



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE REPARACIÓN DE UNA NAVE DE MADERA
LAMINADA PARA EL CAMPUS SUR ANTUMAPU DE LA UNIVERSIDAD DE CHILE

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

NICOLÁS BENJAMÍN PINO VARAS

PROFESOR GUÍA:
RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
ROSE MARIE GARAY MOENA
MARIO WAGNER MUÑOZ

SANTIAGO DE CHILE
2017

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: NICOLÁS BENJAMÍN PINO VARAS
FECHA: OCTUBRE 2017
PROF. GUÍA: SR. RICARDO HERRERA MARDONES

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE REPARACIÓN DE UNA NAVE DE MADERA
LAMINADA PARA EL CAMPUS SUR ANTUMAPU DE LA UNIVERSIDAD DE CHILE

El presente trabajo aborda la propuesta de reparación de un galpón de madera laminada construido en el año 1969 en el Campus Sur Antumapu de la Universidad de Chile, el cual presenta daños considerables tales como pérdidas de sección en los elementos que se encuentran en el exterior, debido a la presencia de microorganismos, principalmente hongos de pudrición, como también fallas mecánicas por flexión en algunas costaneras que se encuentran al interior. Los factores abióticos a los cuales se encuentran expuestos los elementos son la principal causa del deterioro generado. El estudio del estado actual de la estructura se realizó mediante una inspección en terreno en la cual se determinaron asentamientos y secciones remanentes de madera sana. Para la obtención de esfuerzos se realizó un modelo en el programa SAP2000, en el cual se utilizó la normativa vigente para la aplicación de cargas. Por último, se plantea una serie de propuestas y recomendaciones para la restauración de los elementos y su cuidado, considerando el uso de perfiles de acero o el reemplazo total de la pieza dependiendo del estado en el que se encuentren los elementos, algunos de ellos presentan un deterioro severo como es el caso del puntal que se encuentra en la intemperie y el apoyo de la primera viga, los que han mostrado una disminución considerable de su sección resistente debido a factores abióticos y bióticos, generando un gran riesgo para la utilización segura de la estructura, a esto se le suma la existencia de costaneras en sectores aislados que presentan una falla por flexión, pudiendo generar el desprendimiento de piezas en cualquier momento.

Agradecimientos

Quiero agradecer a mis amigos, partiendo por Romi, Vale y Vicky, nos conocimos antes de entrar a la U y fueron un apoyo muy importante para superar los problemas del primer año. Luego aparecieron mis amigos de sección Juanjo, Nancy, Matias, Jose, Camilo, Nacho y Coni, con ellos pase momentos muy importantes en mi vida y me dieron su apoyo cuando más lo necesitaba. Luego entré a Civil y conocí a la Natu, Jesus y Katy, el grupo más dispar en el que he estado, pero aun así nos hicimos un grupo muy unido. Pasando al final de la universidad están Meili, Daisy, Toro y Leo, con ellos pase los últimos años de mi carrera, compañeros de cursos, trabajos, ramos imposibles y memoria. A todos ellos, compañeros de carrera, de vida, de carrete, de alegrías y penas, quiero darle las gracias por ser parte de mi vida, de apoyarme en todos los momentos difíciles que he pasado, los quiero mucho y aunque con algunos no nos veamos muy seguido, siempre serán importantes para mí.

Agradezco a mi familia, mis papás, mis hermanos y mis cuñadas, por todo el cariño que me han entregado y porque siempre se preocupan por como estoy, siendo el menor de 4 hermanos no tuve la cercanía con todos que hubiese deseado, pero aun así el cariño siempre está por sobre todo.

También quiero agradecer al profe Andrés por ofrecerme su ayuda con buena onda y disposición, también agradezco a Alfonso Vásquez y Sebastián Vásquez por ayudarme con material e intervenciones para este trabajo y por ocupar parte de su tiempo libre en ayudarme.

Por último quiero agradecer a los profesores Ricardo Herrera, Rose Marie Garay y Mario Wagner que me ayudaron en este proceso final, gracias por darme la oportunidad de realizar este trabajo apoyándome en todo momento y por la paciencia que han tenido conmigo.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo General	2
1.2.2. Objetivos Específicos	2
1.3. Alcances por capítulo	2
2. Antecedentes	4
2.1. Factores que influyen en el deterioro de la madera	4
2.2. Antecedentes generales del aserradero	6
2.3. Información recopilada	8
2.4. Descripción de la estructura	8
2.4.1. Elementos resistentes	8
2.4.2. Cerramientos e interiores	12
2.5. Normas utilizadas	13
2.5.1. Para la evaluación estructural	13
2.5.2. Para la restauración por biodeterioro	13
2.6. Materiales: Propiedades físicas y mecánicas	13
2.6.1. Tensiones admisibles	14
2.6.2. Factores de Corrección	15
2.6.3. Verificación de las Tensiones de Diseño	21
2.7. Mecánica de suelos	22
3. Evaluación estructural	24
3.1. Inspección visual	24
3.1.1. Exterior	24
3.1.2. Marcos de Madera Laminada	26
3.1.3. Costaneras	29
3.1.4. Puntales	30
3.1.5. Intervenciones realizadas	31
3.2. Combinaciones y Tipos de Cargas	32
3.2.1. Combinaciones de cargas	32
3.2.2. Cargas permanentes y cargas de uso	33
3.2.3. Cargas de viento	33
3.2.4. Carga Sísmica	34
3.3. Modelo realizado	35

4. Propuestas de reparación	41
4.1. Saneamiento de la estructura	41
4.1.1. Vacsol Azure	41
4.1.2. Macroplast uk 8103	42
4.2. Análisis de soluciones propuestas	42
4.2.1. Vigas de madera laminada	42
4.2.2. Costaneras de madera laminada	45
4.2.3. Puntales de roble	46
4.2.4. Recomendación adicional	47
5. Conclusiones	48
Bibliografía	50
Anexos	51
A. Cálculo de costanera	52
B. Cálculo del perfil C utilizado para reforzar la viga	55
C. Cálculo de perfil C utilizado en la extensión del apoyo del puntal	58
D. Diseño placas de acero para el apoyo de vigas.	63
E. Dimensiones de perfil C propuesto para la reparación de vigas principales	67
F. Dimensiones de perfil C propuesto para la reparación del puntal exterior	68

Índice de Tablas

2.1. Tensiones admisibles madera aserrada de Roble, MPa. Fuente: INN (2006).	14
2.2. Tensiones admisibles madera aserrada de Pino Radiata, MPa. Fuente: INN (2006).	14
2.3. Tensiones admisibles para madera laminada de Pino Radiata, MPa. Fuente: INFOR (1965).	15
2.4. Variación de las propiedades resistentes para una variación del contenido de humedad igual a 1 %. Fuente: INN (2006).	15
2.5. Factores de corrección por humedad para Pino Radiata y otras especies. Fuente: Elaboración propia.	16
2.6. Factores de corrección por humedad para madera laminada. Fuente: INN (1991). .	16
2.7. Factores de modificación o de ajuste por duración de la carga. Fuente: INN (2006).	17
2.8. Factores de corrección por volumen. Fuente: Elaboración propia.	18
2.9. Valores para el coeficiente de proporcionalidad. Fuente: INN (2006).	19
2.10. Propiedades geométricas para los puntales de Roble. Fuente: Elaboración propia.	19
2.11. Factor de modificación por esbeltez. Fuente: Elaboración propia.	20
2.12. Valores para el factor de corrección por concentración de tensiones. Fuente: INN (2006).	20
2.13. Tensiones a compresión y tracción paralela madera de roble. Fuente: Elaboración propia.	21
3.1. Sección remanente del apoyo de las tres primeras vigas laminadas. Fuente: Elaboración propia.	27
3.2. Inercias y porcentaje de sección perdida. Fuente: Elaboración propia.	27
3.3. Asentamientos de vigas principales. Fuente: Elaboración propia.	29
3.4. Cargas permanentes. Fuente: Elaboración propia.	33
3.5. Factores utilizados en la determinación de la distribución de velocidades del viento. Fuente: INN (2010b).	34
3.6. Factores aplicados al cálculo sísmico. Fuente: Elaboración propia.	35
3.7. Reacciones horizontales obtenidas para las vigas con y sin asentamientos. Fuente: Elaboración propia.	38

Índice de Ilustraciones

1.1. Vistas generales del aserradero. Fuente: Egaña (2016).	1
2.1. Detalle de cambios en la altura de la viga principal. Fuente: Elaboración propia. . .	9
2.2. Vigas de madera laminada. Fuente: Egaña (2016).	10
2.3. Costaneras de madera laminada. Fuente: Elaboración propia.	11
2.4. Puntales de madera aserrada. Fuente: Egaña (2016).	12
2.5. Vista del muro poniente. Fuente: Egaña (2016).	12
2.6. Exploración mediante calicatas. Fuente: Santander (2015)	22
3.1. Fachadas del galpón. Fuente: Elaboración propia.	25
3.2. Techo del galpón. Fuente: Elaboración propia.	25
3.3. Fachada sur del galpón. Fuente: Elaboración propia.	26
3.4. Pudrición en el apoyo de la primera viga laminada. Fuente: Elaboración propia. . .	27
3.5. Espesor de madera sana (cm) y orientación de vigas. Fuente: Elaboración propia. .	28
3.6. Falla por flexión producida en costaneras. Fuente: Elaboración propia.	29
3.7. Daño en el puntal exterior. Fuente: Elaboración propia.	30
3.8. Perfil de acero utilizado en la reparación. Fuente: Elaboración propia.	31
3.9. Modificación sector sur del galpón. Fuente: Egaña (2016).	31
3.10. Reparación en vigas principales. Fuente: Elaboración propia.	32
3.11. Ejes principales del galpón. Fuente: Elaboración propia.	35
3.12. Modelo del galpón realizado en el programa SAP2000. Fuente: Elaboración propia.	36
3.13. Acumulación de agua en el exterior del galpón. Fuente: Herrera (2016).	37
3.14. Diagrama de carga axial para el puntal exterior en kN. Fuente: Elaboración propia.	38
3.15. Numeración de puntales. Fuente: Elaboración propia.	39
4.1. Articulación del marco por medio de una columna. Fuente: Elaboración propia. .	43
4.2. Perfil C propuesto para la reparación. Fuente: Elaboración propia.	44
4.3. Placas de apoyo. Fuente: Elaboración propia.	44
4.4. Costanera de madera laminada para reemplazo. Fuente: Elaboración propia. . . .	46
4.5. Perfil de apoyo para puntal. Fuente: Elaboración propia.	47
C.1. Coeficiente de longitud efectiva. Fuente: AISC (2010).	61
E.1. Perfil C para extender el apoyo del puntal. Fuente: Elaboración propia.	67
F.1. Perfil C para restauración de viga principal. Fuente: Elaboración propia.	68

Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación

El Campus Sur Antumapu de la Universidad de Chile posee una gran variedad de edificaciones de diferentes edades y materiales, dentro de los que se encuentra el aserradero ubicado en el sector norte del campus, el cual fue construido utilizando madera como material principal. La estructura fue construida en el año 1969 siendo una construcción poco común para la época en la cual la madera no era considerada para estructuras de esta envergadura.

La estructuración consiste de vigas de madera laminada encolada curvas de sección variable de pino radiata, las primeras construidas en el país por el Instituto Forestal, las que se apoyan directamente sobre las fundaciones en uno de sus extremos, y en puntales de madera aserrada de roble de sección cuadrada en el otro, los que a su vez descansan en un muro de hormigón armado. El techo, por su parte, es soportado por costaneras de perfiles compuestos de pino radiata y reforzado con tensores de acero.



(a) Vista frontal exterior



(b) Vista interior

Figura 1.1: Vistas generales del aserradero. Fuente: Egaña (2016).

En la actualidad, la estructura se encuentra dañada, sus bases presentan asentamientos, tanto horizontales como verticales, además de fallas en costaneras y puntales. Por otro lado, también se han encontrado pérdidas de sección en los primeros tramos de las vigas, cerca de la fundación, debido a efectos de hongos de pudrición. Estos daños son esperables en una estructura de madera, teniendo en cuenta que se encuentra por cumplir 50 años de vida y ha sido afectada por intemperización y sismos de gran magnitud.

Al interior de la estructura se desarrollan actividades relevantes de apoyo a la docencia, investigación y extensión, por lo que nace la necesidad de restaurar el aserradero de modo de alargar su vida útil y al mismo tiempo generar un ambiente seguro para los trabajos que se llevan a cabo en su interior. Por otro lado, la estructura es de gran importancia al mostrar la capacidad que posee la madera como material constructivo, y que si se llevan a cabo las mantenciones pertinentes, la vida útil de la madera puede llegar a ser de varias décadas. Por último, teniendo en cuenta la riqueza de nuestro país en la industria maderera, es importante crear conciencia sobre este material que tiene varias ventajas tanto constructivas como estéticas.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Evaluar la condición estructural de una nave de madera laminada encolada ubicada en la Facultad de Ciencias Forestales y Conservación de la Naturaleza de la Universidad de Chile, que evidencia problemas de deterioro severo y entregar una propuesta factible y económica a su reparación de modo de evitar el colapso de la estructura.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Evaluar el conjunto de daños que presenta la estructura identificando sus causas.
- Determinar los esfuerzos internos inducidos por efectos externos, cuantificados de acuerdo a la correspondiente normativa vigente.
- Cuantificar la pérdida de resistencia de la estructura.
- Plantear formas de reparación económicas y factibles que permitan el uso de forma segura de la nave.

1.3. Alcances por capítulo

En el Capítulo 1 fueron expuestos algunos antecedentes de la estructura a analizar junto con la motivación para la realización de este trabajo, además de indicar el alcance y los objetivos, tanto generales como específicos, del mismo.

En el Capítulo 2 se dan a conocer los antecedentes generales y técnicos de la estructura, dentro de los que se encuentran los factores que influyen en el deterioro de la madera, una descripción de la estructura que contempla tanto su ocupación como sus elementos resistentes y por último se mencionan las normas y las propiedades mecánicas de la madera y el suelo utilizadas.

En el Capítulo 3 se muestra los resultados obtenidos de la inspección visual realizada al aserradero, separados por los distintos elementos presentes, dentro de los que se encuentran los marcos de madera laminada, costaneras de madera laminada y puntales de madera aserrada, luego se dan a conocer las cargas utilizadas en la modelación del galpón y por último se presenta el modelo realizado.

En el Capítulo 4 se desarrollan las alternativas planteadas para la solución a los daños en la estructura, señalando los beneficios y falencias de las propuestas en base a costos y dificultades técnicas que pueden tener al momento de su implementación.

En el Capítulo 5 se comenta acerca del estado actual de la estructura basando en los restados del capítulo 4, además de esto se discuten las soluciones planteadas, señalando las mejores para cada elemento al tener en cuenta factores técnicos y de costo.

Capítulo 2

Antecedentes

En el presente capítulo se dan a conocer, tanto los antecedentes generales como técnicos de la estructura. Dentro de los antecedentes generales, se exponen los factores que influyen en el deterioro de la madera y se realiza una descripción de la estructura que contempla tanto su ocupación como los elementos resistentes que la componen. En cuanto a los antecedentes técnicos, se muestran las normas utilizadas para la evaluación estructural del aserradero, las propiedades mecánicas de la madera y del suelo utilizadas.

2.1. Factores que influyen en el deterioro de la madera

A continuación, se presenta un resumen de información relevante para el trabajo, extraída de Reinprecht (2016) incluyendo aspectos acerca del deterioro y mantenimiento de la madera, exponiendo sus causas y las posibles consecuencias derivadas de no actuar oportunamente.

En primer lugar, se menciona la corrosión atmosférica, proceso de envejecimiento natural que afecta a la madera, producto de factores climáticos abióticos. La intensidad del daño depende principalmente de la oscilación en el tiempo de la radiación UV, la humedad y la temperatura a las que se encuentra expuesta la madera.

La erosión atmosférica de la madera es causada por un mayor número de factores abióticos divididos en dos grupos, agentes materiales como agua, oxígeno, gases agresivos entre otros, y otro grupo designado como impactos energéticos en donde se encuentra la radiación solar, calor y viento en flujos turbulentos. Estos factores actúan en conjunto aumentando su efecto de degradación, propiciando el ataque biológico debido a la meteorización que sufre la madera.

Se definen objetivos y cumplimientos del mantenimiento y restauración de la madera, siendo el objetivo principal el prolongar la vida útil de los elementos de madera, siendo así una parte muy importante dentro de su protección. Se hace referencia principalmente a artefactos históricos, edificios y otras construcciones, pero también a madera recientemente dañada por factores abióticos y/o plagas biológicas. Si el valor técnico, artístico, histórico y social de un objeto de madera dañado es significativo y su rescate es necesario, se debe emprender un proyec-

to para su restauración lo antes posible. La implementación de un proyecto de restauración de elementos de madera incluye varias operaciones: (1) un diagnóstico de elementos individuales para determinar su estado actual; (2) esterilización, dependiendo principalmente de si el daño es biológico; y (3) restauración utilizando técnicas adecuadas de conservación y / o refuerzo.

En cuanto a la mantención de la madera, un adecuado sistema aumenta significativamente su vida útil. Esto es de mayor importancia para usos en exteriores, donde es más probable la proliferación de hongos y otras plagas, así como también la degradación de la superficie por efecto del sol y el agua. El mantenimiento de productos de madera tanto para elementos interiores como exteriores incluye varias operaciones regulares tales como: inspección de la protección estructural; inspección de daños; re aplicación de recubrimientos protectores; re aplicación de insecticidas en la superficie o en zonas profundas.

Para plagas biológicas, se recomienda tomar medidas inmediatas al momento de detectar su presencia, con la finalidad de eliminarlas y asegurar los elementos en el largo plazo, siendo tarea de un profesional especialista encargarse de las soluciones. Como medidas de mitigación temporal se plantea: eliminar fuentes de humedad; eliminar la madera biológicamente dañada; tratamiento local de la madera con insecticidas; eliminación plagas biológicas en la madera y sus alrededores; renovación y restauración de las construcciones en madera.

En relación a los hongos, para evitar su proliferación es necesario mantener la humedad de los elementos bajo el 20%. Sin embargo, una vez afectada la madera por organismos fúngicos, disminuir su humedad por debajo del 20% es más difícil por las siguientes razones: (1) la madera en el proceso de descomposición se descompone en dióxido de carbono (CO₂) y agua; (2) varios hongos en descomposición de madera son capaces de llevar agua al producto de madera incluso a grandes distancias a través de un sistema de micelios de superficie; y (3) el crecimiento del moho en las superficies de madera impide la evaporación libre del agua de sus zonas interiores. En situaciones en las que se produce la actividad de hongos, no basta con controlar la humedad de la madera, es necesario eliminar toda etapa de desarrollo del organismo fúngico. Se recomienda separar los elementos de todo tipo de material con el que se encuentre en contacto antes de realizar el saneamiento pertinente. La elección del método particular utilizado en la esterilización dependerá de las condiciones que se tengan en los elementos y el tipo de hongos que se presente, y se debe implementar una protección posterior química preventiva usando un fungicida adecuado.

Los insectos por otro lado, son un problema diferente y más difícil de abordar ya que se debe bajar la humedad de equilibrio por debajo del 10%. Esta condición no se alcanza generalmente en techos. Para su eliminación se suelen seguir los siguientes principios: eliminar toda la corteza de la superficie del producto de madera para evitar la actividad de próximas generaciones de algunas especies; esterilizar la madera utilizando insecticidas; realizar un tratamiento químico en las juntas y orificios.

En cuanto al diagnóstico de la madera dañada, es muy importante para determinar el estado actual necesario para su evaluación y realización de trabajos regulares de mantenimiento. Los daños en productos de madera deben ser detectados temprano y objetivamente, centrándose en determinar su tipo, grado, alcance y causa. Para las inspecciones in situ, se recomienda primero el uso de métodos sensoriales baratos, usualmente visuales y sónicos, y luego otros métodos instrumentales adecuados (generalmente no destructivos) según sea necesario.

2.2. Antecedentes generales del aserradero

El Taller de carpintería de la Madera del Departamento de Ingeniería de la Madera y sus Biomateriales es una unidad dotada de maquinarias y herramientas para la transformación de la madera y fabricación de tableros que durante 48 años ha prestado sus servicios a la investigación y docencia, a través de la preparación de material de ensayos para diversos proyectos de investigación y más de 100 memorias en el área de las propiedades y procesos de transformación de la madera.

En sus inicios, se desarrollaron proyectos en el ámbito productivo, funcionando como fábrica de muebles de línea plana utilizando a maderas nativas, como el lingue, pasando después a prestar servicios de fabricación de muebles a pedido a las distintas dependencias de toda la Universidad, por más de 15 años, labor que debió dejar de realizarse porque los muebles que producía no resultaban competitivos con los precios de mercado, debido al alto nivel de importación libre de impuestos desde los países asiáticos, situación que también ha afectado a toda la industria del mueble nacional.

En la década de los 90, se constituyó como Centro Tecnológico de la Madera, adquiriéndose maquinarias para el afilado de herramientas de corte, con el propósito de dictar cursos especializados en esta materia hacia las empresas pymes, actividades que no lograron ser ejecutadas, dadas las complejidades asociadas al financiamiento de dichos cursos a través del Sence y a problemas de gestión dentro de la propia unidad y la Facultad, dado que se realiza una doble tributación (IVA más Overhead) que no le permite ser competitiva en el mercado, por lo que las actividades productivas y prestaciones de servicios, bajo la denominación de Centro Tecnológico de la Madera han debido ser suspendidas.

En investigación, algunos proyectos emblemáticos desarrollados en el Taller de Apoyo a la Docencia e Investigación son:

FONDECYT:

1. Aplicación de ondas ultrasónicas como medio de control del ataque de termitas subterráneas *Reticulermes hesperus* Bank sp. (Isóptera: Rhinotermitidae) en madera de *Pinus radiata* (D. Don).
2. Detección de defectos internos en trozas y madera dimensionada mediante ultrasonido y radiación gamma.
3. Caracterización y detección de defectos de la madera de pino radiata mediante la aplicación de ultrasonido y radiación gamma.
4. Uso de árboles como bio-indicadores históricos de contaminación.
5. Aplicación de la radiación gamma en la metodología de clasificación estructural de madera aserrada, mediante pulso acústico.
6. Detección de nudos y predicción de la calidad de la madera aserrada de pino insigne mediante análisis espectral de ondas de esfuerzo.
7. Caracterización tecnológica y estudio de usos alternativos de la madera de *tepualia stipularis* (Hook et Arn) Griseb, Tepu.
8. Estudio de un método basado en propagación de ondas de esfuerzos longitudinales para

la clasificación estructural de madera aserrada de pino insigne.

9. Estudio de métodos no destructivos para la clasificación de madera aserrada de pino insigne de uso estructural.

FONDEF:

1. Silvicultura y manejo de la sequoia en Chile y fomento de su plantación forestal sustentable (*Sequoia sempervirens* redwood (Fondef D01I1008)).
2. Combustión y gasificación de la biomasa (Fondef D04I1083).
3. Desarrollo de bases técnicas y normativas para prototipos de vivienda modular, con énfasis en soluciones de emergencia, bajo criterios técnicos, geográficos y económicos que mejoren su eficiencia y funcionalidad. (FONDEF DO9I1058).

CORFO:

1. Polo de desarrollo: innovación, tecnología y marketing. Sector madera mueble (2010-9002)

Durante todos estos años, este taller ha recibido mantenciones en pocas ocasiones, una de ellas después del terremoto de 2010, en la que se realizó mantención a los tensores, dado que algunos se cortaron y otros se soltaron. En 2014, se consiguió restaurar una parte de la estructura, en la esquina nororiente, donde había un daño severo en la techumbre, que provocaba la inundación del sector todos los inviernos. Se rehízo el radier y se cubrieron exteriormente dos de las seis vigas laminadas curvas, postergándose la reparación y protección del resto de la estructura por falta de presupuesto.

Con el paso de los años, los daños exteriores se han concentrado en las bases de las vigas laminadas, algunas costaneras interiores fracturadas, severo deterioro del puntal diagonal que da al exterior, además de algunos daños en los forros exteriores. Producto de esta condición, se solicitó la vista de dos expertos nacionales en estructuras, el profesor Ricardo Herrera y el profesor Mario Wagner, ambos de la FCFM, una síntesis del diagnóstico que ellos hicieron, se presenta a continuación:

La evaluación de las vigas de madera laminada que componen las cerchas deja en evidencia un claro deterioro en la base por efectos de humedad debido a que estos elementos se encuentran a la intemperie, generando así una exposición a las aguas lluvias, lo que ha producido una pudrición en un área significativa de la pieza. Por otro lado se expone también el aplastamiento sufrido por estos elementos, triturando la madera en una de sus caras. Por último, se menciona que las piezas que se encuentran dentro de la estructura presentan una condición aceptable, encontrándose fuera de peligro.

En cuanto al sistema de puntales, se habla acerca del daño sufrido por la unión al contrafuerte de hormigón armado del puntal que se encuentra en el exterior de la estructura, señalando que al igual que para el caso de las vigas, se ha producido un efecto de pudrición deteriorando la madera y generando efectos de aplastamiento por parte de los tirafondos de conexión.

Por último, se habla acerca del sistema de techo, el cual presenta condiciones deficitarias al tener deformaciones considerables apreciables a simple vista, tornándose críticas en algunos sectores en los cuales se evidencian fracturas por lo que ya no cumplen su función.

Luego del análisis realizado ambos informes concuerdan en que la estructura no presenta riesgo de colapso en el corto plazo, pero es necesario despejar las áreas que se encuentran inmediatamente debajo de las costaneras que presentan daños para así evitar accidentes por el desplome de material en caso de que suceda. Como recomendaciones finales se pide realizar un estudio más detallado en el sector donde se apoyan las vigas, de modo de poder determinar la sección remanente de madera sana y poder dar una propuesta de saneamiento de estos elementos. En cuanto al sistema de techo, se recomienda apuntalar las zonas afectadas de modo que la carga no sea tomada por elementos que presentan una pérdida en sus capacidades. Por último se pide revisar el tensado de los arriostamientos de acero existentes.

2.3. Información recopilada

Para tener un mejor acercamiento al diseño y construcción del aserradero, se realizó una búsqueda de información en los archivos del Campus, encontrando dos documentos de suma importancia, el Informe Técnico N°18 realizado por el INFOR (INFOR, 1965) y los planos de construcción utilizados, que fueron facilitados por la arquitecta Beatriz Vera Pinto de la Facultad de Ciencias Agronómicas.

En cuanto al informe proporcionado por el INFOR, este describe el sistema constructivo de vigas de madera laminada utilizado para esta estructura en los años 60, siendo la primera en su clase. Además de esto, señala las tensiones tanto admisibles como de diseño para este tipo de vigas construidas a partir de Pino Radiata.

Por otro lado, los planos originales datan del año 1967 a los que se les realizaron modificaciones el año siguiente, que corresponden a cambios en la geometría y apoyo de las vigas. En ellos se especifican las dimensiones de los elementos estructurales y de las uniones a materializar. Por otro lado no cuentan con especificaciones técnicas de ningún tipo, por lo que no fue posible deducir las especies madereras utilizadas en la construcción. En este aspecto se contactó a Magdalena Orell, experta en anatomía de la madera, a quien se le entregaron muestras tanto de las vigas como del puntal, a partir de lo cual se encontró que las vigas fueron construidas con Pino Radiata y los puntales con piezas de Roble.

2.4. Descripción de la estructura

2.4.1. Elementos resistentes

Vigas de madera laminada

Las vigas de madera laminada, construido con tablas de Pino Radiata de 2 cm de espesor, son el principal elemento resistente de la estructura. Cubren una luz de 29 m y se encuentran espaciadas a una distancia de 6.5 m entre ejes. Están apoyadas en dos puntos, el primero se encuentra en uno de sus extremos, apoyada directamente sobre la fundación por medio de un

perfil de acero de 1 cm de espesor como se muestra en la Figura 2.2(c), y el segundo apoyo corresponde a la unión rotulada con un puntal de madera aserrada a una distancia de 4.25 m desde el extremo contrario.

En cuanto a su geometría, esta es variable siendo curva en el tramo inicial con un radio interior de 3.6 m y un radio exterior de 3.85 m, la curvatura se extiende hasta que la pieza llega a la altura de 4.65 m para luego continuar recta el resto de su desarrollo. Por otro lado su escuadría también presenta variaciones en cuando a su altura, iniciando en 80 cm en el primer tramo correspondiente al apoyo sobre la fundación, luego esta aumenta hasta llegar a los 108 cm, que se alcanzan en el tramo central de la curva, para luego decrecer hasta llegar al inicio del tramo recto con 90 cm, en donde nuevamente comienza a aumentar llegando a un máximo de 110 cm en el centro de la luz, y finalmente comenzar a disminuir hasta llegar a los 30 cm en el extremo final. El ancho de la pieza es de 30 cm a lo largo de toda la pieza.

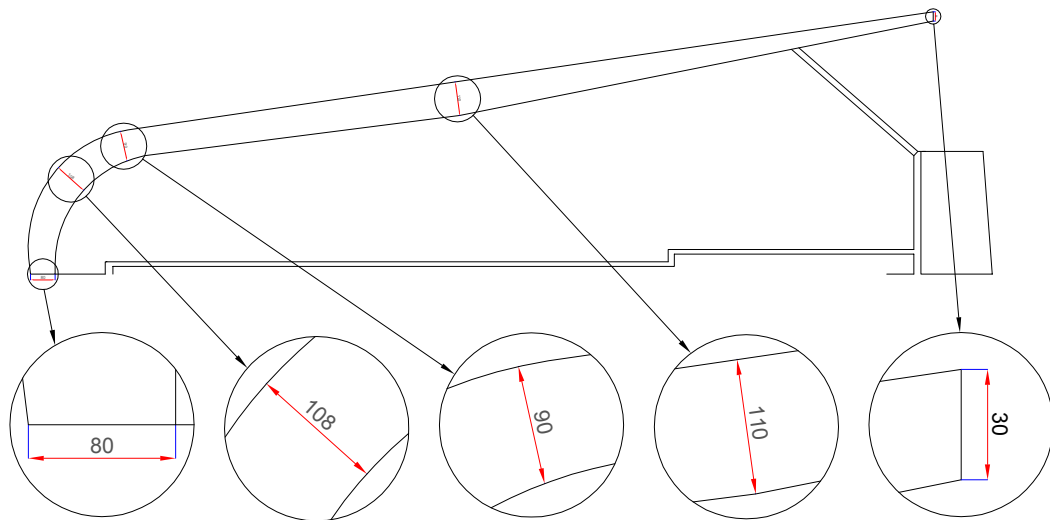


Figura 2.1: Detalle de cambios en la altura de la viga principal. Fuente: Elaboración propia.



(a) Tramo inicial curvo en el exterior.



(b) Tramo recto al interior de la estructura.



(c) Apoyo sobre perfil de acero.

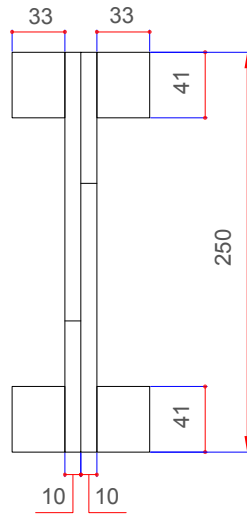
Figura 2.2: Vigas de madera laminada. Fuente: Egaña (2016).

Costaneras de madera laminada

Las costaneras (Figura 2.3), construidas con madera laminada de Pino Radiata, presentan un perfil compuesto tipo doble T con una altura total de 25 cm, cubriendo una luz de 6.5 m y se encuentran separadas 1.08 m entre ejes.

El alma, con una altura de 25 cm, está constituida por dos piezas de madera laminada con un espesor de 10 mm cada una. Por otro lado, para las alas se utilizaron perfiles de 33x41 mm dispuestos en las esquinas superiores e inferiores generando así el perfil antes mencionado. Por último, las costaneras cuentan con atiesadores de carga que presentan una escuadría de 33x41 mm, igual a la utilizada en los elementos que constituyen las alas.

Las uniones en los apoyos se generaron a partir de placas de madera de forma trapezoidal, las cuales se sujetaron a las vigas principales por medio de clavos de 5 pulgadas, a su vez, las costaneras se unen a dichas placas utilizando un total de 6 clavos de 5 pulgadas.



(a) Corte transversal.



(b) Apoyo utilizado.



(c) Vista general.

Figura 2.3: Costaneras de madera laminada. Fuente: Elaboración propia.

Puntales de madera aserrada

La estructura incorpora puntales de madera aserrada de roble, que apoyan las vigas principales en uno de sus extremos, mientras que en el otro descansan en un muro de hormigón armado. Su escuadría es 15x20 cm para los puntales exteriores y 20x20 cm para los interiores.

Las uniones, tanto con el muro de hormigón como con las vigas principales, se materializaron por medio de elementos de acero unidos entre sí por medio de pernos de 38 mm de diámetro, y que se fijan a la madera por medio de tirafondos de 22 mm de diámetro.



Figura 2.4: Puntales de madera aserrada. Fuente: Egaña (2016).

Tensores de acero

Por último, la estructura cuenta con tensores de acero en el techo, los cuales arriostran las vigas principales en el eje longitudinal del galpón. Estos elementos no cuentan con especificaciones en los planos de la estructura, por lo que no se cuenta con mayor información.

2.4.2. Cerramientos e interiores

Los cerramientos de la estructura consisten de paneles de madera con ventanales en su parte superior, excepto para la cara poniente (Figura 2.5) la que tiene un muro de hormigón en su parte inferior. La cubierta de techo, se materializa con placas de metal liso dispuesto sobre el envigado de madera.

Las divisiones interiores están ejecutadas con tabiquería simple en paneles de madera.



Figura 2.5: Vista del muro poniente. Fuente: Egaña (2016).

2.5. Normas utilizadas

2.5.1. Para la evaluación estructural

Las normas de diseño utilizadas para la determinación de las cargas solicitantes sobre la estructura corresponden a:

- NCh 432.Of2010: Diseño Estructural - Cargas de viento.
- NCh 433.Of1996-Mod2009: Diseño sísmico de edificios.
- NCh 1537.Of2009: Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso
- NCh 3171.Of2010: Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas

Por otro lado, la normativa utilizada para determinar la capacidad mecánica de los distintos elementos son las siguientes:

- NCh 1198.Of2004: Madera - Construcciones en madera - Cálculo
- NCh 2165.Of91: Tensiones admisibles para la madera laminada encolada estructural de pino radiata
- INFOR Informe Técnico N°18: Estructuras de madera laminada

Algunas de las normas mencionadas no existían en la época en la cual se construyó la estructura, pero son de utilidad para evaluar el estado en el que se encuentra actualmente y así dar un diagnóstico más actualizado.

2.5.2. Para la restauración por biodeterioro

- NCh 819.Of2012: Madera preservada - Pino radiata - Clasificación según uso y riesgo en servicio y muestreo.

Esta norma señala los parámetros de calidad para los tratamientos de preservación de esta madera según el riesgo de uso, que tendrá durante su vida en servicio.

2.6. Materiales: Propiedades físicas y mecánicas

El aserradero cuenta con dos tipos de madera ya mencionados anteriormente, Pino Radiata y Roble, utilizados en diferentes elementos de la estructura. A continuación se expone acerca de las tensiones admisibles obtenidas y las consideraciones para su determinación.

2.6.1. Tensiones admisibles

Madera de Roble

La norma NCh 1198 (INN, 2006) define las propiedades de la madera en base a agrupamientos de especies según el Anexo A, específicamente en la Tabla A.1. De esta manera se tiene una clasificación ES4 para el roble, considerando que las condiciones en las cuales se encuentra la estructura aseguran un porcentaje de humedad cercano al 12%.

Por otro lado es necesario clasificar su grado estructural asociado a una cierta razón de resistencia, la que se determina a partir de una clasificación visual de las piezas que se utilizaran. Como en este caso se desconoce este dato, se considera de forma conservadora un grado estructural N°3, con una razón de resistencia del 48%. Si bien el grado N°4 presenta una razón de resistencia del 20%, menor a la escogida, se consideró demasiado baja para la construcción de estructuras de este estilo, llevando así a una elección extremadamente conservadora.

Teniendo estos antecedentes es posible definir las tensiones admisibles de la especie maderera según la Tabla 4 y 7 de la norma, en donde la segunda muestra que la relación entre una madera ES4 de grado N°3, da una clase estructural F11, lo que define las tensiones admisibles según la Tabla 4. Estas corresponden a las mostradas en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Tensiones admisibles madera aserrada de Roble, MPa. Fuente: INN (2006).

Flexión	Compresión Paralela	Tracción Paralela	Cizalle	Compresión Normal	Módulo de Elasticidad
F_f	F_{cp}	F_{tp}	F_{cz}	F_{cn}	E_f
14,0	10,5	8,4	1,25	5,0	9100

Madera de Pino Radiata

Para el caso del Pino Radiata, la norma presenta una clasificación diferente a las otras especies debido al gran uso y conocimiento que se tiene acerca de esta especie. Bajo esto se consideró un grado estructural G2 correspondiente a una clasificación visual de la madera, obteniendo los valores mostrados en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2: Tensiones admisibles madera aserrada de Pino Radiata, MPa. Fuente: INN (2006).

Flexión	Compresión Paralela	Tracción Paralela	Compresión Normal	Cizalle	Módulo de Elasticidad
F_f	F_{cp}	F_{tp}	F_{cn}	F_{cz}	E_f
5,4	6,5	4,0	2,5	1,1	8900

Las tensiones antes mencionadas, no son válidas para las vigas de madera laminada, ya que para estas se calcularon a partir del Informe Técnico N°18 (INFOR, 1965) y no de la actual normativa. Esto es debido a que se quiere comprobar el diseño realizado para la construcción de la estructura, y evaluar las posibles causas que provocaron el daño y las fallas existentes. De esta forma se obtuvieron los valores mostrados en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3: Tensiones admisibles para madera laminada de Pino Radiata, MPa. Fuente: INFOR (1965).

Flexión	Compresión Paralela	Cizalle	Compresión Normal	Módulo de Elasticidad
F_f	F_{cp}	F_{cz}	F_{cn}	E_f ¹
9,1	6,2	0,92	1,3	*9360

¹ El valor real utilizado en este trabajo es de 7000 MPa, debido a que el valor considerado por el INFOR es alto según los valores actualmente utilizados para este tipo de madera.

2.6.2. Factores de Corrección

Los factores de corrección son utilizados para obtener las tensiones de diseño de las piezas de madera a partir de las tensiones admisibles, que corresponden a la resistencia de los elementos bajo ciertas condiciones específicas, ya sea geométricas o ambientales. En primer lugar, se presentan los factores de corrección generales, dentro de los cuales se encuentra la corrección por humedad, duración de la carga y trabajo conjunto a flexión, y posteriormente los específicos que se deben aplicar según sea el caso a analizar. Junto a esto se muestran los resultados obtenidos para cada factor.

Corrección por humedad, K_H

$$K_H = (1 - \Delta H \Delta R) \quad (2.1)$$

en que:

- K_H : Factor de modificación por humedad, aplicable a las tensiones admisibles y módulo elástico, definidos para una humedad del 12 %;
- ΔH : Diferencia entre valor de contenido de humedad de servicio y 12 %;
- ΔR : Variación de la resistencia por cada 1 % de variación del contenido de humedad (ver Tabla 2.4).

Tabla 2.4: Variación de las propiedades resistentes para una variación del contenido de humedad igual a 1%. Fuente: INN (2006).

Tensión admisible o módulo elástico	Variación de la resistencia para $\Delta H = 1\%$	
	ΔR	
	Especies en general	Pino Radiata
Flexión	0,0205	0,0205
Compresión paralela	0,043	0,048
Tracción Paralela	0,0205	0,0205
Cizalle	0,016	0,015
Módulo de elasticidad en flexión	0,0148	0,017

En este caso se tiene una diferencia de humedad de 2%, ya que la humedad de servicio a la cual se encuentran las piezas es de 14%, según el Anexo D de la norma NCH 1198 (INN, 2006) para la zona de Santiago.

Tabla 2.5: Factores de corrección por humedad para Pino Radiata y otras especies. Fuente: Elaboración propia.

Tensión admisible o módulo elástico	Factores de corrección	
	K _H	
	Especies en general	Pino Radiata
Flexión	0,96	0,95
Compresión paralela	0,91	0,90
Tracción Paralela	0,96	0,95
Cizalle	0,97	0,97
Modulo de elasticidad en flexión	0,97	0,97

Corrección por uso húmedo para madera laminada, K_H

La norma NCh 2165 (INN, 1991) define correcciones para las tensiones admisibles debido al uso húmedo, dado para madera con un porcentaje mayor al 16%. Estos se muestran en la Tabla 2.6.

Tabla 2.6: Factores de corrección por humedad para madera laminada. Fuente: INN (1991).

Tensión admisible	Factor de ajuste para condiciones de servicio húmedo
Flexión	0,8
Compresión paralela a la fibra	0,73
Tracción paralela a la fibra	0,8
Módulo de elasticidad	0,833
Cizalle	0,875
Compresión normal a la fibra	0,667
Tracción normal a la fibra	0,875

Corrección por duración de la carga, K_D

$$K_D = \frac{1,747}{t^{0,0464}} + 0,295 \quad (2.2)$$

en que:

- K_D: Factor de modificación por duración de la carga;
- t: Duración de la carga. en segundos.

En el caso que se cuente con diferentes cargas, con distintas duraciones, en el Anexo G de la norma se recomienda dividir la carga total resultante por el factor de modificación que corresponda a la menor duración de entre todas las cargas. De esta forma se busca calcular las

dimensiones de las piezas con el valor más crítico de cargas. Los factores de modificación que la norma recomienda son los mostrados en la Tabla 2.7:

Tabla 2.7: Factores de modificación o de ajuste por duración de la carga. Fuente: INN (2006).

Carga permanente	0,90
Carga normal	1,00
Dos meses	1,15
Siete días	1,25
Viento o sismo	1,60
Impacto	2,00

Corrección por altura, K_{hf}

Para todas las especies forestales, con la sola excepción del Pino Radiata, en el caso que se cuente con piezas traccionadas o vigas rectangulares de ancho o altura mayor que 50 mm, se debe aplicar este factor de corrección, dado por:

$$K_{hf} = \left(\frac{50}{h}\right)^{1/9} \quad (2.3)$$

en que:

- K_{hf} : Factor de modificación por altura;
- h : Ancho de la pieza traccionada o altura de la viga, en mm.

Para el caso de los puntales, la mayor dimensión que presenta su escuadría es de 20 cm, por lo que se obtiene un factor de modificación de $K_{hf} = 0,86$

Corrección por volumen, K_v

Este factor de corrección solo se debe aplicar a tensiones de flexión en vigas de madera laminada encolada que funcionan en laminación horizontal.

$$K_v = \left(\frac{6,40}{L}\right)^{1/10} \cdot \left(\frac{300}{h}\right)^{1/10} \cdot \left(\frac{135}{b}\right)^{1/10} \leq 1,0 \quad (2.4)$$

en que:

- K_v : Factor de corrección por volumen;
- L : Longitud de la viga entre puntos de inflexión de momento, en m;
- h : Altura de la sección transversal, en mm;
- b : Ancho de la sección transversal, en mm.

Como las vigas en estudio presentan alturas variables a lo largo de su desarrollo, se determinaron distintos factores en base a alturas en los puntos que generan un cambio de pendiente en el canto de la pieza. La longitud de la viga es de 28 m y su ancho es de 300 mm.

Tabla 2.8: Factores de corrección por volumen. Fuente: Elaboración propia.

Altura en mm	K_v
800	0,72
900	0,71
1080	0,70
1100	0,70

Corrección por trabajo conjunto en flexión, K_c

Para elementos estructurales sometidos a flexión que compartan la carga, formados por tres o más elementos paralelos separados una distancia mínima de 610 mm y dispuestos de tal forma que en conjunto sean capaces de soportar la carga aplicada, la tensión de diseño a flexión puede ser multiplicada por el factor de modificación $K_c = 1,15$. En este caso se utiliza un factor igual a la unidad ya que las piezas sometidas a flexión se encuentran espaciadas más de lo solicitado por este punto.

Corrección por volcamiento en flexión, $K_{\lambda v}$

$$K_{\lambda v} = \frac{1 + (F_{f,E}/F_{f,dis}^*)}{1,9} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{f,E}/F_{f,dis}^*)}{1,9} \right]^2 - \frac{F_{f,E}/F_{f,dis}^*}{0,95}} \quad (2.5)$$

en que:

- $K_{\lambda v}$: Factor de modificación por volcamiento para flexión;
- $F_{f,dis}^*$: Tensión admisible de flexión, ponderada por todos los factores de modificación aplicables, excepto K_{hf} y $K_{\lambda v}$;
- $F_{f,E} = \frac{C_{fE} * E_{dis}}{\lambda_v^2}$;
- $\lambda_v = \sqrt{\frac{l_v * h}{b^2}} \leq 50$;
- C_{fE} : 0,439 para madera aserrada y 0,610 para madera laminada.

Para elementos estructurales solicitados a flexión que no tengan apoyos laterales se acepta un valor para este factor de modificación igual a la unidad, siempre y cuando la razón formada por la altura de la pieza y su ancho no sea mayor que 2.

Corrección por esbeltez en compresión, K_λ

$$K_\lambda = A - \sqrt{A^2 - B} \quad (2.6)$$

en que:

- $A = \frac{F_{cE}}{F_{cp,dis}} \left(1 + \frac{\lambda}{200}\right) + 1$;
- $B = \frac{F_{cE}}{c \cdot F_{cp,dis}}$;
- c : Coeficiente de proporcionalidad, según Tabla 2.9;
- E_{dis} : Modulo de elasticidad de diseño:
- $F_{cp,dis}$: Tensión de diseño en compresión, $F_{cp,dis} = F_{cp} \cdot K_H \cdot K_D$;
- $F_{cE} = \frac{3,6 \cdot E_{dis}}{\lambda^2}$
- λ : Esbeltez reguladora del diseño, $\lambda = l_p/i$, con i el radio de giro.

Tabla 2.9: Valores para el coeficiente de proporcionalidad. Fuente: INN (2006).

Clasificación visual y mecánica Grado estructural	Coeficiente de proporcionalidad
Nº1, Nº2, GS, G1, C24, MGP10, MGP12	0,85
Nº3, Nº4, G2, G16	0,8

Este factor sera aplicado solamente para los puntales ya que estos se ven afectados por cargas axiales directas. Para esto se consideraron las dos escuadrías presentes, 15 x 20 cm para las piezas externas y 20 x 20 para las internas.

En primer lugar es necesario determinar el modulo elástico, que se obtiene a partir de la multiplicación del módulo de elasticidad dado por la norma y el coeficiente de corrección por humedad, dando como resultado $E_{dis} = 8831 \text{MPa}$. Además de esto es necesario determinar la longitud efectiva de pandeo y su esbeltez. En este caso, la primera corresponde a la total del elemento ya que se encuentra rotulado en ambos extremos, por lo que $l_p = 5,2 \text{m}$. En cuanto al segundo parámetro, es necesario determinar algunas propiedades geométricas para obtenerlo, las que se muestran a continuación en la Tabla 2.10.

Tabla 2.10: Propiedades geométricas para los puntales de Roble. Fuente: Elaboración propia.

Propiedades	Escuadría	
	15 x 20 cm	20 x 20 cm
Inercia (cm^4)	5620	13333
Área (cm^2)	300	400
Radio de giro (cm)	4,33	5,77
λ	120,1	90,1
$F_{cE}(\text{MPa})$	2,20	3,92

Con estos datos, y la tensión de diseño para compresión normal obtenida como $F_{cp,dis} = F_{cp} \cdot K_H \cdot K_D = 8,3 \cdot 0,91 \cdot 0,9 = 8,64 \text{MPa}$, es posible determinar el factor de modificación por esbeltez. Los resultados se muestran en la Tabla 2.11.

Tabla 2.11: Factor de modificación por esbeltez. Fuente: Elaboración propia.

Escuadría	A	B	K_λ
15 x 20	0,88	0,32	0,21
20 x 20	1,04	0,57	0,32

Corrección por concentración de tensiones en tracción, K_{ct}

Los valores que se deben utilizar para la corrección se muestran en la Tabla 2.12.

Tabla 2.12: Valores para el factor de corrección por concentración de tensiones. Fuente: INN (2006).

Tipo de debilitamiento	Madera aserrada	Madera laminada encolada
Perforaciones pequeñas y uniformemente distribuidas (clavos)	0,8	0,9
Perforaciones individuales mayores (pernos)	0,7	0,8
Conectores de anillo	0,5	0,6
Ranuras longitudinales: espesor ≤ 5 mm	0,8	0,85
Ranuras longitudinales: espesor ≤ 10 mm	0,7	0,8

Corrección por aplastamiento, K_{cn}

$$K_{cn} = \left(\frac{150}{l} \right)^{1/4} \leq 1,8 \quad (2.7)$$

en que:

- K_{cn} : Factor de corrección por aplastamiento;
- l : Longitud o diámetro de la superficie aplastada.

Para aplicar este factor, es necesario que la pieza cumpla con los siguientes requerimientos:

1. La longitud o diámetro de la superficie aplastada del elemento, medida en dirección a la fibra, no debe exceder de 150 mm.
2. La distancia entre la superficie aplastada y el extremo del elemento, medida en la dirección de la fibra debe ser mayor a 100 mm si la altura de la pieza es mayor a 60 mm, o mayor a 75 mm si la altura de la pieza es menor a 60 mm.

En este caso ninguna de estas condiciones se cumple, ya que la distancia de aplastamiento medida en la dirección de la fibra es de 300 mm y el aplastamiento se produce en el extremo de apoyo mismo. En estos casos la norma fija el valor del factor de corrección en $K_{cn} = 0,8$.

2.6.3. Verificación de las Tensiones de Diseño

Para la determinación de las tensiones de diseño, es necesario multiplicar las tensiones admisibles de la madera, por los coeficientes generales y los correspondientes a cada tensión calculados en este capítulo, obteniendo así un valor ajustado a las condiciones reales de la pieza.

Roble

Para el caso de los elementos de madera de Roble, los cuales trabajan principalmente bajo cargas axiales, se obtuvieron las tensiones correspondientes a tracción y compresión paralela para las dos escuadrías presentes en estos elementos. Las ecuaciones utilizadas con sus correspondientes factores de corrección y los resultados obtenidos se muestran a continuación.

$$F_{cp,\lambda,dis} = F_{cp} \cdot K_H \cdot K_\lambda \quad (2.8)$$

en que:

- F_{cp} : Tensión admisible a compresión paralela;
- K_H : Factor de modificación por humedad;
- K_λ : Factor de modificación por pandeo.

$$F_{tp,dis} = F_{tp} \cdot K_H \cdot K_{hf} \cdot K_{ct} \quad (2.9)$$

en que:

- F_{tp} : Tensión admisible a tracción paralela;
- K_H : Factor de modificación por humedad;
- K_{hf} : Factor de modificación por altura;
- K_{ct} : Factor de modificación por concentración de tensiones.

Tabla 2.13: Tensiones a compresión y tracción paralela madera de roble. Fuente: Elaboración propia.

Escuadría	Compresión paralela [MPa]	Tracción paralela [MPa]
20x20	3,1	4,8
15x20	2,0	4,8

Pino Radiata

En cuanto a las vigas principales, es importante obtener las tensiones admisibles a compresión normal para poder determinar la causa del aplastamiento ocurrido en el apoyo.

$$F_{cn,dis} = F_{cn} \cdot K_H \cdot K_{cn} \quad (2.10)$$

en que:

- F_{cn} : Tensión admisible de compresión normal a la fibra;
- K_H : Factor de modificación por humedad;
- K_{cn} : Factor de modificación por aplastamiento.

A partir de esto se obtuvo una tensión admisible de $0,694 \text{ MPa}$. Si bien la viga se encuentra en una condición seca, la presencia de hongos de pudrición en la base muestra que el porcentaje de humedad en el primer tramo aumentó durante un tiempo considerable debilitando la madera en este sector. Por esta razón se aplica el factor de corrección por uso húmedo para el cálculo de esta tensión.

2.7. Mecánica de suelos

Para el análisis sísmico de la estructura, se utilizó un informe de mecánica de suelos (Santander, 2015) realizado dentro del terreno del campus. Este estudio se basó en tres calicatas (Figura 2.6) con una profundidad de 3 m cada una, a partir de las cuales se pudieron definir dos unidades principales para la estratigrafía del suelo.

La primera unidad consta de una capa vegetal y relleno compuesto por arena limosa, de altura variable que va desde los 0,6 m hasta los 0,8 m de profundidad. Esta unidad cuenta con una baja consistencia y con poca presencia vegetal. La segunda unidad es de grava de origen fluvial en una matriz areno arcillosa, con una profundidad de hasta 3 m bajo el nivel de superficie.



(a) Calicata 1.

(b) Calicata 2.

Figura 2.6: Exploración mediante calicatas. Fuente: Santander (2015)

En cuanto a la capacidad de soporte del suelo, se determinó del menor valor obtenido por consideraciones de resistencia y deformaciones, resultando un valor de $q_a = 8,00kg/cm^2$ para el caso estático y de $q_a = 10,00kg/cm^2$ para el caso sísmico.

Con estos antecedentes y considerando que los estudios de velocidades de onda de corte muestran resultados superiores a 500 m/s que aumentan monótonamente en profundidad, lo cual asegura la existencia de un estrato de grava de espesor mínimo de 30 m, se clasifica el suelo como tipo B.

Capítulo 3

Evaluación estructural

En el presente capítulo se muestra los resultados obtenidos de la inspección visual realizada al aserradero, separados por los distintos elementos presentes, dentro de los que se encuentran los marcos de madera laminada, presentando fallas principalmente por asentamientos y pudrición en su base. Por otro lado se cuenta con costaneras de madera laminada, que presentan fallas de flexión, y finalmente se tienen puntales de madera aserrada que no se muestran en malas condiciones, exceptuando el puntal exterior que presenta pudrición evidente en uno de sus apoyos. A continuación se exponen las cargas utilizadas en la modelación del galpón señalando las combinaciones para este tipo de estructuras, y por último se presenta el modelo realizado y los resultados a partir de este.

Los daños de las piezas se deben principalmente a factores abióticos por encontrarse en el exterior, expuesto a aguas lluvias y radiación solar, que facilitan la aparición de microorganismos tales como hongos. Sumado a esto se tiene el envejecimiento natural de los elementos, factor que acrecienta su deterioro.

3.1. Inspección visual

3.1.1. Exterior

Una inspección general del galpón muestra que se tiene un deterioro de la fachada debido a los años de vida de la estructura. En los ventanales superiores se ve que algunos de ellos han sufrido daños por quebraduras que han provocado, en algunos casos, el desprendimiento total en ciertos sectores. Los tabiques inferiores se encuentran en buen estado, mostrando un desgaste natural de forma superficial.



(a) Fachada norte.



(b) Fachada oriente.

Figura 3.1: Fachadas del galpón. Fuente: Elaboración propia.

Por otro lado, el techo muestra una cubierta metálica sin irregularidades ni daños apreciables. En el sector posterior se muestra un leve levantamiento en el sector de las juntas entre planchas, lo que puede provocar el ingreso de aguas lluvias.



(a) Sector poniente.



(b) Vista general.

Figura 3.2: Techo del galpón. Fuente: Elaboración propia.

La fachada sur presenta un claro deterioro en el revestimiento del tabique superior, mostrando el desprendimiento de planchas de acero utilizados como cubierta para la viga principal. A pesar de esto no se aprecia una influencia importante en los elementos estructurales.



Figura 3.3: Fachada sur del galpón. Fuente: Elaboración propia.

3.1.2. Marcos de Madera Laminada

Pudrición y ataque animal

Uno de los problemas encontrados durante las visitas a terreno es la presencia de hongos de pudrición en la base de las tres primeras vigas (Figura 3.4), que ha generado en el largo plazo una disminución aleatoria de la sección resistente, generando al interior de las piezas perfiles de distinta geometría.

La sección de madera sana que conservan las vigas se midió utilizando un taladro de incremento en el punto más alto del herraje de acero basal, lo que equivale a 60 cm desde el punto más bajo de la pieza. Con esto se pudo obtener para las cuatro caras una buena aproximación de los espesores de madera sana que se tienen en la actualidad. A partir de esto se pudo determinar que los tres primeros elementos presentan una pérdida considerable de material en el centro del perfil, dejando una capa de madera sana de espesor variable en el perímetro, los últimos dos no presentan pérdidas de sección según lo constatado en terreno, junto a esto se determino el porcentaje de pérdida de sección resistente y las inercias en el eje fuerte de los elementos con y sin daños, las cuales están directamente relacionadas con la resistencia de las piezas.



Figura 3.4: Pudrición en el apoyo de la primera viga laminada. Fuente: Elaboración propia.

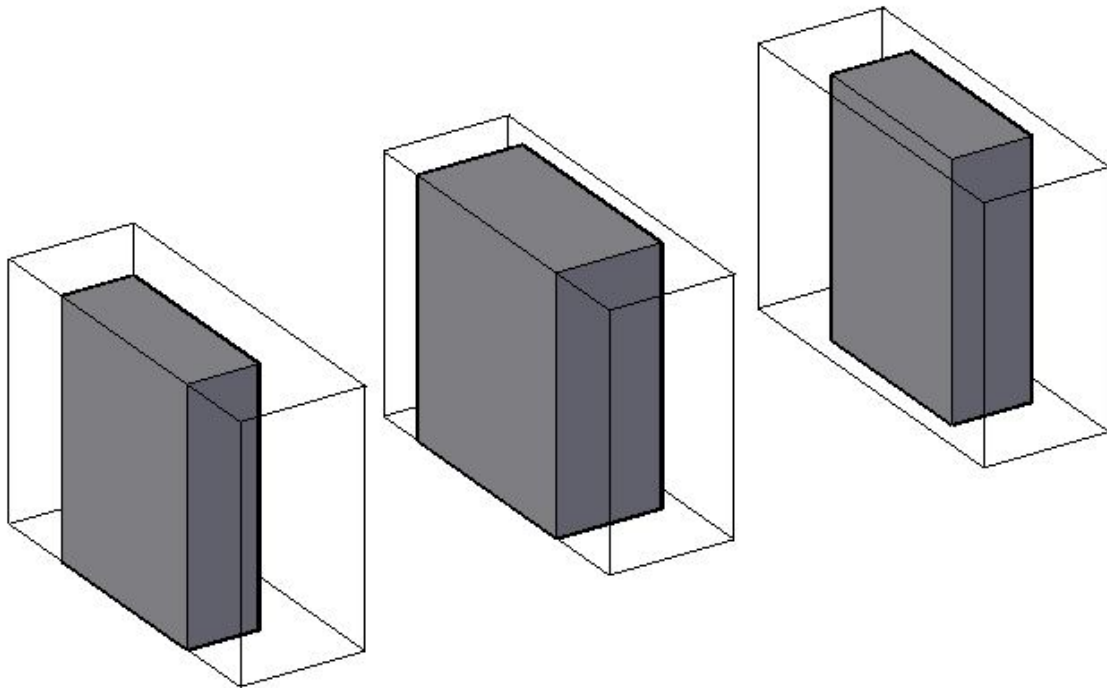
Las medidas obtenidas se muestran en la Tabla 3.1, en la Tabla 3.2 se muestra el porcentaje de sección perdida y la inercia de las piezas con y sin daño, y en la Figura 3.5 se muestra la orientación de las caras junto con una vista 3D de los elementos hasta una altura de 60 cm en donde la sección de color oscuro corresponde a madera inexistente.

Tabla 3.1: Sección remanente del apoyo de las tres primeras vigas laminadas. Fuente: Elaboración propia.

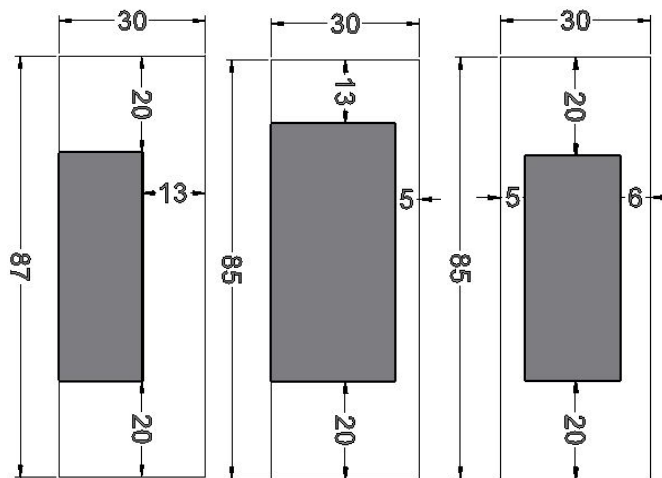
Viga	Canto Oriente (cm)	Canto Poniente (cm)	Cara Norte (cm)	Cara Sur (cm)
Viga 1	20	20	0	13
Viga 2	13	20	0	5
Viga 3	20	20	5	6

Tabla 3.2: Inercias y porcentaje de sección perdida. Fuente: Elaboración propia.

Viga	Porcentaje de pérdida de sección resistente (%)	Inercia pieza íntegra (cm^4)	Inercia Pieza dañada (cm^4)	Porcentaje de pérdida de la inercia (%)
Viga 1	30	$16,1 \cdot 10^5$	$14,9 \cdot 10^5$	6,7
Viga 2	51,7	$16,1 \cdot 10^5$	$12,7 \cdot 10^5$	20,7
Viga 3	34,5	$16,1 \cdot 10^5$	$13,9 \cdot 10^5$	13,4



(a) Vista 3D de las tres primeras vigas hasta los 60 cm.



(b) Viga 1.

(c) Viga 2.

(d) Viga 3.

Figura 3.5: Espesor de madera sana (cm) y orientación de vigas. Fuente: Elaboración propia.

Asentamientos

Otro problema importante registrado es el asentamiento basal experimentado en el apoyo de las vigas, tanto vertical como horizontalmente, el que ha generado una pérdida de sección por aplastamiento, las medidas de ambos desplazamientos se realizaron por medio de una cinta métrica metálica. Cada medición fue realizada tres veces y luego se promediaron para obtener un valor más ajustado. Las mediciones horizontales se realizaron a partir del desplazamiento sufrido por las vigas con respecto al herraje de acero existentes. Junto a lo anterior, las mediciones verticales se realizaron desde el radier hasta el canto inferior de la viga en la línea del tabique

exterior. En la Tabla 3.3 se muestran los valores obtenidos en las mediciones respectivas.

Tabla 3.3: Asentamientos de vigas principales. Fuente: Elaboración propia.

Viga	Asentamiento Vertical (cm)	Asentamiento Horizontal (cm)
Viga 1	8,5	5
Viga 2	12,5	8,5
Viga 3	0	9
Viga 4	11	5,5
Viga 5	10	5,5

3.1.3. Costaneras

Falla por flexión

Algunas costaneras presentan fallas por flexión debido a un exceso de carga aplicada, lo que se observa solo en una zona aislada en el sector oriente de la estructura, mientras el resto se encuentra en condiciones aceptables sin peligro de falla.



(a) Vista general.

(b) Vista del ala inferior.

Figura 3.6: Falla por flexión producida en costaneras. Fuente: Elaboración propia.

Como se puede ver en la Figura 3.6, la falla se encuentra en el centro de la pieza, principalmente en el ala inferior, lo que hace relación a una falla del tipo antes mencionada. Otro factor importante en la determinación del origen de la falla, es la flecha con la cual se encuentra el techo en los sectores donde se aprecian daños, la que es considerablemente mayor que en los demás sectores pudiendo aposar agua, generando filtraciones al interior.

3.1.4. Puntales

Pudrición

Por último, en cuanto a los puntales, no se observaron daños para las piezas que se encontraban al interior de la estructura, ya que estos se encuentran protegidos de los efectos de las aguas lluvias y del sol. El puntal expuesto a la intemperie exhibe una pérdida de sección evidente producto de la humedad, la que además ha provocado la proliferación de hongos de pudrición.



(a) Vista general.



(b) Vista de la unión inferior.



(c) Vista superior.

Figura 3.7: Daño en el puntal exterior. Fuente: Elaboración propia.

Al momento de verificar el estado de la sección remanente se pudo apreciar que la pérdida es mayor a la que se estimaba, debido a la formación de una capa de madera muerta que no se había desprendido de la pieza. Por otro lado, en su cara superior existe una grieta de baja profundidad que posee una longitud de 20 cm.

3.1.5. Intervenciones realizadas

A la fecha se han realizado tres intervenciones a la estructura con la finalidad de detener los asentamientos y el avance de hongos al interior de las vigas principales.

En primer lugar se realizó un refuerzo del herraje utilizado como apoyo, por medio de un nuevo perfil similar al existente hecho en acero y con una altura de 30 cm y un espesor de 1 cm (Figura 3.8), el cual tiene por finalidad aumentar la altura del apoyo para detener el asentamiento de las vigas principales.



Figura 3.8: Perfil de acero utilizado en la reparación. Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente se realizó una modificación en el sector sur correspondiente a las dos últimas vigas para la creación de una bodega (Figura 3.9), para esto se trasladó la línea de cierre dada por el tabique, hasta el canto externos de las vigas. Al realizar dicha intervención se logró interiorizar las vigas principales y de esta forma aislarlas de las condiciones ambientales exteriores que producen el deterioro de estos elementos.



Figura 3.9: Modificación sector sur del galpón. Fuente: Egaña (2016).

Por último, se efectuó un saneamiento en el apoyo de la primera viga principal ya que esta presenta un deterioro mayor que el resto de los elementos. Este consistió en la aplicación de un

fungicida en los sectores afectados y posteriormente se aplicó una mezcla de adhesivo y aserrín con la finalidad de sellar los espacios generados por la pudrición y así evitar el ingreso del agua.

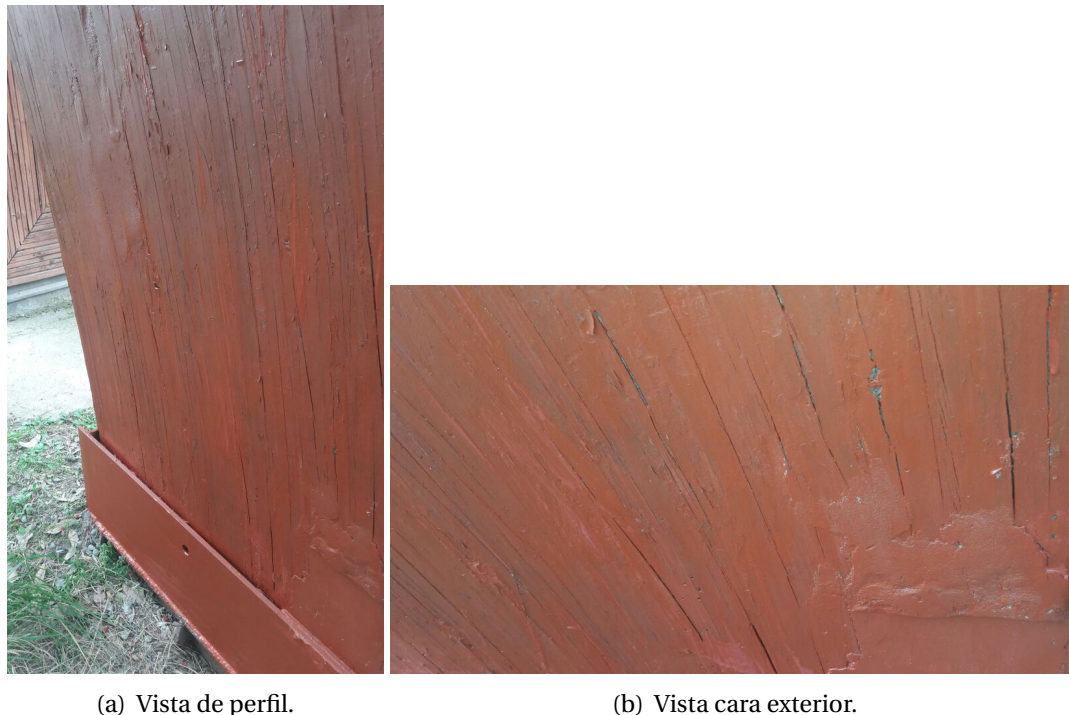


Figura 3.10: Reparación en vigas principales. Fuente: Elaboración propia.

3.2. Combinaciones y Tipos de Cargas

3.2.1. Combinaciones de cargas

Las combinaciones de cargas utilizadas para determinar el estado más crítico de la estructura se muestran a continuación y corresponden a las del diseño por tensiones admisibles de la norma NCh 3171 (INN, 2010a).

1. D
2. D + L
3. D + (L_r o S o R)
4. D + 0,75L + 0,75(L_r o S o R)
5. D + W
6. D + E
7. D + 0,75W + 0,75L + 0,75(L_r o S o R)
8. D + 0,75E + 0,75L + 0,75S
9. 0,6D + W
10. 0,6D + E

3.2.2. Cargas permanentes y cargas de uso

Para la determinación de las cargas de techo se utilizó la norma NCh 1537 (INN, 2009), considerando una clasificación de techo accesible sólo para mantención, obteniendo así una carga de 1 kPa para la carga de uso. Esta fue reducida mediante el punto 8.2 de la norma, disminuyendo a 0,39 kPa la sollicitación.

Las cargas permanentes en *kPa* para las vigas se obtuvieron a partir del Anexo B de la norma y de la cubicación de las costaneras presentes, mostrándose los resultados en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4: Cargas permanentes. Fuente: Elaboración propia.

Elementos	Carga
Plancha de acero	0,034 [<i>kPa</i>]
Cielo de entablado de pino	0,078 [<i>kPa</i>]
Costaneras	0,433 [<i>N/mm</i>]

3.2.3. Cargas de viento

Las cargas de viento se determinaron a partir de la norma NCh 432 (INN, 2010b), según el procedimiento analítico considerando una construcción de baja altura. Para esto es necesario determinar la distribución de velocidades del viento q según la ecuación 3.1, a partir de la velocidad básica determinada según la latitud en la que se encuentra la estructura, y los factores de dirección, importancia, exposición y topografía (Tabla 3.5).

$$q_z = 0,613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot I \cdot V \quad (3.1)$$

en que:

- q_z : Distribución de velocidades, N/m^2 ;
- K_z : Coeficiente de exposición;
- K_{zt} : Factor topográfico;
- K_d : Coeficiente de direccionalidad del viento;
- I : Factor de importancia;
- V : Velocidad básica del viento, m/s .

Con lo que se obtiene un valor de 513,8 N/m^2 para la distribución de velocidades del viento.

Tabla 3.5: Factores utilizados en la determinación de la distribución de velocidades del viento. Fuente: INN (2010b).

Velocidad básica del viento	35 [m/s]
Factor de dirección	0,85
Factor de importancia	1,15
Factor de exposición	0,7
Factor de topografía	1

Para obtener las presiones de viento sobre la estructura se debe utilizar la ecuación 3.2, para la cual se utilizó un coeficiente de presión interna de $\pm 0,18$ considerando dos casos para determinar los requerimientos de la carga crítica, un valor positivo aplicado a todas las cargas internas, y un valor negativo aplicado a todas las cargas internas. Por otro lado, el coeficiente de presión externa se extrajo de la Figura 8 de la norma.

Al modelo se le aplicaron las diferentes configuraciones, descartando la que generaba un menor efecto sobre la estructura.

$$P = q \cdot [(GC_{pf}) - (GC_{pi})] \quad (3.2)$$

en que:

- q_z : Distribución de velocidad, N/m^2 ;
- GC_{pf} : Coeficiente de presión externa;
- GC_{pi} : Coeficiente de presión interna.

3.2.4. Carga Sísmica

En cuanto a las cargas sísmicas, estas se determinaron a partir de la norma NCh 433 (INN, 1996), utilizando los parámetros para suelo tipo B, zona sísmica 2 para Santiago, categoría de ocupación III para recintos universitarios y un factor de modificación de respuesta de $R_o = 2,5$, que difiere del señalado en la norma debido a actualizaciones en la metodología relacionada a la determinación de la respuesta sísmica, como es citado en Linville y Line (2009, p. 30).

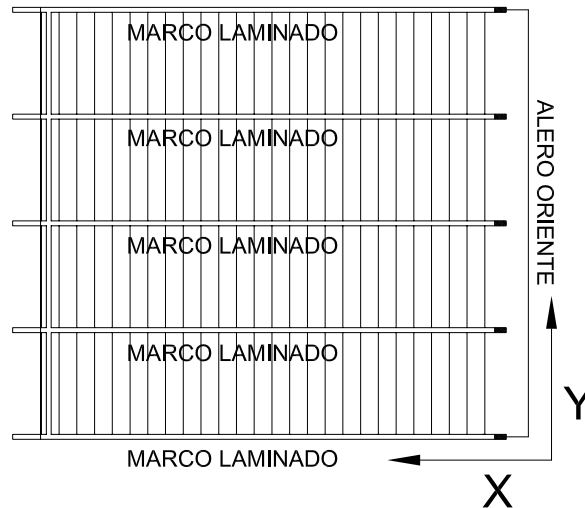


Figura 3.11: Ejes principales del galpón. Fuente: Elaboración propia.

Al ingresar el espectro al modelo, se obtuvo que el corte basal en la dirección principal de las vigas principales (Eje X) queda dentro de los valores considerados por la norma, por lo que no fue necesario realizar ninguna corrección. Para el eje perpendicular (Eje Y) el corte basal es inferior al permitido por la norma, por lo que fue necesario usar un coeficiente de amplificación para cumplir con el valor mínimo considerado por la norma.

Tabla 3.6: Factores aplicados al cálculo sísmico. Fuente: Elaboración propia.

Dirección	Periodo [s]	Peso sísmico [kN]	Corte basal [kN]	Corte mínimo [kN]	Factor de modificación [-]
X	0,6	424,62	28,21	25,48	1
Y	63	424,62	12,87	25,48	6,9

3.3. Modelo realizado

Para el estudio de la estructura se realizó un modelo en el programa SAP2000 del galpón completo como se muestra en la Figura 3.12, el que tiene por finalidad obtener las reacciones y los esfuerzos de los elementos en estado íntegro y poder encontrar una explicación a los problemas que ha presentado. Los apoyos se modelaron considerando un apoyo simple debido a la baja capacidad de empotramiento que posee la madera. A partir de esto, se le aplicaron las deformaciones y cargas correspondiente a las vigas principales y costaneras para obtener los esfuerzos y reacciones de cada elemento.

En cuanto a la geometría de las vigas principales, el tramo inicial curvo se realizó con un radio de 3,725 que corresponde al promedio del radio interno y externo, y fue discretizado en cuatro tramos con un largo de 1,27 m cada uno. Por otro lado, las secciones se hicieron con altura variable siguiendo las especificaciones de los planos, identificando los puntos de aumento o

disminución de sección. Las costaneras y puntales se modelaron según las geometrías descritas en el Capítulo 2.

Para comprobar el estado actual del galpón y la incidencia que ha tenido la pérdida de sección en los marcos de madera laminada, se le realizaron modificaciones a los perfiles del modelo que componen el tramo inicial de las vigas principales, cambiando su geometría según lo obtenido en la estimación de la sección remanente de madera sana.

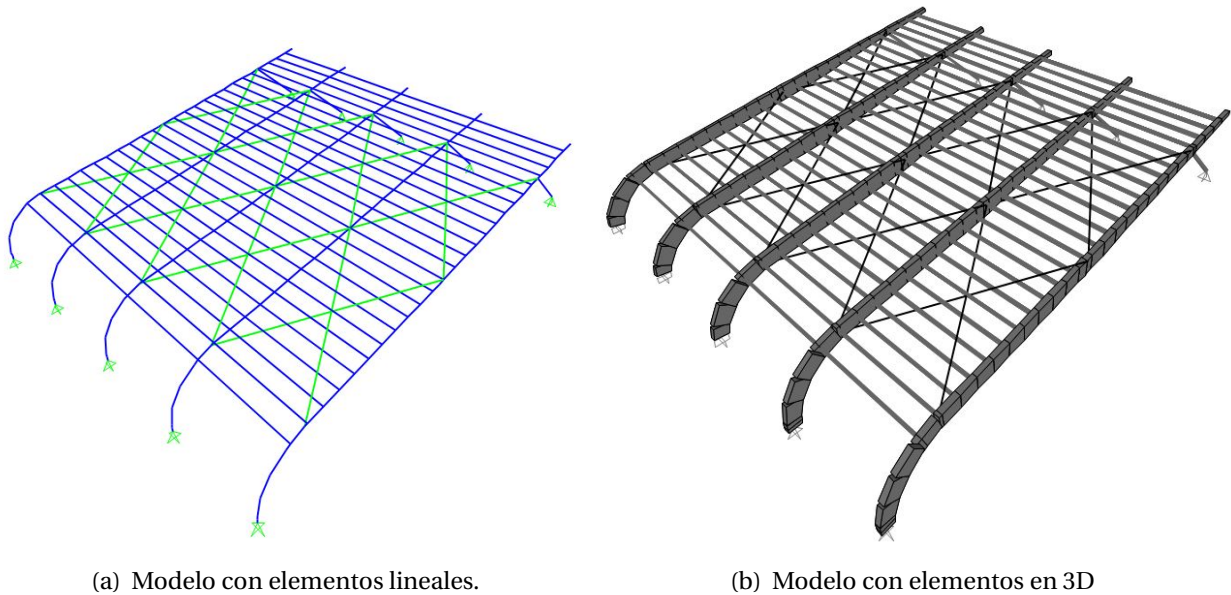


Figura 3.12: Modelo del galpón realizado en el programa SAP2000. Fuente: Elaboración propia.

Para la obtención de esfuerzos se utilizó la combinación más desfavorable, que corresponde a la suma de cargas muertas y vivas, lo que es consistente con este tipo de estructuras en las que el sismo no toma un rol importante. En relación a las cargas de viento, en la cara poniente se aplicaron cargas puntuales sobre el extremo de las vigas según el área tributaria del tabique que se ve reducida por la existencia del muro de hormigón.

Reacciones en vigas principales

En primer lugar se verificaron las reacciones de las vigas en estado íntegro de modo de verificar el diseño realizado para su construcción, el valor obtenido para la reacción horizontal es de $77,16\text{kN}$ que corresponde a los perfiles intermedios, a partir de esto se obtuvo una tensión solicitante a compresión normal de $0,857\text{MPa}$ al distribuir la reacción en el área de aplastamiento correspondiente al perfil metálico que actúa como apoyo. Así se obtiene que la tensión admisible a compresión normal determinada en la sección 2.6.3 con un valor de $0,694\text{MPa}$ es superada por las solicitaciones, explicando así la razón del aplastamiento sufrido en este elemento. Para los perfiles extremos se obtuvieron esfuerzos de $44,36\text{kN}$ dando una tensión de $0,493\text{MPa}$, lo que se encuentra por debajo de la resistencia admisible, pero el efecto de los asentamientos verticales y horizontales sobre las otras vigas, han producido un aumento de las solicitaciones

llegando hasta el valor de $67,9\text{kN}$ y una tensión de $0,75\text{MPa}$, superando la resistencia admisible a compresión normal.

En cuanto al cambio de sección por pudrición en la base, se obtuvo que las solicitaciones en el primer tramo presentan un aumento despreciable, a partir de esto se concluyó que este efecto no tiene una mayor incidencia sobre las reacciones de las vigas, por lo este efecto tomaría una mayor relevancia en el área remanente de madera sana que afecta la resistencia de la pieza.

Para el caso de los asentamientos, se observa que este efecto ha generado un aumento en las reacciones horizontales de las vigas, siendo las tres primeras las más afectadas (tabla 3.7), por lo que los asentamientos toman un rol importante en el estudio actual del aserradero. Para las dos últimas vigas, las cuales sufrieron un asentamiento similar, se puede ver un aumento semejante en las reacciones, a partir de lo que se puede decir que el efecto de los asentamiento se ve incrementado por la diferencia que exista con los elementos vecinos.

Por último, tomando la tensión admisible a compresión normal a la fibra que define la normativa actual de $2,5\text{MPa}$, que luego de aplicar los factores correspondientes da un valor de $1,3\text{MPa}$, se ve que esta es mayor a las solicitaciones entregadas por el modelo, por lo que es necesario evaluar otras posibilidades que expliquen el aplastamiento de la madera. Considerando que los asentamientos verticales ocurrieron antes que los horizontales por el apozamiento de agua en diferentes sectores del galpón (3.13), se obtuvo una reacción horizontal para la viga central de $133,5\text{kN}$ que se traduce en una tensión de $1,5\text{MPa}$, superando así la tensión de diseño actual. El efecto del asentamiento horizontal de la viga central, afecto directamente en las vigas cercanas produciendo un aumento en las solicitaciones horizontales generando el asentamiento de los otros elementos, lo que explicaría la falla producida en las vigas principales.



(a) Sector frontal.

(b) Sector posterior.

Figura 3.13: Acumulación de agua en el exterior del galpón. Fuente: Herrera (2016).

Tabla 3.7: Reacciones horizontales obtenidas para las vigas con y sin asentamientos. Fuente: Elaboración propia.

	Reacción sin asentamiento [kN]	Reacción con asentamientos [kN]
Viga 1	44,4	68,0
Viga 2	77,2	41,3
Viga 3	77,2	82,3
Viga 4	77,2	80,0
Viga 5	44,4	48,6

Reacciones en puntales

En estos elementos no se aprecian deterioros por aplastamiento o trituración de la madera, solo existen efectos de hongos de pudrición. Por lo tanto, se puede decir que las solicitaciones no han superado las tensiones admisibles. Con los resultados obtenidos en esta sección se espera determinar el riesgo de falla en estos elementos.

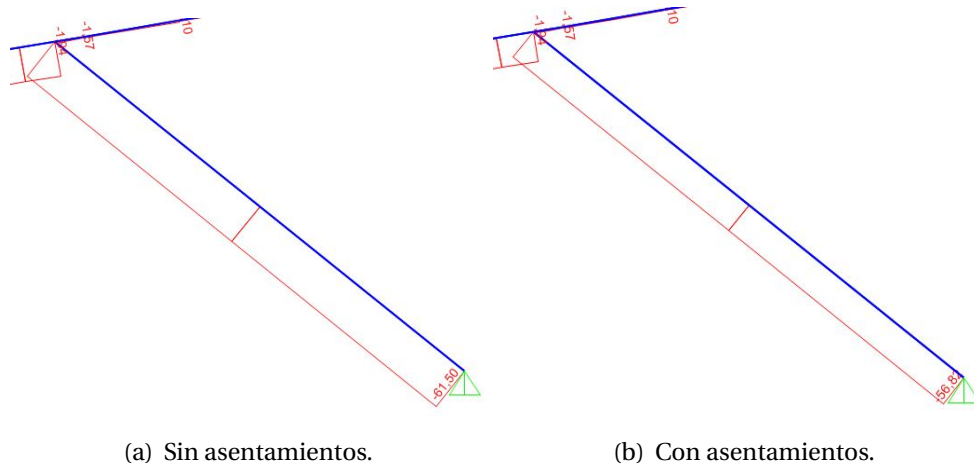


Figura 3.14: Diagrama de carga axial para el puntal exterior en kN. Fuente: Elaboración propia.

Los puntales muestran una carga en compresión de $96,5\text{ kN}$ para los puntales interiores, y de $61,5\text{ kN}$ para los puntales exteriores, dando una tensión de $2,4\text{ MPa}$ y $2,0\text{ MPa}$ respectivamente. A partir de esto se puede ver que los puntales están en el rango aceptable al tener una resistencia mayor o igual a las solicitaciones obtenidas para compresión.

Para las solicitaciones a tracción se obtuvo un valor de $3,1\text{ kN}$ para los puntales interiores, y de $4,6\text{ kN}$ para los puntales exteriores para la combinación $0,6 \cdot D + W$, dando una tensión de $0,1\text{ MPa}$ y $0,15\text{ MPa}$ respectivamente. En este caso la resistencia supera en gran medida a las tensiones solicitantes.

El efecto de los asentamientos producido en las vigas principales sobre los puntales ha generado una disminución en los esfuerzos solicitantes a compresión, resultando un esfuerzo de

56,8kN y una tensión de 1,9MPa para el puntal exterior, produciendo un efecto favorable en este elemento ayudando a su resistencia. Los puntales interiores presentan un comportamiento similar, disminuyendo los esfuerzos solicitantes, exceptuando por el segundo puntal mostrado en la Figura 3.15 como P2, el cual presenta un aumento de las solicitaciones hasta un valor de 103,6kN dando una tensión de 2,59MPa. A pesar de este aumento la resistencia sigue siendo mayor por lo que este elemento no se encuentra en peligro.

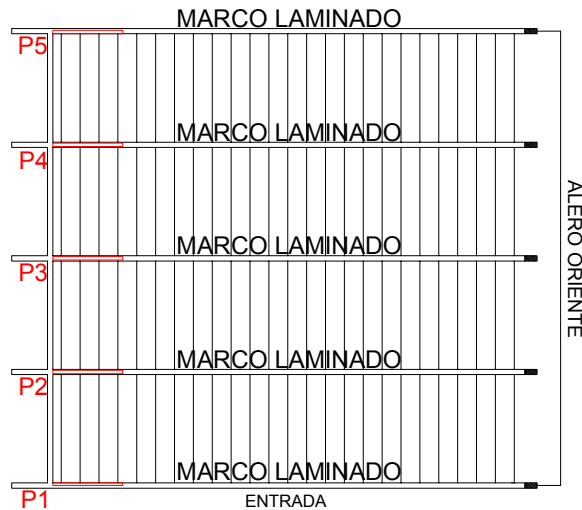


Figura 3.15: Numeración de puntales. Fuente: Elaboración propia.

Un punto importante a tener en cuenta es que se desconoce el grado estructural de estos elementos, pudiendo ser mayor al utilizado en los cálculos realizados anteriormente, en tal caso la resistencia de los elementos sería mayor, asegurando un mejor comportamiento de los puntales.

Reacciones en costaneras

Las costaneras no presentan deterioro visible en ninguno de sus elementos, a pesar de esto algunas han presentado fallas por flexión en el tramo central de su luz. La resistencia de estos elementos es de 4,4MPa a tracción y 4MPa a compresión, por otro lado la solicitación es de 5MPa determinada a partir del modelo. Como se puede ver la solicitación supera la resistencia, por lo que la falla se explica por un mal diseño de la pieza.

Un punto importante a mencionar es que las costaneras fracturas se encuentran en un sector particular y no en la totalidad de la estructura, por lo que es necesario determinar el motivo que genere la falla en el sector. Para esto se consultó directamente con los encargados del galpón para saber si se había producido algún suceso particular que pudiese haber gatillado la falla. Ante esto se informó de una reparación realizada en el sector debido a una filtración de aguas lluvias, para lo que fue necesario subir al techo a realizar el trabajo. Teniendo en cuenta que la combinación de cargas más desfavorable corresponde a la suma de cargas muertas y sobrecarga, en donde esta última se consideró para un techo accesible sólo para mantenimiento, se determinaron los esfuerzos producidos por ambas cargas por separado, obteniendo una solicitación de

1,2MPa a partir de la carga muerta y 3,8MPa para la sobrecarga. Con esta información se concluyó que la falla producida en las costaneras se produjo debido a la reparación realizada, por otro lado el resto de las costaneras no han presentado problemas ya que solo han estado bajo cargas muertas permanentes, las cuales son inferiores a la resistencia de estos elementos.

Capítulo 4

Propuestas de reparación

En el presente capítulo se desarrollan las alternativas planteadas para la solución a los daños en la estructura, argumentando la elección realizada en base a la información recopilada, o a posibles dificultades técnicas que se puedan presentar al momento de implementar dicha solución.

4.1. Saneamiento de la estructura

Como primer paso de reparación se plantea el saneamiento de la estructura en los sectores que presentan mayor daño, a partir de la utilización de fungicidas que sean capaces de detener la proliferación de hongos. Adicionalmente se debe realizar una limpieza y aislar los sectores dañados de los efectos externos. Para esto se presentan a continuación dos productos con los que cuenta el aserradero.

4.1.1. Vacsol Azure

Vacsol Azure (RTU)¹ es un preservante fabricado por la empresa LONZA y es utilizado en la mantención de elementos de madera, el cual la hace resistente al ataque biológico de hongos descomponedores o pudridores. La madera al ser impregnada debe estar seca y limpia de tierra, arena, aceites y otros. Este producto no requiere disolución antes de su aplicación y se debe asegurar una absorción mínima de 35 *lt* por metro cúbico. La aplicación de este producto sobre las vigas del aserradero se debe realizar mediante perforaciones que aseguren que la pieza se impregne como mínimo 8 cm en cada cara y canto del elemento.

¹Ver más en <https://www.lonzawoodprotection.com/apac/wp-content/uploads/2016/09/Au-WP-Vacsol-Azure-May16.pdf>

4.1.2. Macroplast uk 8103

Con la finalidad de evitar que el agua se apose entre la herrajería de acero y la madera evitando de este modo un nuevo foco de hongos, se plantea la utilización de un adhesivo llamado Macroplast uk 8103 producido por la empresa Henkel², el cual debe ser mezclado con resina natural para generar la fluidez deseada, dicho adhesivo puede resistir diferentes condiciones climáticas además de bajas temperaturas y corrosión, haciendo de este producto una buena solución para evitar el humedecimiento de la estructura. Además presenta una buena resistencia ante cargas dinámicas como vibraciones o golpes fuertes, por lo que sugiere que tendrá un buen comportamiento al ser aplicado en los apoyos de los elementos.

4.2. Análisis de soluciones propuestas

4.2.1. Vigas de madera laminada

Articulación de la viga principal mediante el reemplazo de la sección dañada por una columna de madera laminada

La primera solución planteada, corresponde a la eliminación del tramo que presenta daños debido a la pudrición de la pieza, y su reemplazo con una columna de madera laminada encolada (Figura 4.1, la sección achurada muestra la sección a ser eliminada), generando una unión rígida entre los elementos por medio de pasadores. Esta solución permitiría recuperar gran parte de la capacidad resistente del galpón, ya que se espera que la madera alejada del suelo conserve sus propiedades, ya que además esta se encuentra al interior de la estructura.

La implementación de esta solución genera problemas al momento de realizar el empotramiento en la base, ya que requeriría de la eliminación del radier que se encuentra en el sector a intervenir, además de una excavación para la construcción de una fundación. Por otro lado, no se tiene certeza que las dimensiones de la viga cumplan con los requerimientos para generar una unión rígida adecuada, por lo que pudiese ser necesario una modificación mayor a la planteada. Estos aspectos sumados generan dudas sobre la factibilidad técnico-económica de la solución.

²Ver más en https://www.ignera.lt/image/catalog/product/UK8103_UK5400_TDS.pdf

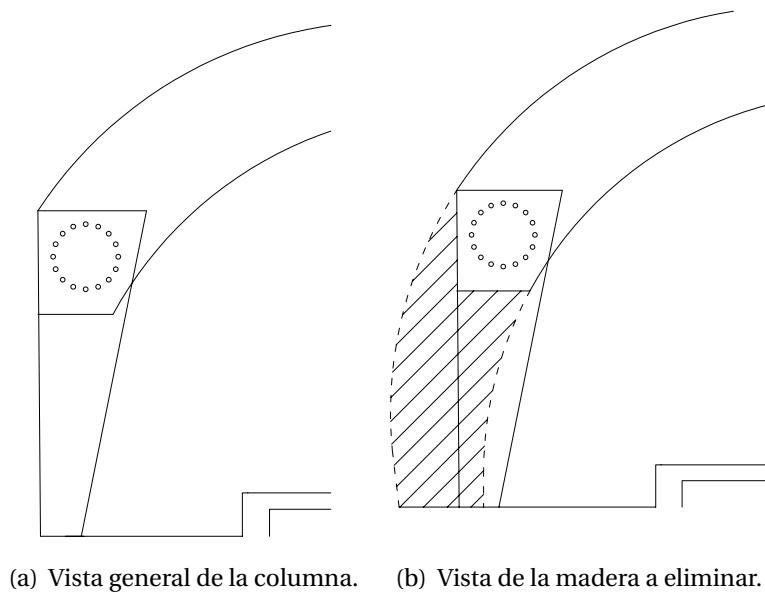


Figura 4.1: Articulación del marco por medio de una columna. Fuente: Elaboración propia.

Refuerzo de la caja de apoyo mediante un perfil metálico tipo C

En segundo lugar, se presenta como solución el reforzar la actual caja de acero que cumple la función de apoyo, con un perfil tipo C de 30 cm de largo, el cual debe tener una altura de alma de 30 cm, un ancho de ala de 15 cm y 8 mm de espesor, con el propósito de aumentar el área de aplastamiento por compresión normal de la base de la viga evitando que se continúe asentando y llegar a un sector en donde se cuente con madera sana.

El perfil debe ser construido con acero A270-ES y con una soldadura E6012/E4312. El alma debe contar con una altura extra de 15 cm. La unión con la viga se efectuará por medio de una soldadura entre las alas y la extensión del alma con el perfil cajón existente, la que debe tener una longitud de 14 cm como mínimo para ambos sectores, dejando un espacio de 1 cm entre el alma y el fin de la soldadura. En la Figura 4.2 se muestra el perfil en perspectiva, en el que se señala la soldadura en rojo y el herraje actual transparente.

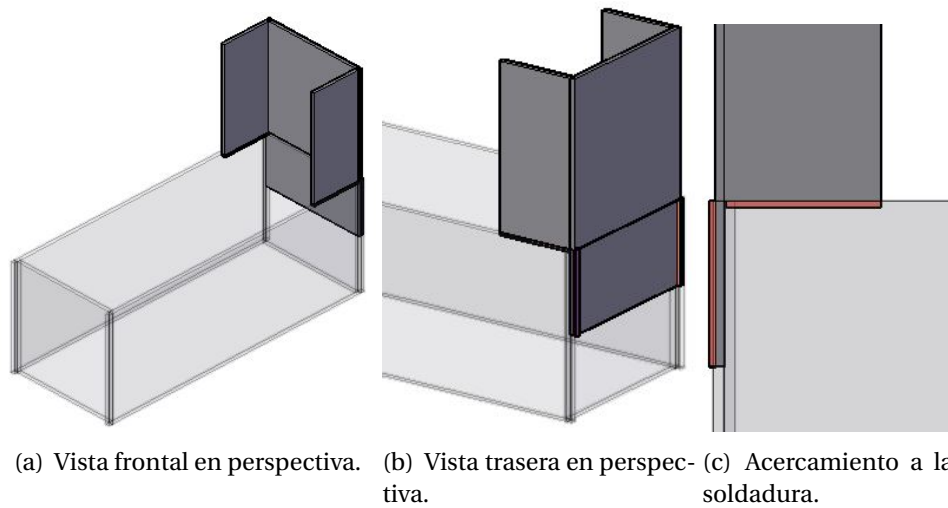


Figura 4.2: Perfil C propuesto para la reparación. Fuente: Elaboración propia.

Refuerzo del apoyo con planchas de acero.

Como última solución se plantea el refuerzo del apoyo de las vigas con dos planchas de acero A270-ES de espesor 14 mm una en cada lado, conectadas a la viga por medio de 8 pernos A325 de 22 mm de diámetro y el agujero debe contar con un sobretamaño estándar de 27 mm, además deben estar separados entre sí 12 cm en la dirección paralela a la fibra (vertical) y 9 cm en la dirección perpendicular a la fibra (horizontal), y 2 perno A325 de 24 mm de diámetro separados 10 cm entre ellos (Figura 4.3). Si bien esta solución supone una mayor cantidad de material, permite eliminar la madera afectada por hongos al traspasar toda la carga a los perfiles de acero.

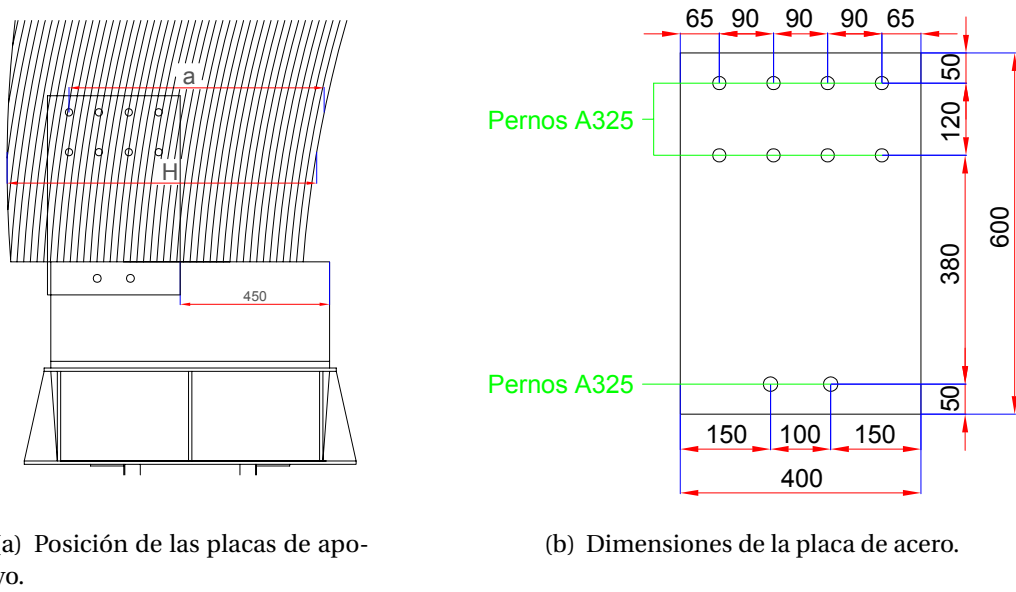


Figura 4.3: Placas de apoyo. Fuente: Elaboración propia.

Con la finalidad de evitar la falla por desgarro de la madera, que consiste en la separación de las láminas de madera en la dirección de la fuerza solicitante, se debe dejar una distancia de 44,5 cm correspondiente al cociente entre la separación del canto cargado y la primera hilera de pernos (a), con la altura de la viga (H) como se muestra en la Figura 4.3.

4.2.2. Costaneras de madera laminada

Reforzamiento del ala inferior dañada mediante una placa de acero

Según lo expuesto en el artículo de Alam et al. (2009), se plantea una reparación del ala inferior de la costanera en base a la unión de una placa de acero al extremo inferior de la pieza por medio de pernos, las cuales soportarían en su totalidad los esfuerzos de tracción en el elemento, ya que la falla ocurrida provocó una pérdida total de la resistencia del área en tracción, sin afectar en mayor medida el resto de la pieza.

Para este caso es necesario, en primer lugar, eliminar la flecha que presenta el cielo de la estructura y comprobar que no se generen filtraciones de aguas lluvias, para evitar un deterioro mayor de las piezas. Posteriormente se debe dar una contraflecha antes de unir la placa de acero, para contrarrestar los efectos producidos por deformaciones instantáneas, de manera de que la pieza quede sin curvatura.

Esta solución presenta problemas al momento de su ejecución ya que los elementos que componen las alas de la costanera, no cuentan con las dimensiones para resistir su perforación con los diámetros requeridos y cumplir las exigencias de espaciamiento, tanto entre elementos de unión como con bordes libres.

Reemplazo total de la pieza

Otra solución planteada es el reemplazo total de la pieza, por una construida utilizando las mismas especificaciones que la pieza actual. De forma alternativa se permite la utilización de una pieza de madera laminada encolada con dos grados simétricamente dispuestos (A-B-A) construida con 8 láminas, 6 de grado B en el centro y 1 de grado A en cada extremo, las láminas deben ser de 3 cm de espesor y 85 cm de ancho.

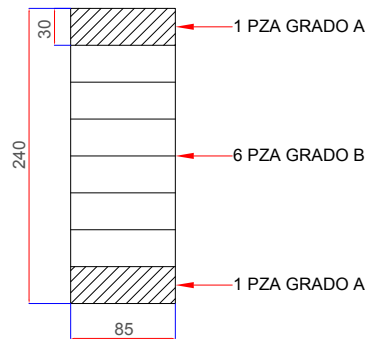


Figura 4.4: Costanera de madera laminada para reemplazo. Fuente: Elaboración propia.

4.2.3. Puntales de roble

Reemplazo total de la pieza

Como primera opción, está el reemplazo completo de la pieza, lo cual eliminaría por completo el problema generado por el deterioro del puntal debido a agentes externos. Esta solución requiere de una gran intervención a modo general, ya que para generar esta solución se debe apuntalar la viga principal teniendo extremo cuidado de no afectar los demás elementos. Además de esto, esta solución supone una alternativa costosa debido al grado de intervención que se requiere en la estructura.

Desplazamiento del apoyo

Los problemas presentados en este elemento se concentran en la unión inferior, por lo que se propone trasladar el apoyo del puntal a 40 cm del muro de hormigón por medio de un perfil C de acero A240-ES, generando el mismo sistema de apoyo en una altura en la cual se cuente con madera sana. La unión se materializará por medio de 3 pernos A325 de 22 mm de diámetro y el agujero debe contar con un sobretamaño estándar de 27 mm, además deben estar espaciados 12 cm entre si y a 10 cm de los bordes laterales del perfil y 5 cm al borde exterior del perfil de acero. Luego de realizar esta modificación, se debe eliminar toda la madera que presenta deterioro por pudrición para evitar que la madera sana se contamine, es por esta razón que se ha decidido utilizar un perfil C y no una camisa como la que se encuentra actualmente. En la Figura 4.5 se muestra un esquema la solución propuesta, en donde el color amarillo señala el perfil actual y el color gris el propuesto para la reparación.

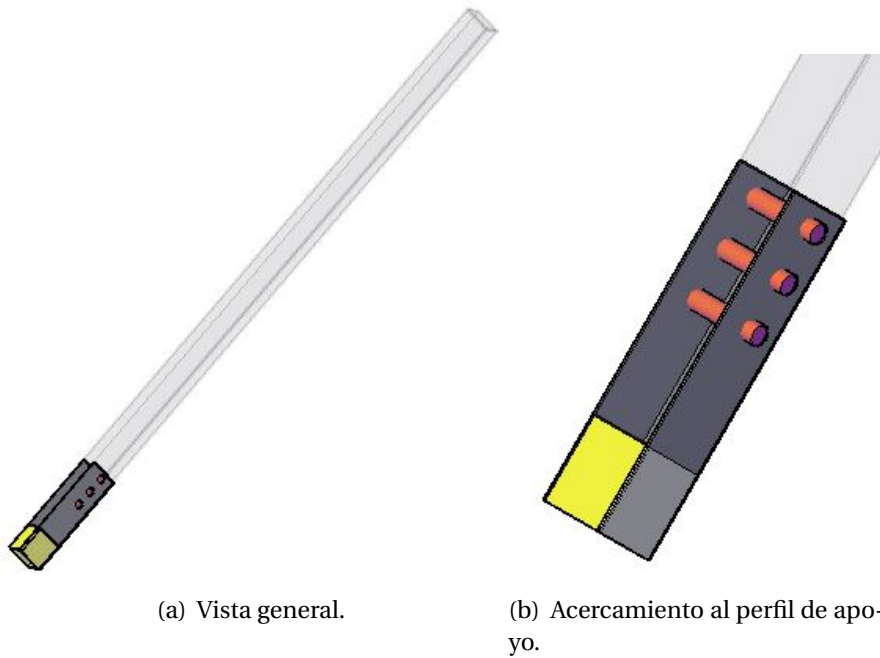


Figura 4.5: Perfil de apoyo para puntal. Fuente: Elaboración propia.

4.2.4. Recomendación adicional

Interiorizar las vigas

Como medida adicional a las demás, se debe realizar una traslación de la línea de cierre por el lado oriente, desplazando el tabique hasta el canto exterior de las vigas principales. Con esto se pretende interiorizar el tramo inicial de las vigas principales y de esta forma mejorar las condiciones en las que se encuentran los elementos en términos ambientales, evitando así el humedecimiento por aguas lluvias.

Capítulo 5

Conclusiones

El aserradero de la Facultad de Ciencias Forestales y Conservación de la Naturaleza está pronto a cumplir 50 años en servicio. Construido a base de madera como material principal, cuenta con sectores que presentan un deterioro crítico por efectos de agentes abióticos, principalmente agua, y bióticos, en su mayoría hongos de pudrición. En base a esto es necesario realizar una intervención a la estructura con la finalidad de evitar el colapso y continuar con su uso de forma segura.

Los daños existentes en los elementos son de carácter grave, por lo que es necesario realizar una reparación en el corto plazo priorizando los elementos más críticos, los cuales se encuentran en el sector de la entrada principal, que corresponden al puntal exterior y la primera viga de madera laminada. De estos dos, el puntal presenta un estado crítico debido a la pérdida de sección sufrida en el apoyo inferior por hongos de pudrición, a lo que se le suma la cercanía entre las solicitaciones obtenidas a partir del modelo y la resistencia calculada de la pieza.

En las vigas principales, la pérdida de sección producida en el tramo inicial no ha tenido un efecto considerable en los esfuerzos solicitantes, sin embargo, si la pérdida de material continua es muy probable que la pieza falle por falta de sección resistente, lo que generaría el colapso de la estructura, es por esta razón que se deben tomar medidas contra la proliferación y propagación de hongos en los sectores cercanos al suelo. Por otro lado los asentamientos han generado un aumento en las reacciones de las vigas, siendo estos la principal causa de la falla por aplastamiento sufrida por estos elementos. El análisis realizado mostró que el asentamiento vertical de las vigas produjeron un aumento considerable de la reacción horizontal en la viga central, superando la resistencia de la madera y por lo tanto produciendo la falla. A partir de esto se produce el aumento paulatino de las reacciones en las otras vigas, llegando a la falla.

Los puntales por su parte no se han visto afectados, debido a la protección que les provee el encontrarse dentro de la estructura, sin embargo el primer puntal se encuentra a la intemperie, lo que ha generado un deterioro evidente en el sector del apoyo inferior, dejando a este elemento en estado crítico siendo necesaria una reparación en el corto plazo. Por otro lado, el efecto de los asentamientos producidos en las vigas principales sobre estos elementos ha sido favorable ya que disminuye la carga de compresión a la cual se encuentran sometidos, dando una mayor seguridad en este elemento.

Las costaneras muestran un estado íntegro en la mayoría de sus elementos, exceptuando sectores aislados que muestran una falla por flexión en el centro de la costanera, produciendo una pérdida total de su resistencia, por esta razón es necesario reemplazar estas piezas de forma completa. Se debe tener en cuenta que las costaneras no son aptas para soportar a personas sobre ellas, por lo que para la aplicación de esta o futuras soluciones no se debe transitar por el tramo central que separa las vigas principales.

En cuanto al diseño de los elementos, se puede decir que este no fue el adecuado, debido a que para el caso de vigas y puntales se dejaron de lado factores abióticos capaces de deteriorar la madera y disminuir la resistencia de las piezas, como es el caso del agua que ha dado paso a la proliferación de hongos debido al apozamiento en sectores cercanos a las uniones de las piezas. Por otro lado, las costaneras tienen un mal diseño ya que no se consideraron los posibles escenarios de reparación de la estructura, o se consideraron de manera incorrecta subestimando la sobrecarga, produciendo así el fallo por parte de estos elementos al momento de realizar intervenciones necesarias para su mantenimiento.

En base a los datos recopilados y el análisis realizado, se presentan una serie de soluciones a los problemas presentados que aseguran un correcto funcionamiento de la estructura y de esta forma que su uso no signifique un riesgo para las personas.

Para las vigas de madera laminada, como primera alternativa se recomienda utilizar las placas laterales de apoyo, debido a que al implementar esta solución es posible quitar toda la madera con presencia de hongos, y de este modo asegurar el resto de la pieza deteniendo la pérdida de sección de la pieza, además de esto, al no ser necesario soldar en terreno se elimina el riesgo de afectar la madera por aumentos de temperatura, sin embargo sugiere un gasto mayor ya que requiere utilizar una mayor cantidad de material que en las otras soluciones. Como segunda alternativa factible, se plantea el refuerzo de la viga con un perfil C de modo de aumentar el área de aplastamiento a compresión normal, esta alternativa requiere una menor cantidad de material pero no es posible eliminar la madera dañada dentro del herraje de apoyo que se encuentra actualmente, por lo que se debe tener extremo cuidado y ser estricto en la aplicación de fungicidas para eliminar los microorganismos que existen actualmente.

En cuanto al puntal exterior, el reemplazo total de la pieza tiene desventajas considerable en términos constructivos, ya que es necesario apuntalar la viga principal de modo de no producir desplazamientos que puedan dañar el resto de la estructura, para lo cual no se cuenta con puntos de apoyo adecuados a dicha altura, por otro lado los pernos existentes en el apoyo inferior no cumplen con la normativa actual en términos de espaciamiento ya que esta debe ser como mínimo de 88 mm (4D) y la separación actual es de 50 mm. Bajo esto la mejor solución es desplazar el apoyo a una distancia en la que se cuente con madera sana, ya que no sería necesario realizar una intervención que signifique un riesgo para la estructura y además permitiría eliminar el sector dañado por hongos de pudrición, eliminando el problema por completo.

Por último, las costaneras interiores deben ser reemplazadas completamente, ya que la falla producida ha comprometido la resistencia completa de la pieza. En comparación con la otra solución planteada, el reforzar la pieza supondría una dificultad al momento de implementar la unión entre los elementos que no aseguraría un traspaso correcto de los esfuerzos, por otro lado no se puede asegurar que la falla producida por la falla sea restaurada completamente, lo que podría generar una filtración de agua debilitando aún más el sector.

Bibliografía

- AISC (2010). Specification for structural steel buildings. Chicago, Illinois.
- Alam, P, M. P. Ansell y D. Smedley (2009). Mechanical repair of timber beams fractured in flexure using bonded-in reinforcements. *Composites* 40, 95–106.
- Deutsches Institut für Normung (DIN) (2012). Wood preservation - part 4: Curative treatment of wood destroying fungi and insects and refurbishment.
- Egaña, C. (2016). Conservación e intervención del patrimonio arquitectónico moderno en Chile: Campus sur Antumapu de la Universidad de Chile (Tesis de pregrado). Universidad de Chile. Santiago de Chile.
- Herrera, R. (2016). Informe de visita a taller departamento ingeniería de la madera y sus biomateriales. Santiago de Chile.
- INFOR (1965). Informe técnico nº18: Estructuras de madera laminada. Santiago de Chile.
- INN (1991). Nch 2165.of91: Tensiones admisibles para la madera laminada encolada estructural de pino radiata. Santiago de Chile.
- INN (1996). Nch 433.of96-mod2009: Diseño sísmico de edificios. Santiago de Chile.
- INN (2006). Nch 1198.of2006: Madera - construcciones en madera - cálculo. Santiago de Chile.
- INN (2009). Nch 1537.of2009: Diseño estructural - cargas permanentes y cargas de uso. Santiago de Chile.
- INN (2010a). Nch 3171.of2010: Diseño estructural - disposiciones generales y combinaciones de cargas. Santiago de Chile.
- INN (2010b). Nch 432.of2010: Diseño estructural - cargas de viento. Santiago de Chile.
- INN (2012). Nch 819.of2010: Madera preservada - pino radiata - clasificación según uso y riesgo en servicio y muestreo. Santiago de Chile.
- Linville, J. y P. Line (2009). Seismic design of glulam arches. *STRUCTURE* magazine.
- Reinprecht, L. (2016). Wood deterioration protection and maintenance. JohnWiley Sons.

Santander, C. (2015). Informe de mecánica de suelos. Ruz y Vukasovic Ingeniería de Suelos Ltda, licenciado las Peñas 4909.

Wagner, M. (2016). En relación a la condición estructural nave de madera laminada encolada sita en la facultad de ciencias forestales y de la consevación de la naturaleza universidad de chile. Santiago de Chile.

Anexo A

Cálculo de costanera

1.- Dimensiones y cargas máximas.

Se verifico una pieza de madera laminada A-B-A de 8 laminas de 30 mm cada una, con 2 laminas grado A en los extremos (1 en cada canto) y 6 laminas grado B en el centro.

Escuadría:

- $h = 240\text{mm}$
- $b = 85\text{mm}$
- $L = 6,4\text{m}$

Las propiedades de la pieza son

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 9,792 \cdot 10^7 \text{mm}^4$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = 8,16 \cdot 10^5 \text{mm}^3$$

Cargas máximas:

- Momento máximo (M_{max}) = $3,154\text{kN} \cdot \text{m}$
- Corte máximo (V_{max}) = 2kN

2.- Tensión admisible a flexión.

$$F_{f,b,A} = F_{f,b,B} = 19\text{MPa}$$

$$h_A = 8$$

$$E_{L,b,A} = 11000\text{MPa}$$

$$\bar{x}_A = 0,11$$

$$d_A = 0,62$$

$$\sum Z_A = 128$$

$$\sum Z_A^2 = 3560$$

$$h_B = 6$$

$$E_{L,b,B} = 9000\text{MPa}$$

$$\bar{x}_B = 0,145$$

$$d_B = 0,695$$

$$\sum Z_B = 54$$

$$\sum Z_B^2 = 822$$

$$R_{AB} = \frac{1}{\sum Z_A} \cdot \left[\bar{x}_A \cdot (\sum Z_A - \sum Z_B) + \frac{E_{L,b,B}}{E_{L,b,A}} \bar{x}_B \cdot \sum Z_B + \sqrt{d_A^2 \cdot (\sum Z_A^2 - \sum Z_B^2) + \left(\frac{E_{L,b,B}}{E_{L,b,A}} d_B\right)^2 \cdot \sum Z_B^2} \right] = 0,397$$

$$RR_{AB} = (1 + 3 \cdot R_{AB}) \cdot (1 - R_{AB})^3 \cdot \left(1 - \frac{R_{AB}}{2}\right) = 0,385 < 0,58 \rightarrow RR_{AB} = 0,58$$

$$F_{f,A} = \min\left(RR_{AB} \cdot F_{f,b,A}; \frac{h_A \cdot E_{L,b,A}}{h_B \cdot E_{L,b,B}} \cdot RR_{AB} \cdot F_{f,b,B}\right) = 11,02 \text{MPa}$$

$$T = \frac{h_A^3 \cdot E_{L,b,A} - (E_{L,b,A} - E_{L,b,B}) \cdot h_B^3}{h_A^3 \cdot E_{L,b,A}} = 0,923$$

$$h = 240 \text{mm} < 375 \text{mm} \rightarrow K = 0,85$$

Por lo tanto la tensión admisible a flexión y su módulo de elasticidad es:

$$F_f = K \cdot T \cdot F_f = 8,65 \text{MPa}$$

$$E_{dis} = 0,95 \cdot E_{L,b,B} \cdot T = 7894 \text{MPa}$$

3.- Diseño.

Se considero una humedad de equilibrio del 14 % según la norma NCh 1198 y una combinación de cargas cargas muertas más vivas.

$$K_D = 1 \quad K_v = 1$$

$$K_H = 1$$

$$K_C = 1$$

$$\frac{L}{h} = 26 \rightarrow l_v = 1,84 \cdot L = 11,77 \text{m}$$

$$f_t = \frac{M_{max}}{W} = 3,87 \text{MPa}$$

$$F_{f,dis} = F_f \cdot K_H \cdot K_D \cdot K_C = 8,65 \text{MPa}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{l_v \cdot h}{b^2}} = 19,8$$

$$F_{f,E} = \frac{0,61 \cdot E_{dis}}{\lambda^2} = 12,31 \text{MPa}$$

$$K_{\lambda v} = \frac{1 + \left(\frac{F_{f,E}/F_{f,dis}^*}{1,9}\right)}{1,9} - \sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{F_{f,E}/F_{f,dis}^*}{1,9}\right)}{1,9}\right]^2 - \frac{F_{f,E}/F_{f,dis}^*}{0,95}} = 0,917$$

$$F_{f,t,dis} = F_f \cdot K_H \cdot K_D \cdot K_C \cdot K_{hf} = 8,65 \text{MPa}$$

$$F_{f,c,dis} = F_f \cdot K_D \cdot K_H \cdot K_{\lambda v} = 7,93 \text{MPa}$$

Por lo tanto la escuadría y el grado estructural cumple los requerimientos.

4.- Creep

$$g = 171,6 \text{ kgf}$$

$$q = 273,5 \text{ kgf}$$

$$\frac{g}{q} = 0,63$$

$$k_p = 1,5 - \frac{g}{q} = 0,873$$

$$\rho = \frac{1}{k_p} - 1 = 0,146$$

Deformaciones

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{3,78 \cdot 6,5^4}{5317 \cdot 1,302 \cdot 10^8} = 1,25 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{6,84 \cdot 6,5^4}{5317 \cdot 1,302 \cdot 10^8} = 2,85 \text{ mm}$$

$$\delta_{pp} = \frac{5}{384} \cdot \frac{14 \cdot 6,5^4}{5317 \cdot 1,302 \cdot 10^8} = 4,6 \text{ mm}$$

$$\delta_{sc} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,42 \cdot 6,5^4}{5317 \cdot 1,302 \cdot 10^8} = 0,14 \text{ mm}$$

$$\delta_{total} = (\delta_1 + \delta_2 + \delta_{pp} + \delta_{sc}) \cdot \left(1 + \rho \cdot \frac{g}{q}\right) = 9,64 \text{ mm}$$

$$L/300 = 6,5/300 = 21,7 \text{ mm} > \delta_{total}$$

Se cumplen los limites de deformaciones para las piezas, por lo tanto se verifica una pieza de MLE ABA con laminas de 30 mm.

Anexo B

Cálculo del perfil C utilizado para reforzar la viga

Los cálculos se realizaron a partir de las especificaciones ANSI/AISC 360-10 utilizando el diseño en base a factores de carga y resistencia (LRFD), tomando en cuenta que se trata de un perfil C solicitado en su eje débil.

1.- Dimensiones y Propiedades.

$$d = 300\text{mm} \quad E = 200\text{GPa} \quad I_y = 8965 \cdot 10^3 \text{mm}^4$$

$$b = 150\text{mm} \quad F_y = 270\text{MPa} \quad S_y = 8,185 \cdot 10^4 \text{mm}^3$$

$$t = 8\text{mm} \quad F_u = 410\text{MPa} \quad Z_y = 1,709 \cdot 10^5 \text{mm}^3$$

2.- Solicitaciones Máximas.

El perfil se encontrará solicitado a flexión y corte, sus valores máximos son los siguientes.

$$V_u = 81\text{kN}$$

$$M_u = 22,5\text{kN} \cdot \text{m}$$

3.- Diseño a Corte.

Utilizando la sección G7.

$$A_w = 2 \cdot b \cdot t = 150 \cdot 8 = 0,0024\text{m}^2 \longrightarrow \text{Considerando el área de ambas alas.}$$

$$k_v = 1,2$$

$$\frac{b}{t} = 18,75 < 1,1 \cdot \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}} = 32,8 \longrightarrow C_v = 1$$

$$\phi V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 0,6 \cdot 27000 \cdot 0,0024 \cdot 1 = 381\text{kN} > V_u$$

Las alas del perfil son capaces de tomar por si solas la sollicitación de corte.

4.- Diseño a Momento.

a) Esbeltez del ala.

$$\lambda = \frac{b}{t} = 18,7 \quad \lambda_{pf} = 0,38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10,3 \quad \lambda_{rf} = \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 27,2$$

Por lo tanto se tiene ala no compacta.

b) Sección F6.

-Fluencia.

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_y = 46,1 \text{ kN} \cdot \text{m} > 1,6 \cdot F_y \cdot S_y = 35,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\rightarrow M_n = 35,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

-Pandeo local del ala, no compacto.

$$M_n = M_p - (M_p - 0,7F_y S) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) = 25,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto la resistencia nominal esta dada por la menor de las dos calculadas anteriormente.

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 25,5 = 23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se verifica la capacidad a flexión de la pieza.

5.- Diseño de Soldadura.

Se utiliza una soldadura tipo E6012/E4312 con un tamaño mínimo de 5 mm, el ala y la sección extra de alma que tendrá el perfil, debe contar con un biselado mínimo de 3 x 5 mm.

a) Soldadura en las alas.

Se deben verificar a corte y a tracción normal al eje.

$$A_e = (b - t - 1 \text{ cm}) \cdot 5 \text{ mm} = 660 \text{ mm}^2$$

$$A_g = (b - t) \cdot 5 \text{ mm} = 710 \text{ mm}^2$$

$$F_{EXX} = 440 \text{ MPa}$$

- Resistencia metal base.

$$\text{Tracción normal al eje: } \phi R_n = 0,75 \cdot F_u \cdot A_e = 0,75 \cdot 410 \cdot 660 = 203 \text{ kN}$$

$$\text{Corte: } \phi R_n = 1,0 \cdot 0,6 \cdot F_y \cdot A_g = 1,0 \cdot 0,6 \cdot 410 \cdot 710 = 115,7 \text{ kN}$$

- Resistencia soldadura.

$$\text{Tracción normal al eje: } \phi R_n = 0,75 \cdot 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot A_e = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 440 \cdot 660 = 130,4 \text{ kN}$$

$$\text{Corte: } \phi R_n = 0,75 \cdot 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot A_e = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 440 \cdot 660 = 130,4 \text{ kN}$$

La resistencia por corte está dada por el metal base con una resistencia de 231,4 kN considerando los dos cordones de soldadura. Estos se encuentran bajo una sollicitación de 80,4 kN por lo que se verifica el diseño.

En cuanto a la tracción, está controlada por la resistencia de la soldadura con un valor de 130,4 kN, dando una tensión de $2 \cdot \frac{130,4 \text{ kN}}{660 \cdot 10^{-6}} = 39,2 \text{ kPa}$ para ambos cordones, por lo tanto se verifica el diseño a tracción bajo la sollicitación de $\frac{M_u}{S_y} = \frac{22,5 \text{ kN} \cdot \text{m}}{8,2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3} = 27,5 \text{ kPa}$.

b) Soldadura en alma.

En este caso se debe verificar solo a tracción, se tomará un largo de soldadura de 15 cm.

$$A_e = 150 \text{ mm} \cdot 5 \text{ mm} = 750 \text{ mm}^2$$

- Resistencia metal base.

$$\phi R_n = 0,75 \cdot F_u \cdot A_e = 0,75 \cdot 410 \cdot 750 = 230,5 \text{ kN}$$

- Resistencia soldadura.

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot A_g = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 440 \cdot 750 = 148 \text{ kN}$$

La resistencia a tracción de la soldadura controla el diseño con 148 kN, con una resistencia total de 296 kN teniendo en cuenta ambos cordones de soldadura, bajo una sollicitación de 80,4 kN se verifica el diseño.

Anexo C

Cálculo de perfil C utilizado en la extensión del apoyo del puntal

1.- Diseño de unión apernada.

Se verificará una unión a base de tres pernos de acero de diámetro 22 mm.

a) Propiedades.

Diámetro de pernos:	$D = 22mm$
Cantidad de pernos:	$n = 3$
Ancho madero central:	$l_c = 15cm$
Ancho placa de acero lateral	$l_l = 5mm$
Desangulación fibra-perno:	$\alpha_{max} = 0$
Tensión de fluencia de los medios de unión:	$F_{ff} = 310MPa$
Resistencia a tracción del acero:	$F_u = 370MPa$
Módulo de elasticidad del acero:	$E_a = 200GPa$
Módulo de elasticidad de la madera:	$E_m = 9100MPa$

b) Capacidad admisible de los pernos.

La madera corresponde a roble, con una densidad anhidra de $630 \frac{kg}{m^3}$, con los pernos de unión paralelos a la dirección de la fibra, por otro lado se tiene una configuración a cizalle doble.

$$R_{ap,c} = 77,2 \cdot \left(\frac{630}{1000} \right) = 48,636MPa$$

$$R_{ap,l} = 1,375 \cdot F_u = 508,7MPa$$

$$k_\alpha = \frac{\alpha_{max}}{360} + 1 = 1$$

- Modo I_c

$$FA = 4 \cdot k_\alpha = 4$$

$$P_{el,ad} = \frac{D \cdot l_c \cdot R_{ap,c}}{FA} = \frac{22 \cdot 150 \cdot 48,636}{4} = 40,1 \text{ kN}$$

- Modo I_l

$$P_{el,ad} = \frac{2 \cdot D \cdot l_l \cdot R_{ap,l}}{FA} = \frac{2 \cdot 22 \cdot 5 \cdot 508,7}{4} = 28 \text{ kN}$$

- Modo III_l

$$FA = 3,2 \cdot k_\alpha = 3,2$$

$$R_e = \frac{R_{ap,c}}{R_{ap,l}} = 0,096$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2 \cdot (1+R_e)}{R_e} + \frac{2 \cdot F_{ff} \cdot (2+R_e) D^2}{3 \cdot R_{ap,c} \cdot l_l^2}} = -1 + \sqrt{\frac{2 \cdot (1+0,096)}{0,096} + \frac{2 \cdot 310 \cdot (2+0,096) 22^2}{3 \cdot 48,636 \cdot 5^2}} = 13$$

$$P_{el,ad} = \frac{2 \cdot k_3 \cdot D \cdot l_l \cdot R_{ap,c}}{(2+R_e) \cdot FA} = \frac{2 \cdot 13 \cdot 22 \cdot 5 \cdot 48,636}{(2+0,096) \cdot 3,2} = 20,7 \text{ kN}$$

- Modo IV

$$P_{el,ad} = \frac{2 \cdot D^2}{FA} \sqrt{\frac{2 \cdot R_{ap,c} \cdot F_{ff}}{3 \cdot (1+R_e)}} = \frac{2 \cdot 22^2}{3,2} \sqrt{\frac{2 \cdot 48,636 \cdot 310}{3 \cdot (1+0,096)}} = 29 \text{ kN}$$

por lo que la resistencia viene dada por el modo de falla III_l.

- Factores de corrección.

Corrección por duración de la carga: $K_D = 1$

Corrección por contenido de humedad: $K_{UH} = 1$

Corrección por longitud de hilera:

$$A_l = 2 \cdot 5 \text{ mm} \cdot 20 \text{ cm} = 40 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 20 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm} = 300 \text{ cm}^2$$

$$E_m \cdot A_c = 2730 \cdot 10^2 \text{ kN}$$

$$E_a \cdot A_l = 8000 \cdot 10^2 \text{ kN}$$

$$R_{EA} = \min\left(\frac{E_a \cdot A_l}{E_m \cdot A_c}, \frac{E_m \cdot A_c}{E_a \cdot A_l}\right) = 0,341$$

El espaciamiento entre pernos y a los borde es de:

$$S_p = 5 \cdot D = 5 \cdot 22 = 110 \text{ mm} \rightarrow \text{se considera una separación de 12 cm.}$$

$$S_{bdp} = 4 \cdot D = 4 \cdot 22 = 88 \text{ mm}$$

$$\text{Módulo de corrimiento: } C = 370 \cdot D^{1,5} = 38180 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$u = 1 + \frac{C \cdot S}{2} \cdot \left[\frac{1}{E_c \cdot A_m} + \frac{1}{E_a \cdot A_l} \right] = 1 + \frac{38180 \cdot 120}{2} \left[\frac{1}{2730 \cdot 10^5} + \frac{1}{8000 \cdot 10^5} \right] = 1,011$$

$$m = u - \sqrt{u^2 - 1} = 1,011 - \sqrt{1,011^2 - 1} = 0,954$$

$$K_u = \left[\frac{m(1+m^{2n})}{n \cdot [(1+R_{EA} \cdot m^n)(1+m) - 1 + m^{2n}]} \right] \cdot \left[\frac{1+R_{EA}}{1-m} \right] = \left[\frac{0,861(1+0,861^6)}{3 \cdot [(1+0,683 \cdot 0,861^3)(1+0,861) - 1 + 0,861^6]} \right] \cdot \left[\frac{1+0,683}{1-0,861} \right] = 0,99$$

Por lo tanto la resistencia admisible de los pernos de unión es de

$$P_{dis,pernos} = n \cdot P_{el,ad} \cdot K_{UH} \cdot K_D \cdot K_u = 3 \cdot 20,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,99 = 62 \text{ kN}$$

Se verifica la capacidad de los pernos bajo la sollicitación de 60 kN.

c) Capacidad admisible de la madera.

Esta sección no se aplica debido a que el puntal se encuentra sollicitado a compresión y se esta analizando la unión inferior.

2.- Diseño perfil de acero tipo C.

Los cálculos se realizaron a partir de las especificaciones ANSI/AISC 360-10 utilizando el diseño en base a factores de carga y resistencia (LRFD), tomando en cuenta que se trata de un perfil C sollicitado a compresión.

a) Dimensiones y Propiedades.

$$h = 150 \text{ mm} \quad E = 200 \text{ GPa} \quad I_y = 1096 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$b = 200 \text{ mm} \quad F_y = 240 \text{ MPa} \quad S_y = 8,747 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

$$t = 5 \text{ mm} \quad F_u = 370 \text{ MPa} \quad r_y = 6,37 \text{ cm}$$

b) Diseño a Compresión.

Esbeltez de las alas.

$$\lambda = \frac{h}{t} = 40 \quad \lambda_{pc} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10,97 \quad \lambda_{rc} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13$$

Por lo tanto se tiene ala esbelta.

Esbeltez del alma.

$$\lambda = \frac{h}{t} = 30 \quad \lambda_{pc} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10,97 \quad \lambda_{rc} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 43$$

Por lo tanto se tiene alma no compacta.

El elemento se encuentra sollicitado a $P_u = 56,8 \text{ kN}$.

El largo del perfil está determinado a partir de la separación de los pernos y la distancia a la cual se encuentra madera sana que se considera 20 cm, por lo tanto el largo es de 60 cm considerando un excedente luego del ultimo perno.

Considerando diseño con elementos esbeltos.

$$\frac{b}{t} = 40 > 1,03 \sqrt{\frac{E_a}{F_y}} = 29,7$$

$$\rightarrow Q = \frac{0,69 \cdot E_a}{F_y \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2} = 0,359$$

El coeficiente de longitud efectiva se tomo a partir del caso (e) mostrado a continuación.

La línea punteada indica la forma de la columna pandeada	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores de diseño recomendados cuando se tienen condiciones cercanas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Condiciones en los extremos	Rotación impedida y traslación impedida Rotación libre y traslación impedida Rotación impedida y traslación libre Rotación libre y traslación libre					

Figura C.1: Coeficiente de longitud efectiva. Fuente: AISC (2010).

Tensión crítica de pandeo:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E_a}{\left(\frac{K \cdot L_b}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 200000}{\left(\frac{2,1 \cdot 500}{63,71}\right)^2} = 6005 \text{ MPa}$$

Tensión de pandeo por flexión:

$$\frac{K \cdot L_b}{r} = 18,13 < 4,71 \sqrt{\frac{E_a}{Q \cdot F_y}} = 227$$

$$\rightarrow F_{cr} = Q \left[\left(0,658 \frac{Q \cdot F_y}{F_e} \right) \cdot F_y \right] = 0,359 \left[\left(0,658 \frac{0,359 \cdot 240}{7,267 \cdot 10^3} \right) \cdot 240 \right] = 85,7 \text{ MPa}$$

$$A_g = h \cdot t + 2 \cdot t \cdot (b - t) = 15 \cdot 0,5 + 2 \cdot 0,5 \cdot (20 - 0,5) = 27 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0,9 \cdot F_{cr} \cdot A - g = 208 \text{ kN}$$

Por lo tanto se verifica el perfil C a compresión.

c) Diseño de soldadura en la unión del perfil a la base.

Se debe verificar a compresión utilizando una soldadura E6012/E4312 dejando dos centímetros entre el fin de la soldadura y el borde del alma y de las alas.

$$F_{EXX} = 440MPa$$

$$L = 47cm$$

$$e = 3mm \rightarrow \text{Tamaño soldadura.}$$

$$\phi R_n = 0,8 \cdot 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot L \cdot e = 297,8kN$$

La soldadura en la unión cumple lo pedido.

Anexo D

Diseño placas de acero para el apoyo de vigas.

Dimensiones y Propiedades.

Diámetro de pernos:	$D = 22mm$
Diámetro de perno base:	$D = 24mm$
Cantidad de pernos:	$n = 8$
Ancho madero central:	$l_c = 30cm$
Ancho placas de acero lateral:	$l_l = 12mm$
Desangulación fibra-perno:	$\alpha_{max} = 12\checkmark$
Tensión de fluencia de los medios de unión:	$F_{ff} = 310MPa$
Resistencia a tracción del acero:	$F_u = 370MPa$
Modulo de elasticidad del acero:	$E_a = 200GPa$
Modulo de elasticidad de la madera:	$E_m = 7000MPa$

$$L = 60cm \quad A_g = 56cm^2 \quad Z_x = 560cm^3 \quad G = 77200MPa$$

$$b = 40cm \quad I_x = 7467cm^4 \quad r_x = 115,5mm \quad J = 36,6cm^4$$

$$t = 14mm \quad S_x = 373cm^3 \quad I_y = 9,15cm^4$$

1.- Diseño a Flexión, sección F11.

$$M_u = 192kN \cdot m$$

$$C_b = 1,05$$

$$L_b = 60cm$$

$$\frac{L_b \cdot b}{t^2} = 1224 < \frac{1,9 \cdot E_a}{F_y} = 1407$$

→ No es necesario verificar fluencia.

- Pandeo lateral torsional.

$$F_{cr} = \frac{1,9 \cdot E_a \cdot C_b}{\left(\frac{L_b \cdot b}{t^2}\right)} = 326 \text{ MPa}$$

$$M_y = S_x \cdot F_y = 100,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utilizando el caso (a)

$$M_n = C_b \left[1,52 - 0,274 \left(\frac{L_b \cdot b}{t^2} \right) \frac{F_y}{E} \right] M_y = 113 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 113 = 101,6 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se verifica la capacidad a flexión

2.- Diseño a compresión.

a) Esbeltez.

$$\lambda = \frac{b}{t} = 28,5 \quad \lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12,2 \quad \rightarrow \text{Esbelta}$$

Considerando diseño con elementos esbeltos.

$$\frac{b}{t} = 28,5 > 1,03 \sqrt{\frac{E_a}{F_y}} = 28$$

$$\rightarrow Q = \frac{0,69 \cdot E_a}{F_y \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2} = 0,626$$

El coeficiente de longitud efectiva se tomo a partir del caso (c) según Figura C.1.

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E_a}{\left(\frac{K \cdot L_b}{r}\right)^2} = 5,077 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

Tensión de pandeo por flexión:

$$\frac{K \cdot L_b}{r} = 6,2 < 4,71 \sqrt{\frac{E_a}{Q \cdot F_y}} = 189$$

$$\rightarrow F_{cr} = Q \left[\left(0,658 \frac{Q \cdot F_y}{F_e} \right) \cdot F_y \right] = 169 \text{ MPa}$$

Resistencia a compresión, pandeo torsional y flexo-torsional:

Debido a que se trata de una placa rectangular, se utiliza el caso (b) ecuación (E4-4) de la norma.

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(KL)^2} + GJ \right] \cdot \frac{1}{I_x + I_y} = 564 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 149 \text{ MPa} \rightarrow \text{controla}$$

$$\phi P_n = 0,9 \cdot F_{cr} \cdot A_g = 751 \text{ kN}$$

Se verifica el perfil a compresión.

3.- Resistencia al corte para los pernos en la base.

Se utilizaran dos pernos A325

$$F_n = 372 \text{ MPa}$$

$$A_b = D \cdot t = 24 \text{ mm} \cdot 14 \text{ mm} = 336 \text{ mm}^2$$

$\phi R_n = 2 \cdot 0,75 \cdot F_n \cdot A_b = 2 \cdot 0,75 \cdot 372 \cdot 336 = 187,5 \text{ kN}$ ← Cumple con la sollicitación de corte dada por la carga axial del perfil (124 kN). 4.- Capacidad admisible de los pernos unión madera-metal.

Se verificaran pernos A325, la madera corresponde a Pino Radiata, con una densidad anhidra de $450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$, los pernos presentan una desangulación de 51 grados con respecto a la fibra, por otro lado se tiene una configuración a cizalle doble.

a) Resistencia paralela a la fibra.

$$R_{ap,p} = 77,2 \cdot \left(\frac{450}{1000}\right) = 34,74 \text{ MPa}$$

$$R_{ap,n} = \frac{212 \cdot (450/1000)^{1,45}}{\sqrt{22}} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$R_{ap,c} = R_{ap,\theta} = \frac{R_{ap,p} \cdot R_{ap,n}}{R_{ap,p} \cdot \sin(\alpha_{max})^2 + R_{ap,n} \cdot \cos(\alpha_{max})^2} = 18,5 \text{ MPa}$$

$$R_{ap,l} = 1,375 \cdot F_u = 852 \text{ MPa}$$

$$k_\alpha = \frac{\alpha_{max}}{360} + 1 = 1,033$$

- Modo I_c

$$FA = 4 \cdot k_\alpha = 4,133$$

$$P_{el,ad} = \frac{D \cdot l_c \cdot R_{ap,c}}{FA} = \frac{22 \cdot 300 \cdot 18,5}{4} = 26,8 \text{ kN}$$

- Modo I_l

$$P_{el,ad} = \frac{2 \cdot D \cdot l_l \cdot R_{ap,l}}{FA} = \frac{2 \cdot 22 \cdot 12 \cdot 852}{4} = 115 \text{ kN}$$

- Modo III_l

$$FA = 3,2 \cdot k_\alpha = 3,65$$

$$R_e = \frac{R_{ap,c}}{R_{ap,l}} = 0,022$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2 \cdot (1+R_e)}{R_e} + \frac{2 \cdot F_{ff} \cdot (2+R_e) D^2}{3 \cdot R_{ap,c} \cdot l_l^2}} = -1 + \sqrt{\frac{2 \cdot (1+0,022)}{0,022} + \frac{2 \cdot 310 \cdot (2+0,022) 22^2}{3 \cdot 18,5 \cdot 12^2}} = 11,23$$

$$P_{el,ad} = \frac{2 \cdot k_3 \cdot D \cdot l \cdot R_{ap,c}}{(2+R_e) \cdot F_A} = \frac{2 \cdot 7,77 \cdot 22 \cdot 12 \cdot 18,5}{(2+0,022) \cdot 3,31} = 17,4 \text{ kN}$$

- Modo IV

$$P_{el,ad} = \frac{2 \cdot D^2}{F_A} \sqrt{\frac{2 \cdot R_{ap,c} \cdot F_{ff}}{3 \cdot (1+R_e)}} = \frac{2 \cdot 22^2}{3,31} \sqrt{\frac{2 \cdot 18,5 \cdot 310}{3 \cdot (1+0,022)}} = 16,2 \text{ kN}$$

por lo que la resistencia viene dada por el modo de falla IV.

- Factores de corrección.

Corrección por duración de la carga: $K_D = 1$

Corrección por contenido de humedad: $K_{UH} = 1$

Corrección por longitud de hilera: no se aplica ya que se tiene solo dos hileras en este sentido.

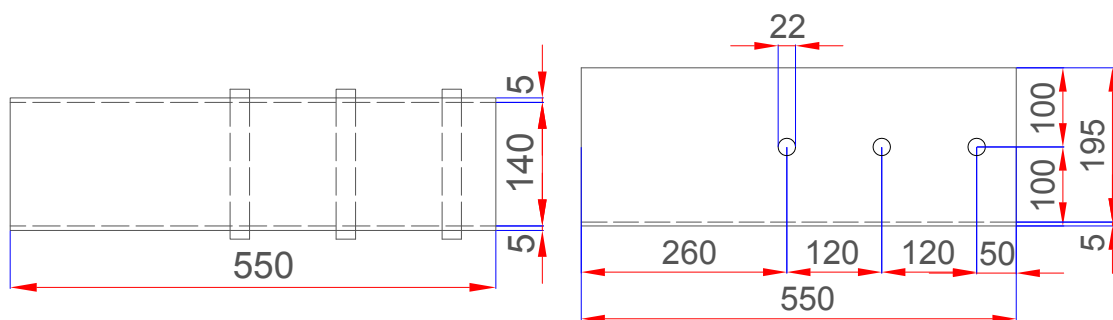
Por lo tanto la resistencia admisible de los pernos de unión es de

$$P_{dis,pernos} = n \cdot P_{el,ad} \cdot K_{UH} \cdot K_D \cdot K_u = 8 \cdot 2,11 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 130 \text{ kN}$$

Se verifica la capacidad de los pernos bajo la carga de 124 kN.

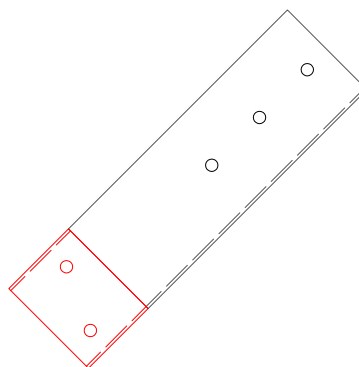
Anexo E

Dimensiones de perfil C propuesto para la reparación de vigas principales



(a) Vista de la cara inferior.

(b) Vista lateral.

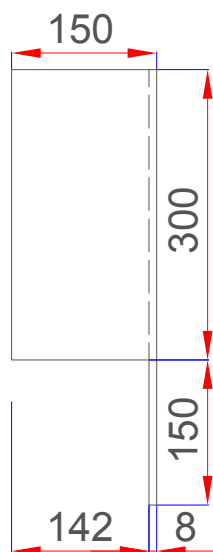


(c) Corte en elevación.

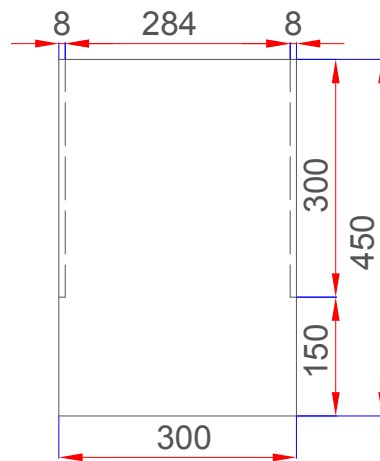
Figura E.1: Perfil C para extender el apoyo del puntal. Fuente: Elaboración propia.

Anexo F

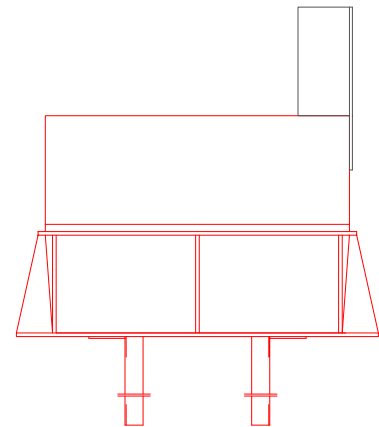
Dimensiones de perfil C propuesto para la reparación del puntal exterior



(a) Corte frontal.



(b) Corte lateral.



(c) Corte lateral de perfil C con herraje existente.

Figura F.1: Perfil C para restauración de viga principal. Fuente: Elaboración propia.