (0.750)	91.9 (20650)	—	—	29.6 (6650)	29.6 (6650)
CB7	GLULAM	3 ga x76.2 (3 ga x3)	7	174.6 (6.875)	SPEC	203.2 (8.000)	—	2	19.1 (0.750)	91.9 (20650)	—	—	29.6 (6650)	29.6 (6650)
		3 ga x76.2 (3 ga x3)		190.5 (7.500)	190.5 (7.500)	203.2 (8.000)	—		19.1 (0.750)	91.9 (20650)	—	—	29.6 (6650)	29.6 (6650)
CB89	GLULAM	3 ga x76.2 (3 ga x3)	7	225.4 (8.875)	SPEC	203.2 (8.000)	—	2	19.1 (0.750)	91.9 (20650)	—	—	29.6 (6650)	29.6 (6650)
		3 ga x76.2 (3 ga x3)		241.3 (9.500)	241.3 (9.500)	203.2 (8.000)	—		19.1 (0.750)	91.9 (20650)	—	—	29.6 (6650)	29.6 (6650)
CB1012	241x292 (10x12)	3 ga x76.2 (3 ga x3)	3	241.3 (9.500)	292.1 (11.500)	203.2 (8.000)	—	2	19.1 (0.750)	91.9 (20650)	—	—	29.6 (6650)	29.6 (6650)
		3 ga x76.2 (3 ga x3)		292.1 (11.500)	292.1 (11.500)	203.2 (8.000)	—		19.1 (0.750)	91.9 (20650)	—	—	29.6 (6650)	29.6 (6650)