



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

“DISEÑO DE UN PUENTE CONTINUO DE DOS TRAMOS DE TABLERO DE MADERA POST-TENSADO”

Tesis para optar al título de:
Ingeniero Civil en Obras Civiles.

Profesor Guía:
Sr. José Soto Miranda.
Ingeniero Civil.

Profesor Colaborador:
Sr. Hernán Arnés Valencia.
Ingeniero Civil.

Comisión Examinadora:
Sr. Julio Lopetegui.
Ingeniero Civil.

DILIZ BRIAN RADDATZ ALTAMIRANO
VALDIVIA – CHILE
2006

ÍNDICE

| | PÁGINA |
|---|---------------|
| PRESENTACIÓN | |
| RESUMEN – ABSTRACT. | I |
| INTRODUCCIÓN. | II |
| OBJETIVOS. | V |
| METODOLOGÍA. | VI |
| | |
| CAPITULO I | |
| CONCEPTOS SOBRE ESTRUCTURAS VIALES EN MADERA. | |
| 1.1. Estructuras viales. | 2 |
| 1.1.1. Tableros de madera. | 2 |
| 1.1.2. Vigas simples. | 3 |
| 1.1.3. Sistema de placas simples. | 4 |
| 1.1.4. Sistema de placas nervadas. | 5 |
| 1.1.5. Sistema reticulado. | 6 |
| 1.1.6. Sistema de arco. | 7 |
| 1.1.7. Sistema atirantado. | 7 |
| 1.2. Reseña. | 8 |
| | |
| CAPITULO II | |
| TABLEROS DE MADERA TENSADOS TRANSVERSALMENTE. | |
| 2.1. Madera para uso estructural. | 9 |
| 2.1.1. Laminaciones para tableros. | 10 |
| 2.2. Tablero tensado transversalmente. | 11 |
| 2.2.1. Sistema de tensado. | 13 |
| 2.3. Carpeta de rodado. | 15 |
| 2.4. Comportamiento de los tableros. | 15 |
| 2.4.1. Pérdidas de post-tensado. | 16 |
| 2.4.2. Introducción de uniones de tope. | 19 |
| | |
| CAPITULO III | |
| ESTUDIO DE PROPIEDADES DEL TABLERO DE MADERA TENSADO TRANSVERSALMENTE. | |
| 3.1. Detalles del estudio. | 20 |
| 3.1.1. Conceptos. | 20 |
| 3.1.2. Contemplaciones del estudio. | 21 |
| 3.2. Modelo de cálculo. | 23 |
| 3.3. Metodología del ensayo. | 26 |
| 3.3.1. Tensión a Aplicar. | 26 |

| | PÁGINA |
|---|---------------|
| 3.3.2. Modulo de elasticidad E_x , del tablero. | 29 |
| 3.3.3. Modulo de elasticidad. E , de las laminaciones | 30 |
| 3.3.4. Sistema de carga y deformación. | 30 |
| 3.4. Resultados. | 32 |
| 3.4.1. Ensayos del tablero. | 32 |
| 3.5. Análisis de resultados. | 36 |
| 3.5.1. Modulo de elasticidad E_x , del tablero. | 36 |
| 3.5.2. Factor de reducción C_{bj} . | 37 |

CAPITULO IV

CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA TABLERO DE MADERA TENSADO TRANSVERSALMENTE.

| | |
|---|----|
| 4.1. Consideraciones, "Guía de especificaciones para el diseño de losas de madera laminada tensada", AASTHO 1991. | 39 |
| 4.1.1. Definir los requerimientos geométricos y las cargas de diseño. | 41 |
| 4.1.2. Seleccionar las especies y grado del material a ser usado en las laminaciones y calcular las propiedades de diseño permitidas. | 42 |
| 4.1.3. Estimar el espesor de la losa y determinar el ancho de distribución de carga. | 45 |
| 4.1.4. Calcular momentos de diseño por carga viva y carga muerta. | 47 |
| 4.1.5. Determinar el espesor de la losa requerido basado en el acercamiento a la tensión admisible para la flexión de la fibra bajo las combinaciones de momentos de carga viva y carga muerta. | 50 |
| 4.1.6. Chequear la deflexión por carga viva. | 50 |
| 4.1.7. Revisar el espesor si es necesario. | 51 |
| 4.1.8. Calcular la deflexión por carga muerta y contra-flecha. | 52 |
| 4.1.9. Determinar el nivel de tensión requerido para ser usado en las laminaciones. | 52 |
| 4.1.10. Seleccionar el espaciamiento de los elementos de tensión. | 57 |
| 4.1.11. Tamaño de los elementos de tensado. | 58 |
| 4.1.12. Tamaño de las placas de anclaje. | 61 |
| 4.2. Otras consideraciones. | 65 |
| 4.2.1. Verificación de esfuerzos bajo puntos de apoyo. | 65 |
| 4.3. Procedimiento de diseño. | 67 |

CAPITULO V

DISEÑO DE UN PUENTE CONTINUO DE DOS TRAMOS DE TABLERO DE MADERA POST-TENSADO.

| | |
|-------------------------|----|
| 5.1. Diseño de tablero. | 68 |
|-------------------------|----|

| | PÁGINA |
|---|---------------|
| 5.1.1. Requerimientos geométricos y cargas de diseño. | 69 |
| 5.1.2. Propiedades de diseño permitidas. | 70 |
| 5.1.3. Ancho de distribución de carga | 71 |
| 5.1.4. Momentos de diseño por carga viva y carga muerta. | 72 |
| 5.1.5. Chequeo de esfuerzos a flexión | 73 |
| 5.1.6. Chequeo de deformación por carga viva. | 74 |
| 5.1.7. Revisar el espesor. | 75 |
| 5.1.8. Deformación por carga muerta y contra-flecha. | 75 |
| 5.1.9. Nivel de tensión requerido para ser usado en las laminaciones. | 76 |
| 5.1.10 Espaciamiento de los elementos de tensión. | 78 |
| 5.1.11 Tamaño de los elementos de tensado. | 78 |
| 5.1.12 Tamaño de las placas de anclaje. | 80 |
| 5.1.13 Verificación de esfuerzos bajo apoyo. | 83 |
| 5.2. Valores característicos del diseño. | 84 |
| 5.2.1. Geometrías del tablero. | 84 |
| 5.2.2. Sistema de tensado. | 84 |

CAPITULO VI

ESPECIFICACIONES PARA PUENTE CONTINUO DE DOS TRAMOS DE TRABLERO DE MADERA POST-TENSADO.

| | |
|---------------------------------------|----|
| 6.1. Preparación de la subestructura. | 86 |
| 6.1.1. Descripción y alcances. | 86 |
| 6.1.2. Materiales. | 86 |
| 6.1.3. Procedimiento de trabajo. | 87 |
| 6.2. Tablero de madera post-tensado. | 87 |
| 6.2.1. Descripción y alcances. | 87 |
| 6.2.2. Materiales. | 88 |
| 6.2.3. Procedimiento de trabajo. | 92 |
| 6.3. Superficie de rodado asfáltica. | 97 |
| F.3.1. Descripción y alcances. | 97 |
| F.3.2. Materiales. | 97 |
| F.3.3. Procedimiento de trabajo. | 99 |

CAPITULO VII

LAMINAS PARA PUENTE CONTINUO DE DOS TRAMOS DE TRABLERO DE MADERA POST-TENSADO.

102-122

CONCLUSIONES

VII-VIII

BIBLIOGRAFIA

IX-X

ANEXO A

ESTADO DEL ARTE

| | | |
|------|-------------------------------|-----|
| A.1. | Experiencia en el extranjero. | 123 |
| A.2. | Experiencia en Chile. | 124 |

ANEXO B

FACTORES DE MODIFICACIÓN

| | | |
|--------|--------------------------------------|-----|
| B.1. | Calculo de factores de modificación. | 125 |
| B.1.1. | Por contenido de humedad. | 125 |
| B.1.2. | Por duración de la carga. | 126 |
| B.1.3. | Por trabajo conjunto. | 127 |
| B.1.4. | Por temperatura. | 127 |
| B.1.5. | Por altura. | 128 |
| B.1.6. | Por tratamiento químico. | 129 |
| B.2. | Factores de modificación. | 129 |

ANEXO C

MOMENTOS DE DISEÑO POR CARGA VIVA Y CARGA MUERTA.

| | | |
|--------|--|-----|
| C.1. | Momento por carga muerta. | 130 |
| C.1.1. | Por peso propio del tablero. | 130 |
| C.1.2. | Por peso propio de la carpeta de rodado. | 130 |
| C.1.3. | Momento de diseño por carga muerta. | 131 |
| C.2. | Momento por carga viva. | 132 |

ANEXO D

ESPECIFICACIONES GENERALES.

| | | |
|--------|------------------------------------|-----|
| D.4. | Mediciones. | 136 |
| D.4.1. | Descripción y alcances. | 136 |
| D.5. | Especificaciones ambientales. | 137 |
| F.5.1. | Descripción y alcances. | 137 |
| D.6. | Otras disposiciones. | 140 |
| D.6.1. | Regulaciones del transito usuario. | 141 |
| D.6.2. | Seguridad e higiene. | 141 |
| D.6.3. | Interpretación del proyecto. | 142 |

RESUMEN

En la presente memoria se realiza el diseño de un tablero de madera tensado transversalmente, para su utilización en un puente vehicular continuo de dos tramos. El tablero se diseña para tránsito vehicular en un sentido, con un ancho de calzada de 5 metros y una longitud de 12 metros. Se indica el uso de un tablero continuo, ya que debido a la presencia de una cepa central se generan dos tramos de 6 metros. El tablero se diseña completamente en madera Chilena de pino Radiata, definiendo una secuencia de construcción y montaje. Debido a que en Chile no existe normativa para el diseño de este tipo de estructuras, se analizan las variables que inciden en su análisis para que el diseño realizado cumpla las especificaciones de la normativa Chilena vigente para construcciones en madera y normativa AASHTO para el cálculo de puentes y tableros de madera post-tensados. Para estudiar propiedades de este tipo de tableros se realiza un ensayo con una probeta a escala real, determinando a través de una relación analítica y experimental la variable de reducción en la rigidez longitudinal C_{bj} , debido a la introducción de una unión de tope en 4 laminaciones adyacentes, con el fin de verificar datos significativos que condicionan el diseño. A diferencia de los tableros sin uniones de tope, en este caso si existe una dependencia lineal del modulo de elasticidad longitudinal respecto al nivel de tensado.

ABSTRACT

This memory made a design of transversally stressed wood deck, for using it as a continuous vehicular bridge made in two stages. The boards has been design for one way traffic, 5 meters with 12 meters long. It'll use a continuous deck, because of the presence of a central pile, which divides deck in 2 stages. Deck is completely design using pinus radiata, defining a secuencia of construction and assembly. In Chile doesn't exist any standards for designing this kind of structures, that is why it has been analyze many factors that incides in its analisis, to make the design compatible as a chilean standards, AASHTO standards for bridges and wood decks design. To study properties it was made a test to realize, using analitics and experimental ratios, longitudinal stiffness C_{bj} , introducing butt-joints, to verify significant results coincidents with design. In constrast to the boards without butt joints, in this case there is a linear dependency on the modulus of longitudinal elasticity whit regard to the level of tightness.

INTRODUCCIÓN

Dentro de la red vial de un país los puentes representan una estructura esencial, ya que permiten sortear condiciones topográficas adversas del terreno y mantener así la comunicación entre las diferentes zonas geográficas. Esta condición se hace inevitable en Chile, un país que presenta innumerables accidentes geográficos, por lo que los puentes están presentes tanto en los caminos principales, como en los secundarios.

En los puentes que se proyectan en la actualidad se utilizan materiales de construcción que presentan una mayor confianza y durabilidad frente al tráfico elevado y las condiciones climáticas. El uso de hormigón armado, hormigón pre-tensado o el acero, se hace cada vez mas frecuente, descartando el uso de la madera por creer que no cumple estas condiciones. La madera ha quedado entonces limitada solo a uso en puentes de caminos secundarios con tráfico reducido.

La experiencia en Chile muestra que los puentes de madera, existentes en la actualidad, mayormente en caminos secundarios, no presentan un buen servicio. Esto debido a que los métodos de construcción no eran los más adecuados para soportar las condiciones de carga por años y resistir los efectos adversos del clima. En su construcción se utilizan tableros simples de madera, en donde se dispone de tablonces montados sobre vigas longitudinales, las cuales a su vez tienen tablonces longitudinales para servir de superficie de rodado. La unión entre elementos es realizada mediante clavos dispuestos en una forma adecuada. El problema es que los pequeños espacios entre tablonces permite la acumulación de agentes dañinos para la madera, disminuyendo la vida útil a causa de la humedad. Aun cuando la madera sea tratada con preservantes químicos, a largo plazo el problema igual persiste.

(Ref. 1.- Ritter, M. Cali Jr, C. 1996)

Los puentes de tablero de madera post-tensado, nacieron como una manera de rehabilitar puentes de madera clavada, donde los tablonces se separaban debido a las solicitudes de tráfico y variaciones en el contenido de humedad de la madera. En 1976 en Ontario, Canadá, se desarrolla el concepto de laminaciones post-tensadas y esta tecnología es traspasada a Estados Unidos en la década de 1980 donde se construyen los primeros puentes utilizando este sistema.

(Ref. 1.- Ritter, M. Cali Jr, C. 1996)

Esta innovación a tenido gran éxito en la construcción de puentes vehiculares de caminos secundarios y rurales y la experiencia desarrollada se materializó en una guía de especificaciones publicada por la AASHTO en 1991 para el diseño de tableros de madera post-tensados. En la actualidad el análisis y diseño estructural de este tipo de puentes esta siendo desarrollado en países como Estados Unidos, Canadá, Alemania, Noruega y Brasil, utilizando las simplificaciones de diseño propuestas por el código AASHTO. En Chile esta tecnología se encuentra inmersa en un proceso de transferencia

tecnológica, patrocinado por el Ministerio de Obras Públicas y la experiencia más concreta desarrollada en el país fue la propuesta de diseño adjudicada y desarrollada por la Universidad de Concepción para la recuperación del puente Cautín, en la novena región, cuyo tablero de madera post-tensado continuo tiene 4,51 metros de ancho, 97 metros de largo y vanos de 2,53 metros. Este puente se encuentra actualmente en servicio y se proyecta para una vida útil de 40 años. (Ver fotografías en Anexo A).

En Chile se está recién incorporando este método constructivo, por lo que no existe normativa nacional para el diseño de puentes de tablero de madera post-tesado. Entonces, los diseños de este tipo de puentes deben basarse en la normativa nacional para construcciones en madera, en el código AASHTO y en la guía de especificaciones publicada por la AASHTO en 1991. En la realización del diseño, será necesario adecuar las variables que inciden en su análisis y ver como deben ser incorporadas a las etapas de diseño, con el fin de desarrollar un diseño que se adecue a la realidad nacional.

Los puentes de tableros de madera post-tesados, consisten en tablonces dispuestos de canto en la dirección longitudinal del puente, los cuales son post-tensados en conjunto en la dirección transversal por medio de barras de acero de alta resistencia. Con esto se logra que el tablero actúe como una placa sólida de madera capaz de repartir carga a los tablonces vecinos y servir como una subestructura para recibir una carpeta de rodado. Este proceso no permite espacio para la acumulación de agentes ofensivos y protege a la estructura de la humedad y la sollicitación mecánica debido al tráfico. Cumpliendo aspectos importantes en el proceso de construcción, como secuencia de post-tensado, contenido de humedad y métodos de protección a la madera, se logra un buen comportamiento y durabilidad del puente, demostrado por el USDA Forest Service en un proceso de monitoreo de dos años a numerosos puentes en Estados Unidos.

El diseño y la elección de este tipo de estructura vial, se basan principalmente en la necesidad de contar con herramientas que permitan utilizar madera Chilena de pino Radiata como elemento estructural, para su utilización en la construcción de puentes. Constructivamente este tipo de puentes presenta una buena alternativa para ser usada en caminos secundarios que presentan bajos volúmenes de tránsito, principalmente por el menor tiempo de construcción y mayor durabilidad, aunque su uso se limita a puentes cuyas luces sean menores, entre unos 3 a 11 metros, debido a que la limitante del diseño no son las tensiones admisibles sino la deflexión que se produce. Si bien la luz que se puede alcanzar con este tipo de puentes puede ser una limitación, Vialidad no contempla el uso de la madera en puentes de gran envergadura dentro de la red vial del país.

La madera es un recurso renovable altamente disponible en nuestro país y presenta un menor peso propio con respecto a otros materiales como el hormigón, lo que facilita el transporte y montaje de los elementos. Con este tipo de puentes se logra una estructura que tiene una mejor armonía con el entorno y una mayor belleza arquitectónica.

En el presente trabajo se diseñará un tablero de madera post-tensada, para su utilización en un puente continuo de dos tramos, tomando como referencia un puente existente en un camino rural de bajo tránsito vehicular. El puente existente tiene un tablero tradicional de 12 metros con una cepa central, dejando 2 tramos continuos de 6 metros cada uno. El tablero para puente se diseña para tránsito vehicular en 1 sentido y para un ancho de calzada de 5 metros. El tablero de madera será diseñado en pino Radiata de acuerdo a la normativa chilena vigente para las construcciones en madera y normativa AASHTO para el cálculo de puentes y de tableros de madera post-tensados. Además, se realizará un ensayo utilizando madera de pino Radiata para obtener propiedades del tablero post-tensado, determinando la variable de reducción en la rigidez longitudinal debido a la introducción de una unión de tope en 4 laminaciones adyacentes, con el fin de obtener datos que puedan ser incorporados a las etapas del diseño.

Hoy en día, en Chile se está utilizando madera para el diseño y fabricación de estructuras de gran envergadura y su uso en construcciones menores, como viviendas, ha demostrado un buen comportamiento sísmico, debido a su alta rigidez inicial y flexibilidad. Si se utiliza madera con un tratamiento adecuado, con correctos métodos de construcción y con una buena metodología de diseño, resulta entonces una buena alternativa la introducción de este método constructivo para la recuperación de puentes de caminos secundarios en Chile.

OBJETIVOS

GENERALES:

- Desarrollar el diseño de un tablero de madera post-tensado para un puente continuo de dos tramos, utilizando madera chilena de pino Radiata, definiendo una secuencia de construcción y montaje, para una futura implementación.

SECUNDARIOS:

- Determinar experimentalmente el factor de reducción en la rigidez longitudinal en tableros post-tensados de madera chilena de pino Radiata, para un patrón de una unión de tope en 4 laminaciones adyacentes.
- Comparar los resultados obtenidos en el ensayo del tablero post-tensado de pino Radiata con lo señalado por la normativa AASHTO 1991, con los propuestos por autores extranjeros y con los datos de ensayos realizados en Chile (Ver Tabla 3-1 Pág.26), para su aplicación en las etapas del diseño.

METODOLOGÍA

PRACTICA:

- Se construirá una losa de 4,5 m de largo, 0,6 m de ancho y 0,15 m de espesor. Se utiliza madera aserrada de pino Radiata de grado estructural G2, de 4 m de longitud y 0,05 m espesor. Se usaran barras de acero ASTM A-307 de diámetro $\phi = \frac{5}{8}$ de pulgada, con sistema de anclaje de placas discretas, de 100x100x6 mm para placas de apoyo y 50x50x3 mm para las placas de anclaje. La losa será simplemente apoyada dejando una luz libre de 4 m y sometida a carga a L/3 desde los apoyos.

Con el ensayo a realizar en el LEMCO, se determinará la variable de reducción en la rigidez longitudinal en tableros post-tensados de madera de pino Radiata, debido a la introducción de 1 unión de tope en 4 laminaciones adyacentes, correspondientes al patrón mínimo posible a utilizar según recomendaciones extranjeras, Ritter, 1990.

TEÓRICA:

- Los datos obtenidos en el ensayo realizado en el LEMCO, serán comparados con datos de ensayos realizados en Chile para madera de pino Radiata, datos propuestos por autores extranjeros para todo tipo de madera y los señalados por la normativa AASHTO 1991 "Guide Specifications for the Design of Stress-Laminated Wood Decks", para realizar un diseño que se adecue a la realidad nacional.
- Con los datos relativos al diseño obtenidos de la parte practica y por medio de métodos de diseño en madera y puentes, determinar dimensiones de las laminaciones a usar, diámetro y separación de barras de tensado, sistema de anclaje más adecuados y sistema de apoyo a utilizar, todo en función de la luz del puente, cargas móviles y sobrecargas de diseño.

CAPITULO I

CONCEPTOS SOBRE ESTRUCTURAS VIALES EN MADERA

La madera ha sido empleada en la construcción de puentes desde la antigüedad. Naturalmente en un comienzo los puentes solo eran estructuras de uso peatonal y cuando se hizo necesario construir estructuras de mayor envergadura el hormigón y el acero reemplazaron a la madera como material de construcción de puentes. En Chile la madera ha sido poco utilizada, limitándola a puentes de luces cortas a medianas y por lo general en caminos rurales donde el tráfico es reducido. Sin embargo en la actualidad, la madera ha vuelto a ser considerada como una opción al momento de diseñar un puente, debido a la tecnología que se viene desarrollando en países industrializados, donde la protección constructiva unida a nuevos métodos de protección química, permiten la construcción de estructuras de madera de gran envergadura a bajos costos de fabricación.

Debido a que la madera maciza usada en la construcción de puentes presenta limitaciones en su dimensión, variaciones en sus propiedades resistentes y anisotropía, no es posible usarla sin tener restricciones en el proyecto. Al incorporar nuevas tecnologías en la construcción de estructuras o puentes de madera, se utilizan nuevos materiales compuestos con forma de placa y de vigas, logrando niveles de resistencia y mayores posibilidades de uso. Con la tecnología se pueden construir y utilizar vigas de madera laminada como la parte estructural fuerte, logrando excelentes propiedades mecánicas para casi cualquier forma deseada.

En la construcción de puentes, la madera vuelve a ser un material atractivo, por su bajo peso propio, lo que facilita el transporte y el montaje, su durabilidad, disponibilidad y por la armonía que logra este material con el entorno. La madera mecánicamente es capaz de soportar sobrecargas por sobre la resistencia estimada durante periodos cortos, lo que no daña su integridad. Además elementos de madera de grandes escuadrías y longitudes proporcionan una resistencia buena a la acción del fuego, incluso superando a otros materiales como el acero en condiciones de severa exposición. Los puentes de madera pueden ser construidos prácticamente bajo cualquier condición ambiental sin perjudicar el estado del material. Construir en madera disminuye los costos iniciales de construcción y del ciclo de costos durante la vida útil de la estructura, resultando un material altamente competitivo económicamente en comparación con otros materiales utilizados en la construcción de puentes.

1.1 ESTRUCTURAS VIALES.

Los puentes se plantean como ejes comunicadores, como vías que interceptan y sobrepasan cualquier interrupción natural o artificial existente, permitiendo la conexión libre hacia lugares remotos. Cumplen una función fundamental en esta red de comunicaciones que existe en el mundo, en permitir la accesibilidad hacia puntos lejanos. Los puentes son de vital importancia debido a la geografía llena de obstáculos y de lugares alejados que deben ser integrados al país.

Los puentes se pueden clasificar según su estructura, ya que de alguna manera el tipo estructural define una resolución arquitectónica influyendo directamente en la imagen del puente. Con la clasificación estructural se pueden establecer luces máximas permitidas y un pre-dimensionamiento de las piezas principales.

En la construcción de puentes se han creado las más diversas soluciones y con resultados también diversos. Se puede establecer una clasificación de puentes en madera a partir de soluciones reales y actuales, definiéndose tipologías estructurales de acuerdo a soluciones simples y claras que de alguna manera sirvan como ejemplo para futuros diseños de puentes en Chile.

1.1.1 TABLEROS DE MADERA.

1.1.1.1 TABLEROS SIMPLES DE MADERA:

Los tableros simples de madera están compuestos por tablonces montados sobre vigas longitudinales, las cuales tienen tablonces longitudinales que sirven de superficie de rodado. La unión de los elementos es por medio de clavos. En los puentes de uso vehicular los tablonces longitudinales abarcaban solo la zona de rodado de los vehículos y generalmente son puentes que soportan solo un sentido de tránsito a la vez. (Ref.1.- Ritter, M. Cali Jr, C. 1996)

Este tipo de puentes es el usado en caminos rurales en Chile, donde el tránsito vehicular es liviano, debido a que no son aptos para resistir cargas elevadas y su principal defecto son los espacios que existen en entre sus elementos. En estos espacios, dejados para prevenir cambios de volumen en la madera o producidos por los años de servicio, se acumulan agentes dañinos para la madera, produciendo un exceso de humedad que disminuye la vida útil del puente.

1.1.1.2 TABLEROS DE MADERA CLAVADA:

Los puentes eran construidos con tableros de madera, cuyos tablonces eran dispuestos transversalmente como longitudinalmente a la dirección del puente. El tablero se pre-ensamblaba en

paneles de 3 a 4 pies de ancho y de un largo necesario para cubrir la luz del puente. Los paneles eran unidos unos a otros en el momento del montaje, usando pasadores de acero que se introducían en perforaciones previamente fabricadas. Las piezas de madera eran tratadas químicamente con preservantes a modo de asegurar la serviciabilidad de los elementos en el tiempo. La altura de los tableros variaba entre 4 a 16 pulgadas, según la carga de servicio del puente y la especie madera utilizada. Para la superficie de rodado se aplica una carpeta asfáltica que además protege al tablero del desgaste producido por el tráfico. *(Ref. 2.- Ritter, M. 1995)*

Estos tableros presentan la desventaja que al estar sometidos a cargas cíclicas producidas por el tránsito vehicular en el tiempo, pierden la capacidad de mantener unidas las placas debido a las uniones clavadas. Entonces el trabajo del puente ya no era óptimo, ya que se pierde la capacidad de trabajo en conjunto de las láminas, sometiendo a sectores del tablero a mayores solicitaciones.

1.1.2 VIGAS SIMPLES.

La viga que salva una distancia determinada entre dos puntos consiste en el principio básico de un puente, equivale al nivel mínimo de organización, en que la estructura de este puente queda constituida por una viga de madera aserrada o por una viga de madera laminada.

1.1.2.1 VIGAS DE MADERA LAMINADA ENCOLADA:

Glulam, nacido durante la década del 1960 en Estados Unidos, gracias a investigaciones del USDA Laboratorio de Productos Forestales que logro desarrollar un panel de madera laminada encolada (Fig. 1-1), para reemplazar el sistema tradicional de unión clavada en la madera, por un adhesivo o cola que uniera los elementos. *(Ref. 3.- Ritter, M. 1997)*

Los adhesivos usados en un principio no eran capaces de resistir situaciones climáticas adversas, limitando el uso de las vigas de madera laminada a condiciones de humedad baja. Durante la segunda guerra mundial Estados Unidos se vio en la necesidad de contar con mejores adhesivos, por lo que se produjo un desarrollo importante en busca de adhesivos capaces de resistir severas condiciones de exposición.



Fig. 1-1: Viga de madera laminada, puente vehicular.

1.1.2.2 VIGAS DE MADERA LAMINADA CON REFUERZO DE FIBRA PLÁSTICA:

Para aumentar la resistencia a la tracción de la madera, se utiliza un material conocido como Fiber Reinforced Plastic (FRP), el que tiene un comportamiento excelente para resistir esfuerzos de tracción inducidos en conjunto con la madera laminada. La utilización de una pequeña proporción de fibra plástica para reforzar la zona en tracción, incrementa notablemente la capacidad de un elemento para resistir tensiones producidas por deflexiones estáticas.

Esta es una tecnología reciente utilizada en Estados Unidos, donde se han realizado estudios con diferentes tipos de fibras con resultados muy buenos, incluso desarrollando un código de diseño con este material y utilizado vigas con refuerzo de fibra en la construcción de varios puentes de madera laminada. Sin embargo su uso se ve limitado por el costo de usar esta técnica, en comparación con otros materiales.

1.1.2.3 VIGAS DE MADERA LAMINADA PRE-TENSADA CON FIBRA KEVLAR:

La madera presenta limitaciones al ser sometida a flexión, por lo que se han desarrollado técnicas que permiten adicionar un preesfuerzo en la zona de tracción, el cual crea un esfuerzo de compresión que disminuye las tensiones de tracción en la zona debido a la flexión en el elemento. Para producir este efecto se utiliza una capa de Kevlar, a la cual se le ha inducido un esfuerzo previo, provocando en la viga un efecto similar al de las armaduras activas en un hormigón pre-tensado. (Ref. 4.- Ritter, M. Galloway, T. 1996)

1.1.2.4 VIGAS COLABORANTES MADERA-HORMIGÓN:

Se utiliza como fundamento básico la teoría de vigas colaborantes de acero-hormigón. El puente se compone entonces de vigas de madera laminada sobre las cuales se apoya una losa de hormigón armado.

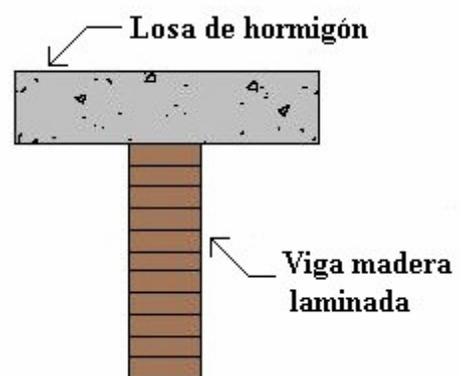


Fig. 1-2: Viga colaborante madera-hormigón.

1.1.3 SISTEMA DE PLACAS SIMPLES.

1.1.3.1 TABLEROS POST-TENSADOS DE MADERA:

Los puentes post-tensados de madera se componen por tableros dispuestos de canto en la dirección longitudinal del puente, los cuales son post-tensados en conjunto en dirección transversal por

medio de barras de acero de alta resistencia (Fig.1-3). Con este proceso se logra una placa ortotrópica con resistencia adecuada para el tránsito vehicular. Con el post-tensado transversal la placa de rodado puede repartir cargas, es decir tableros vecinos que no se encuentran directamente cargados colaboran en resistir parte de la carga, desarrollando continuidad y transferencia de corte entre las láminas.



(Ref. 1.- Ritter, M. Cali Jr, C. 1996)

Fig. 1-3: Puente de tablero de madera post-tensado.

Sobre el tablero se puede aplicar una capa de asfalto u hormigón, que recibe directamente la sollicitación mecánica producto del tráfico y protege la estructura de madera de la humedad. Las laminaciones de los tableros son generalmente de un alto máximo de 16 pulgadas, 40,64 centímetros en Estados Unidos y en Chile la altura se disminuye a 12 pulgadas, 30,48 centímetros.

1.1.4 SISTEMA DE PLACAS NERVADAS:

1.1.4.1 TABLEROS POST-TENSADOS DE MADERA, SECCIÓN T:

Los puentes post-tensados de sección T utilizan vigas longitudinales de madera laminada, las que son el alma de la sección y tableros de madera aserrada, cuyos tableros son dispuestos longitudinalmente, formando las alas de la sección. El borde superior de las vigas coincide con la superficie del tablero y se tensan transversalmente junto con las laminaciones del tablero, obteniendo una estructura rígida que presenta bajas deformaciones (Fig.1-4). Con este tipo de estructuras se pueden alcanzar luces de más de 20 metros.



(Ref. 1.- Ritter, M. Cali Jr, C. 1996)

Fig. 1-4: Puente vehicular con tramo central de configuración T.

1.1.4.2 TABLEROS POST-TENSADOS DE MADERA, SECCIÓN CAJÓN:

Los puentes de post-tensados de sección cajón están formados por vigas laminadas encoladas cuyo largo alcanza la luz total del puente, en su extremo inferior y superior van tableros de madera aserrada, cuyos tableros son dispuestos longitudinalmente. El borde superior de las vigas coincide con la superficie del tablero superior, tensando transversalmente ambos elementos y el borde inferior de las vigas

coincide con la superficie del tablero inferior, tensando transversalmente ambos elementos (Fig.1-5). Obteniendo una estructura rígida que presenta bajas deformaciones.

(Ref. 1.- Ritter, M. Cali Jr, C. 1996)

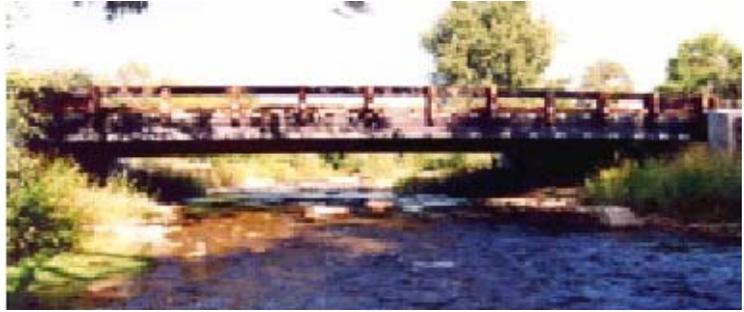


Fig. 1-5: Puente vehicular de configuración cajón.

1.1.4.3 TABLEROS POST-TENSADOS DE MADERA, SOBRE VIGAS DE ACERO:

Los puentes que utilizan tableros de madera post-tensados transversalmente y montados sobre vigas T de acero dispuestas en forma longitudinal, han demostrado ser un sistema que entrega una alta rigidez, con lo que pueden obtener grandes luces en los puentes. Usando esta configuración los costos de construir un puente de luz mayor, disminuyen considerablemente.

1.1.5 SISTEMA RETICULADO.

Consiste en la configuración de vigas planas organizadas por la unión de barras lineales que se unen tratando de alcanzar la máxima convergencia posible de los ejes de las barras que van a cada nudo, creando un sistema triangulado. En esta tipología podemos encontrar la viga de cordones rectos, superior e inferior; la viga que posee el cordón superior curvo y el inferior recto, o la viga con ambos cordones curvos. La plataforma de piso por lo general se ubica en el cordón inferior de la viga reticulada, por lo cual este tipo de puentes se asocia a los puentes cubiertos, ya que así puede ser protegida la estructura principal a través de la techumbre. La incorporación de esta lleva a considerar otros factores para el diseño y cálculo, como son la sobrecarga del techo y el efecto del viento sobre este. Las luces máximas para este tipo de puentes son 100 m.

Un ejemplo que da solución al tema de la cubierta es la conformación del puente a través de tres vigas reticuladas una inferior, que soporta la plataforma de piso; y dos laterales inclinadas que se unen en su cordón superior conformando una viga espacial triangular (Fig.1-6). La protección lateral de estas vigas reticuladas se genera por el recubrimiento a través de paños vidriados o listoneado de madera.

(Ref. 1.- Ritter, M. Cali Jr, C. 1996)



Fig. 1-6: Puente vehicular reticulado.

1.1.6 SISTEMA DE ARCO.

Bajo el principio de generar una estructura de puente lo más continua posible nace la idea del arco de madera laminada como solución estructural. Generalmente se utiliza el arco tri-articulado debido a que es más fácil de transportar y que estructuralmente no presenta problemas en los cimientos, ya que el esfuerzo lateral es mínimo y el esfuerzo horizontal es absorbido por estos mismos.

El arco normalmente es una parábola, un círculo o una línea sinusoidal (Fig. 1-7). Estas se diferencian en su relación entre altura y luz desde el punto de vista estático, y desde el aspecto óptico no se diferencian claramente. Al utilizar arcos de leve curvatura, para el caso de puentes con la plataforma de circulación sobre la estructura principal, la desventaja se constituye en las fuerzas horizontales que se producen en los apoyos, lo que obliga en algunos casos al uso de tensores horizontales o a rigidizar la plataforma de circulación para absorber parte de estos esfuerzos. Dependiendo del tipo de estructura de arco a utilizar, sus luces varían de 10 a 60 metros. *(Ref. 1.- Ritter, M. Cali Jr, C. 1996)*



Fig. 1-7: Puentes vehiculares de arco.

1.1.7 SISTEMA ATIRANTADO.

Este tipo de puente se entiende como una estructura basada en la incorporación de arcos en V dispuestos en forma invertida, generalmente tri-articulados; y la incorporación de tirantes que suspenden la sub-estructura que constituye la plataforma de circulación.

En este tipo de puentes la viga horizontal está colgada de una estructura triangular, rectangular o trapezoidal superior (Fig. 1-8). De acuerdo al número de tirantes se habla de puente colgado simple, doble o múltiple. Este tipo de estructuras, a excepción de la variante similar a una cercha, requiere de una placa horizontal rígida, sin ella solo sería posible un equilibrio inestable. Las luces máximas van de los 10 hasta los 50 metros.

Como la estructura queda completamente expuesta a la intemperie, se requiere de una protección adicional para garantizar la durabilidad de la estructura del puente. *(Ref. 1.- Ritter, M. Cali Jr, C. 1996)*



Fig. 1-8: Puente vehicular tipo King Post.

1.2 RESEÑA.

Si bien mucha de esta tecnología aun no se encuentra disponible en Chile, por la falta de experiencia, el principal problema radica en que no se puede aplicar de manera directa debido a las diferencias existentes en las propiedades mecánicas de la madera aserrada de nuestro país. Además no existe claridad en la clasificación estructural de la madera aserrada, no hay un manejo sustentable de los bosques para obtener madera con fines estructurales, falta mano de obra calificada y no hay facilidad para desarrollar investigación en el tema. En la construcción estructuras de madera existe muy buena tecnología de fabricación, faltando adicionar una mejor clasificación mecánica para obtener productos con propiedades mecánicas superiores. A pesar de estos inconvenientes en Chile existe mucha materia prima para avanzar en esta tecnología.

CAPITULO II

TABLEROS DE MADERA TENSADOS TRANSVERSALMENTE

Los componentes que conforman la estructura de un puente de tablero de madera post-tensado son: Tablero de madera con laminaciones de madera y sistema de post-tensado con barras y anclajes. Además este tipo de estructuras necesitan una carpeta de rodado, la que puede ser de asfalto, hormigón u otro material.

Lo primero a considerar es la calidad de los materiales, de ellos depende en gran parte el buen funcionamiento y la durabilidad de la estructura que se construirá, siendo necesario conocer el lugar de fabricación y construcción, verificando condiciones para asegurar que los materiales cumplen con los requisitos que aseguran el cumplimiento de la normativa chilena y AASHTO, debido a que muchas normas deben ser adecuadas a la realidad chilena. *(Ref. 5.- Muñoz, J. 2002)*

2.1 MADERA PARA USO ESTRUCTURAL.

La madera esta formada por diferentes tipos de células especializadas que forman tejidos que sirven para realizar funciones fundamentales del árbol, como conducir savia, transformar y almacenar alimentos y conformar la estructura resistente del árbol. La madera se diferencia de otros materiales sólidos, por ser un compuesto no homogéneo e isótropo, con características internas particulares y con propiedades y características que no solo dependen de su composición sino de su constitución, debido a la forma en que están orientados los diversos elementos que la forman. La madera es un material heterogéneo y anisótropo que tiene distintas propiedades en diferentes secciones y direcciones. *(Ref. 6.- Pineda, P. 2001)*

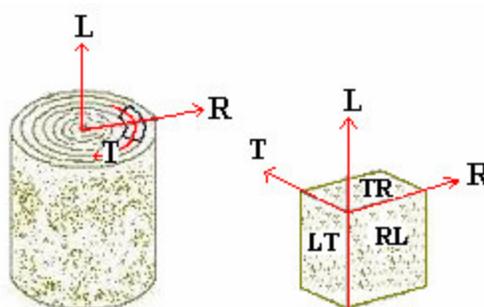


Fig. 2-1: Ejes y planos principales en la madera.

El tronco de un árbol se supone compuesto por varios cilindros concéntricos, produciéndose una simetría cilíndrica en la madera (Fig.2-1). Esta simetría se refleja en la mayoría de las propiedades físicas, elásticas, en la resistencia y en sus valores de conductividad térmica y acústica. Una pequeña muestra cúbica del tronco con un par de caras tangenciales a los anillos de crecimiento (Fig.2-1), con 3 ejes de

simetría, longitudinal L, radial R, tangencial T, siendo prácticamente perpendiculares entre sí, simplificando la madera a un sólido ortótropo.

Para ello se reduce un tronco con características naturales de crecimiento, a un modelo cilíndrico de un tronco (Fig.2-2) y la madera aserrada en coordenadas cilíndricas, se reduce a un modelo ortotrópico que representa a la madera. (Fig.2-3)

En el diseño se deberán ignorar los nudos existentes en la madera, así como la conicidad o excentricidades de crecimiento. Los anillos de crecimiento se consideran planos, formando un material ortotrópico en que los ejes geométricos X1, X2, X3, coinciden con los ejes de ortotropía L, R, T, siendo una condición relativamente válida (Fig. 2-3).

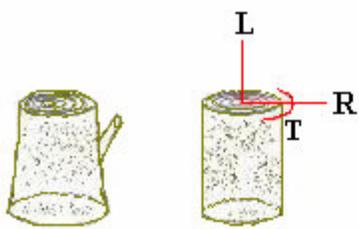


Fig. 2-2: Modelo de un tronco.

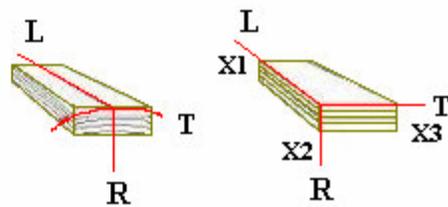


Fig. 2-3: Modelo ortotrópico de la madera.

Otro aspecto a ignorar en el diseño es la ubicación de la pieza en el tronco y el tamaño del espécimen, aunque una sección cercana a la medula presenta anillos más curvos que una ubicada en el extremo, produciéndose madera cuarteada (A) y madera floreada (B) (Fig. 2-4). La elección y clasificación de la madera para su uso estructural es fundamental para que el diseño se pueda realizar simplificando la modelación de la madera a un sistema ortotrópico, obviando los causales de error mencionados. (Ref. 6.- Pineda, P. 2001)

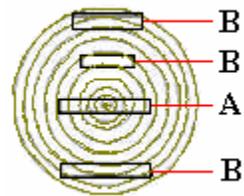


Fig. 2-4: Ubicación.

2.1.1 LAMINACIONES PARA TABLEROS.

Los tableros que componen el tablero deberán estar rectos y libres de deformaciones, evitando las maderas alabeadas que dificultan la construcción e inserción de las barras de post-tensado, además pueden causar fracturas en las laminaciones al momento de tensar.

Otro aspecto importante es el contenido de humedad de las laminaciones en el momento de la construcción, la cual deberá poseer un contenido de humedad lo más cercano posible al contenido de

humedad de equilibrio del sitio donde se emplazará el puente. La madera en estado seco actúa mejor frente al efecto de tensado, pues su contracción será mínima y no provocara mayores pérdidas de tensión en las barras. Al utilizar madera con alto contenido de humedad, esta tendera a secarse y contraerse, provocando pérdidas de tensión en las barras. Según los estudios realizados sobre el comportamiento de tableros post-tensados, la mayoría de los problemas que se generan han sido provocados por el alto contenido de humedad de las laminaciones. Los elementos de madera que componen el tablero deberán estar correctamente cortados y perforados, realizando un buen prefabricado antes de aplicar tratamiento a presión con preservantes. *(Ref. 7.- Ritter, M. 1990)*

Las laminaciones no necesitan ser continuas a lo largo de la luz del puente, permitiendo uniones de tope entre tablonces, esto debido al post-tensado trasversal que provoca transferencia de carga entre las laminaciones del tablero por medio de fricción. Las uniones de tope son realizadas por simple contacto entre tablonces con cortes rectos, sin utilizar ningún adhesivo. *(Ref. 7.- Ritter, M. 1990)*

La madera utilizada deberá estar certificada por alguna entidad oficial, cumpliendo la normativa chilena de clasificación visual, especificaciones de control de calidad y clasificada por esfuerzo admisible. La madera usada en los tablonces que componen el tablero, deberán especificarse y cumplir con las normas nacionales:

| | |
|------------|---|
| NCh 173 | Madera-Terminología general. |
| NCh 992 | Madera-Defectos a considerar en la clasificación, terminología y métodos de medición. |
| NCh 1207 | Pino radiata-Clasificación visual para su uso estructural-Especificaciones de los grados de calidad. |
| NCh 1970/1 | Madera-Parte1: Especies latifoliadas-Clasificación visual para uso estructural-Especificaciones de los grados de calidad. |
| NCh 1970/2 | Madera-Parte2: Especies coníferas-Clasificación visual para uso estructural-Especificaciones de los grados de calidad. |
| NCh 1990 | Madera-Tensiones admisibles para madera estructural. |
| NCh 1198 | Madera-Construcciones en madera-Cálculo. |

2.2 TABLERO TENSADO TRANSVERSALMENTE.

En el diseño de un tablero de madera post-tensado, compuesto por madera aserrada o madera cepillada, cada tablón esta orientado longitudinalmente al puente, junto con la dirección de la fibra longitudinal de la madera (Fig. 2-5). Entonces el eje X coincide con la dirección longitudinal del puente y

con el eje longitudinal L de la madera. El eje Y coincide con la dirección transversal del puente y con el eje tangencial T o radial R de la madera, dependiendo de la orientación de cada tablón aserrado, pudiendo ser madera floreada o cuarteada. El eje Z coincide con la dirección perpendicular al puente y con el eje tangencial T o radial R, dependiendo, igual que el caso anterior, de la orientación de cada tablón aserrado, pudiendo ser madera floreada o cuarteada.

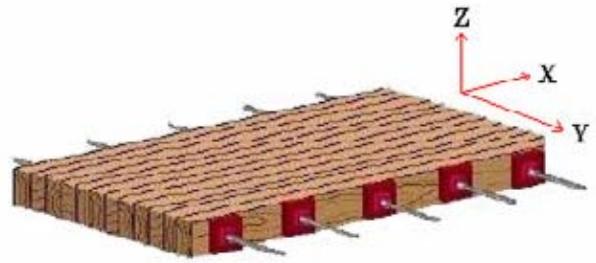


Fig. 2-5: Orientación de las laminaciones.

Como se menciona los tableros de madera post-tensados se componen por tabloncillos dispuestos de canto en la dirección longitudinal del puente (Fig. 2-5), los cuales son post-tensados en conjunto en dirección transversal por medio de barras de acero de alta resistencia. Con este proceso se logra una placa sólida de madera (Fig. 2-6), donde los tabloncillos se encuentran unidos entre sí solo por la compresión inter laminar generada por el post-tensado, logrando continuidad en el tablero. Esto permite que la placa de rodado pueda repartir cargas, es decir tabloncillos vecinos que no se encuentran directamente cargados colaboren en resistir parte de la carga, desarrollando continuidad y transferencia de corte entre las láminas.

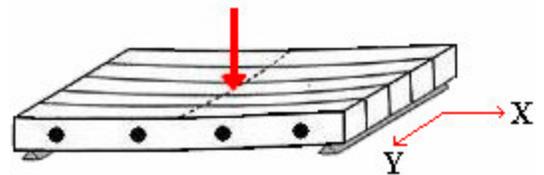


Fig. 2-6: Formación de placa sólida.

(Ref. 7.- Ritter, M. 1990)

El tablero al ser sometido a las cargas de un vehículo, actuara como una placa ortotrópica con diferentes propiedades en las direcciones longitudinales y transversales. La carga produce deflexiones descendentes en todo el tablero, a excepción de los puntos de apoyo, produciéndose desplazamientos en ambas direcciones, transversal y longitudinalmente. Debido a esto se generan momentos flectores en ambas direcciones. Cuando las ruedas de un vehículo son colocadas sobre las laminaciones del tablero, la flexión transversal tiende a abrir y separar las laminaciones del tablero bajo el punto de carga (Fig. 2-7) y el corte transversal tiende a producir deslizamiento vertical entre las laminaciones (Fig. 2-8). Si el nivel de preesfuerzo a sido suficiente entre las laminaciones, manteniendo un tensado lo más cercano al 100% inicial, las acciones antes mencionadas no ocurrirán. Para la flexión transversal, el esfuerzo de compresión balanceara directamente los efectos de tracción situados en la zona inferior del tablero y para el corte el deslizamiento vertical está prevenido por la fricción entre las laminaciones debido a la compresión introducida por el post-tensado.

(Ref. 7.- Ritter, M. 1990)

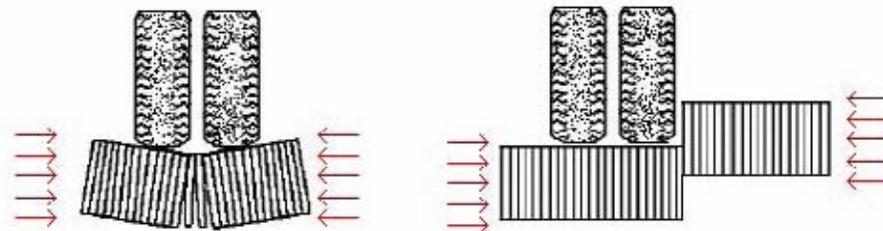


Fig. 2-7: Efecto debido a flexión transversal. Fig. 2-8: Efecto debido a corte transversal.

El diseño del tablero de madera post-tensado deberán especificarse y cumplir con la normativa chilena vigente para las construcciones en madera y normativa AASHTO para el cálculo de puentes y AASHTO 1991, “Guide Specifications for the Design of Stress-Laminated Wood Decks”, para diseño de tableros de madera post-tensados.

2.2.1 SISTEMA DE TENSADO.

El sistema de post-tensado sujeta el puente en conjunto, uniendo y generando la fricción entre las laminaciones del tablero. El sistema de post-tensado esta compuesto por las barras, encargadas de transferir el pre-esfuerzo y el sistema de anclaje que mantiene la fuerza en las barras.

2.2.1.1 BARRAS:

Las barras deben poseer hilo en toda su longitud de desarrollo y deben ser de alta resistencia, cumpliendo especificaciones ASTM A722 y debido a la alta tensión a que son sometidos los elementos de tensado, se vuelven más susceptibles a la corrosión (Fig.2-9). Al usar barras de alta resistencia se necesita una menor sección, disminuyendo el área de exposición, además se debe otorgar una buena protección.



Fig. 2-9: Barras de post-tensado.

En Estados Unidos las barras usadas en este tipo de puentes, han sido protegidas basándose en las condiciones de servicio y ha predominado el uso de galvanizado para protegerlas. Además para otorgar una mayor protección, superando condiciones de servicio con una excesiva humedad, se deben usar protectores de plástico para las barras de tensión. Lo usual es usar protectores de PVC por los cuales se introducen las barras. Para unir tubos de usan anillos de neopreno tipo O, lo que permite que la longitud del tubo se ajuste cuando el ancho del puente se comprime al realizar el post-tensado de las barras (Fig.2-10). Además las barras deben ser engrasadas al momento de insertarlas y se debe aplicar grasa al interior del tubo, lo que entrega una protección adicional a la corrosión. (Ref. 7.- Ritter, M. 1990)

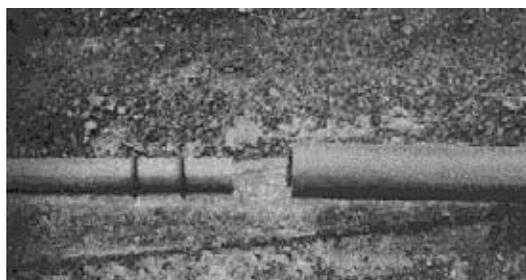


Fig. 2-10: Tubos de PVC y anillos de neopreno.

Las barras del sistema de tensado deberán especificarse y cumplir con los requerimientos de la normativa AASHTO 1991, “Guide Specifications for the Design of Stress-Laminated Wood Decks”.

2.2.1.2 ANCLAJES:

En el borde externo del tablero irán los anclajes que sujetaran las barras de post-tensado que comprimen las laminaciones del tablero. Los anclajes cumplen la misión de distribuir la fuerza de las barras al interior de los elementos sin causar aplastamiento en las laminaciones exteriores del tablero, a modo de no disminuir la tensión en las barras. Se puede utilizar madera de mayor densidad y mayor espesor en la parte exterior del tablero, con el fin de otorgar una buena distribución de la fuerza de compresión colocada en las barras de tensado, a las laminaciones del tablero. Los sistemas de anclajes usados son, con un perfil canal de acero continuo o placas discretas.

El uso de un perfil canal de acero continuo a lo largo del borde externo del tablero, con una placa de anclaje rectangular y respectiva su tuerca de anclaje en cada barra de post-tensado (Fig.2-11), puede presentar el problema que al producirse aplastamientos, grietas, o fracturas en las laminaciones exteriores, estas no serán visibles a las inspecciones debido a que se encuentran cubiertas por el mismo canal. Además si el lugar de emplazamiento del puente presenta variaciones considerables en la temperatura, el canal de acero continuo puede presentar grandes cambios en su volumen.

(Ref. 7.- Ritter, M. 1990)

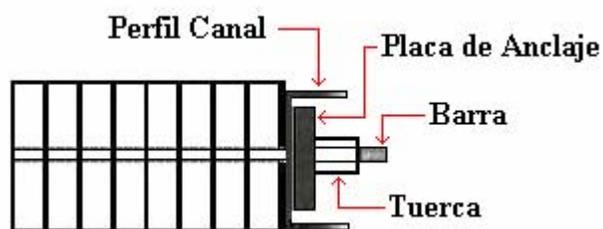


Fig. 2-11: Anclaje con perfil canal de acero.

La configuración de placa discreta utiliza una placa de apoyo rectangular, que esta en contacto directo con las laminaciones exteriores de madera, sobre ella va una placa rectangular de menores dimensiones y una tuerca de anclaje hexagonal (Fig. 2-12). Es una configuración usada con éxito en estados Unidos, ya que no presenta problemas de expansión como el perfil de acero continuo.

(Ref. 7.- Ritter, M. 1990)



Fig. 2-12: Anclaje con placa de apoyo.

El sistema de anclaje usado deberán especificarse y cumplir con los requerimientos de la normativa AASHTO 1991, "Guide Specifications for the Design of Stress-Laminated Wood Decks", pudiendo utilizar madera de mayor densidad y mayor espesor en los bordes del tablero, por entregar mejores resultados según la experiencia extranjera.

2.3 CARPETA DE RODADO.

Es una capa colocada sobre el tablero del puente que forma la superficie del camino (Fig.2-13) Es la parte del puente que se encuentra en contacto directo con las ruedas de los vehículos. Es uno de los componentes más importantes de este tipo de puentes, pues entrega seguridad al proporcionar una superficie suave al tránsito de los vehículos y protege al tablero de la abrasión y acción física directa del tráfico. Sin la carpeta de rodado los puentes de este tipo tienden a desgastarse con mayor rapidez, acelerando su deterioro y reduciendo su capacidad estructural. La carpeta de rodado se instala sobre una membrana geotextil y el material de que esta compuesta dependerá del peso, volumen y velocidad del tráfico, además de los costos de instalación y de mantenimiento.

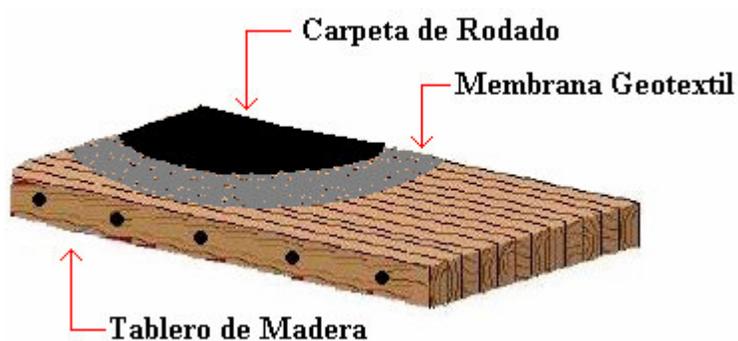


Fig. 2-13: Carpeta de rodado en la superficie.

En los puentes de tablero de madera tensados transversalmente se pueden utilizar además de carpetas de rodado asfálticas o de tratamiento superficial simple, para un tránsito vehicular alto, una superficie de rodado de tablas de madera o agregado pétreo si el tránsito es reducido o se requiere utilizar materiales con un menor costo. *(Ref.7.- Ritter, M. 1990)*

2.4 COMPORTAMIENTO DE LOS TABLEROS.

El comportamiento estructural en el tiempo de un tablero de madera tensado transversalmente es una de las consideraciones más importantes que deben ser previstas para su correcto funcionamiento, puesto que la capacidad de carga del puente se verá disminuida por la respuesta de la madera sometida a compresión permanente y a variables ambientales, como son los cambios en el contenido de humedad y variaciones de temperatura. Esta disminución en la capacidad de carga del tablero se relaciona directamente con la pérdida del post-tensado en el tiempo, pues al disminuir la compresión ínter-laminar entre las láminas del tablero, el puente aminora su capacidad resistente. *(Ref. 8.- Valenzuela, L. 2001)*

2.4.1 PÉRDIDAS DE POST-TENSADO:

La capacidad de carga del tablero para puente se verá disminuida por la respuesta de la madera sometida a un esfuerzo de compresión permanente en el tiempo y a las acciones de las variables ambientales. La disminución en la capacidad de carga del tablero se relaciona en forma directa con las pérdidas de tensión en las barras. Estas pérdidas son considerables, pero con un buen diseño y mantenimiento se puede lograr que el puente no sea afectado estructuralmente.

En “Funcionamiento de puentes post-tensados en madera” desarrollado en la Universidad de Concepción, Chile, se citan y definen los principales efectos que ocasionan las pérdidas de post-tensado en las barras.

2.4.1.1 PÉRDIDA DEBIDA AL CREEP EN LA MADERA:

Con el tiempo, el nivel de esfuerzo colocado durante la instalación del tablero disminuirá por efecto del creep en la madera. Cuando una fuerza de compresión constante es colocada en la madera, ésta lentamente se deformará en el tiempo, fenómeno conocido como creep. Producto de la carga de compresión a la que queda sometida la madera por el tensado de las barras, esta padece creep acortando el ancho del puente con la consecuente disminución de la tensión de las barras reduciendo de esta manera su efectividad. Aunque el creep es una característica natural que afecta adversamente el nivel de tensado, investigaciones en Ontario han desarrollado un método eficiente para controlar este fenómeno. La pérdida de tensión en las barras puede ser controlada con el número de veces que el tablero es re-tensado. Lo anterior se refleja en el gráfico que muestra la respuesta de la tensión en las barras de tensado en el tiempo, frente al número de veces en que estas son re-tensadas al 100% inicial (Fig.2-14).

(Ref. 8.- Valenzuela, L. 2001)

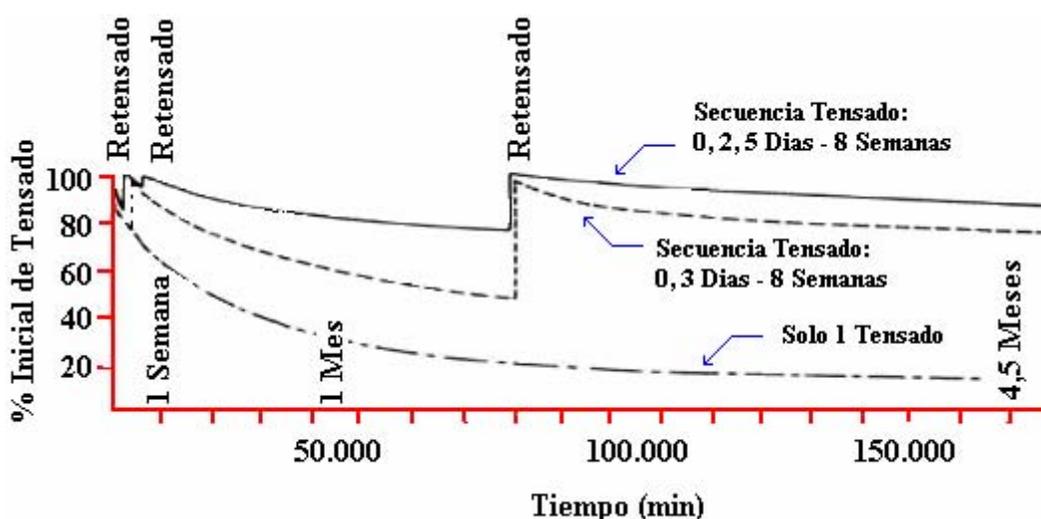


Fig. 2-14: Pérdida de tensión en las barras de tensado debido al creep en la madera.

2.4.1.2 PÉRDIDA POR LA VARIACIÓN EN EL CONTENIDO DE HUMEDAD DE LA MADERA:

El contenido de humedad en la madera durante la instalación y en servicio, es una de las primeras consideraciones para el diseño de estructuras de madera expuestas a la intemperie. Cambios en el contenido de humedad, pueden afectar a la resistencia y rigidez de la madera. Estos efectos son reconocidos en el diseño por medio de factores de modificación.

En los puentes de madera tensados transversalmente los cambios dimensionales influyen directamente sobre el funcionamiento del tablero y por lo tanto en el nivel de tensado. La estabilidad dimensional de la madera se ve afectada por cambios en el contenido de humedad. Debajo del punto de saturación de la fibra, aproximadamente un 30% en el contenido de humedad, la madera se expandirá al ganar humedad y contraerá al perderla.

Las variaciones en el contenido de humedad de los tableros tensados puede tener efectos globales y efectos localizados. Los efectos globales se relacionan con la estructura entera y ocurren lentamente luego de la construcción, cuando el contenido de humedad de los tableros del puente se mueve hacia un equilibrio con la humedad del ambiente. Los efectos localizados afectan a las superficies expuestas del puente, en especial sobre superficies mojadas o se reflejan en las fluctuaciones estacionales del contenido de humedad de equilibrio, siendo de más rápido efecto que los efectos globales. *(Ref. 8.- Valenzuela, L. 2001)*

2.4.1.3 PÉRDIDA DEBIDA A VARIACIONES DE TEMPERATURA:

Como ya se sabe, los tableros post-tensados utilizan madera y acero. El coeficiente de dilatación térmica de la madera en el sentido longitudinal de la fibra, es aproximadamente un tercio que del acero, mientras que el coeficiente de dilatación térmica en dirección perpendicular a las fibras es 5 a 15 veces mayor que el correspondiente a la dirección paralela a la fibra. Dado lo anterior y en vista que en los tableros post-tensados, la orientación de las fibras es fortuitamente combinada entre direcciones tangencial y radial, se encontró que en el sentido transversal del tablero el coeficiente de dilatación de la madera es aproximadamente el doble que el del acero. Datos registrados durante el monitoreo en algunos puentes post-tensados de Estados Unidos, indicaron que la tensión en las barras decrecía cuando las temperaturas bajaban. La magnitud de este decremento depende del rango de las temperaturas, duración de las bajas temperaturas y contenido de humedad de la madera. La interacción térmica en el tablero es complicada, dadas las propiedades térmicas de la madera, que depende de muchos factores, incluyendo la orientación de la fibra. *(Ref. 8.- Valenzuela, L. 2001)*

Las disminuciones de temperatura en el corto plazo, 24 horas o menos, han mostrado pequeños efectos en la fuerza de la barra, debido a que la conductividad térmica de la madera es muy baja. Este efecto debido a las bajas temperaturas es completamente recuperable y la tensión en las barras retorna a su nivel original cuando se incrementa la temperatura.

2.4.1.4 PÉRDIDA POR APLASTAMIENTO:

Como ya se mencionó, el propósito del sistema de anclaje es de distribuir la fuerza de las barras al interior del tablero sin causar aplastamiento en las laminaciones exteriores. Pero de ocurrir el aplastamiento en las laminaciones exteriores del tablero, la reducción de la fuerza en las barras de post-tensado puede llegar a ser considerable.

Si bien la utilización de un sistema de anclaje de configuración perfil canal, resulta ser menos económico que el de configuración placa discreta, el aplastamiento de la madera bajo el perfil canal es mínimo. Mientras que el funcionamiento de la configuración de placa discreta ha resultado ser variable. Como por ejemplo, en la construcción en Estados Unidos de algunos tableros de madera post-tensados que han utilizado especies de maderas blandas, las placas han causado un aplastamiento en las laminaciones exteriores. La magnitud de este aplastamiento a sido típicamente entre 6 a 10 milímetros, lo cual es aceptable en muchas situaciones, sin embargo se han registrado aplastamientos de 25 milímetros o más.

El aplastamiento puede deberse a 2 situaciones. Primero, que el aplastamiento se haya originado por un mal diseño en el dimensionamiento de las placas de apoyo del sistema de anclaje. Segundo, debido a efectos localizados en el contenido de humedad, principalmente cuando la superficie del tablero no ha sido cubierta con una carpeta asfáltica, lo cual incrementa el contenido de humedad de la parte superior del tablero, provocando como primer efecto un incremento de la fuerza en las barras debido al hinchamiento de la madera y como segundo efecto la consecuente pérdida de fuerza en las barras debida al aplastamiento originado.

Como solución para este fenómeno, a los puentes construidos de madera blanda se les proporciona laminaciones exteriores de madera dura. En el monitoreo de los puentes construidos de esta forma, no se han registrado aplastamientos y han funcionado bien. *(Ref. 8.- Valenzuela, L. 2001)*

2.4.1.5 PÉRDIDA POR EXUDACIÓN DEL PRESERVANTE:

El exceso de preservante no implica un aumento en la vida de servicio de la estructura, sin embargo en los puentes post-tensados, la excesiva aplicación de preservante, causará una exudación una vez tensado el tablero, provocando pérdidas de pre-esfuerzo en un periodo relativamente corto luego de haber sido construido. *(Ref. 8.- Valenzuela, L. 2001)*

2.4.2 INTRODUCCIÓN DE UNIONES DE TOPE:

Como en la mayoría de los casos para el tablero de madera post-tensado se utilizaran laminaciones que no alcanzan a cubrir la luz del puente, se deberá introducir uniones de tope al tablero. Las uniones de tope son realizadas por simple contacto entre tablonés, con cortes rectos y sin utilizar ningún adhesivo. Considerando que la transferencia de carga entre laminaciones adyacentes se desarrolla exclusivamente por la fricción que se genera debido a la compresión aplicada por el tensado de las barras, las laminaciones no requieren ser continuas sobre la luz libre total del tablero, permitiéndose el uso de uniones de tope. Sin embargo estas uniones de tope influyen en la rigidez del tablero, disminuyendo su rigidez en comparación a un tablero que utilice laminaciones continuas en toda su longitud.

Investigaciones de la West Virginia University mostraron que la presencia de uniones de tope reduce la rigidez longitudinal del tablero. Además, la discontinuidad de las uniones de tope reduce la sección efectiva disponible a resistir la tensión de flexión. Una unión de tope no permite la transferencia directa de momento a lo largo de la abertura, sin embargo éste se transfiere a través de la tensión de corte inter-laminar que se genera en las caras de las láminas adyacentes, presentes en ambos lados de la unión de tope. Sin embargo el efecto de las uniones de tope en la rigidez flexural en su sentido transversal es muy pequeño y se puede despreciar dicho efecto. *(Ref. 3.- Ritter, M. 1990)*

La guía AASHTO 1991, para el diseño de puentes utilizando un tablero de madera post-tensado, en la sección 3.25.5.4, prevé e incluye la disminución de la rigidez longitudinal, por lo que restringe las uniones de tope considerando como mínimo una longitud de 4 pies, 1,22 metros de separación longitudinal entre las uniones de tope de laminaciones adyacentes y además se recomienda que no puede existir más de 1 unión de tope en alguna de 4 laminaciones adyacentes, en el sentido transversal (Fig. 2-15). Para cumplir estos 2 requerimientos se deberían usar como mínimo laminaciones de 4,8 metros de longitud.

Considerando la gran longitud mínima requerida, 4,8m y debido a que el ancho de las laminaciones en este tipo de estructuras va de las 10 in, 25,40cm, hasta las 16 in, 40,64cm, no existe facilidad de encontrar distribuidores en Chile que entreguen madera para uso estructural con estas características. Comercialmente la madera se puede encontrar de 3,2m, 3,6m y 4,0m con mayor dificultad, por lo que las uniones de tope se deben restringir a que no exista más de 1 unión de tope en alguna de 4 laminaciones adyacentes con separación longitudinal por lo menos de 1,0m.

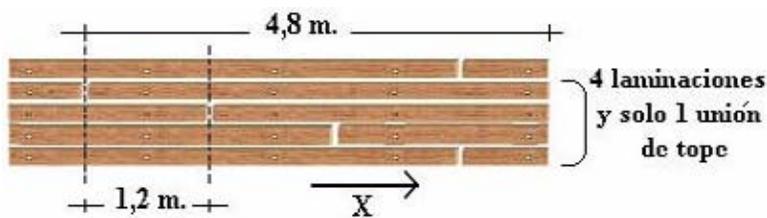


Fig. 2-15: Requerimiento mínimo recomendado por AASHTO 1991.

CAPITULO III

ESTUDIO DE PROPIEDADES DEL TABLERO DE MADERA TENSADO TRANSVERSALMENTE

En este capítulo se pretende determinar el *Factor de Reducción Producto de las Uniones de Tope* C_{bj} , en tableros tensados de pino Radiata para su utilización en puentes. Se realizará un ensayo con una probeta a escala real, considerando diferentes niveles de tensado y uniones de tope estandarizadas. A través de una relación experimental y analítica, entre la rigidez flexural del tablero tensado con y sin uniones de tope, se pretende encontrar un factor de reducción aceptable para su utilización en el diseño, adecuándose a la realidad nacional.

3.1 DETALLES DEL ESTUDIO.

3.1.1 CONCEPTOS.

- **Uniones de tope:** Como se indicó anteriormente las uniones de tope se realizan por simple contacto entre laminaciones y la transferencia de carga entre laminaciones adyacentes se desarrolla exclusivamente por la fricción generada debido a la compresión aplicada por el tensado de las barras. Las uniones de tope no permiten la transferencia directa de momento a través de la unión misma, transfiriéndose a través de la tensión de corte interlaminar que se genera en las caras de las laminas presentes en ambos lados de la unión de tope. Debido a esto las laminaciones no requieren cubrir la luz libre total del tablero, permitiéndose la introducción de uniones de tope, aunque estas influyen disminuyendo la rigidez del tablero. (Ref. 9.- Dávalos, J. 1993)

- **Tableros sin uniones de tope - Módulo de elasticidad longitudinal:** En un tablero laminado sin uniones de tope, el módulo de elasticidad longitudinal puede ser representado como el valor promedio del módulo elástico de cada una de las laminaciones que lo componen. Además, la rigidez flexural de los tableros tensados sin uniones de tope es independiente del nivel de compresión transversal aplicado a través de las barras de tensado. (Ref. 9.- Dávalos, J. 1993)

- **Tableros con uniones de tope – Rigidez:** Una unión de tope produce una discontinuidad, esto disminuye la sección efectiva que debe resistir la tensión de flexión, por lo que se produce una reducción

importante en la rigidez longitudinal del tablero, mientras que en el sentido transversal la rigidez casi no se ve afectada. (Ref. 9.- Dávalos, J. 1993)

- **Modulo de elasticidad real E_{XR}** : Se considera el modulo de elasticidad real cuando los efectos producto del esfuerzo de corte son considerados. Entonces el modulo de elasticidad real se debe determinar incluyendo tanto los efectos de la flexión como el de corte.
- **Modulo de elasticidad aparente E_{XA}** : Se considera el modulo de elasticidad aparente cuando los efectos producto del esfuerzo de corte no son considerados en una modelación. En estos casos las deformaciones por corte son prácticamente despreciables frente a las deformaciones producto de la flexión, es decir la razón $\delta_{corte} / \delta_{flexion}$ es prácticamente nula, por lo que el modulo de elasticidad aparente se puede asumir similar al modulo de elasticidad real. La influencia del esfuerzo de corte se vuelve despreciable en vigas de madera cuya razón entre la longitud y la altura L/h es bastante alta, con valores superiores a 16 y hasta 24 dependiendo del tipo de madera a utilizar.

En este estudio la propiedad de mayor importancia a determinar es el Módulo de Elasticidad Longitudinal. En la dirección longitudinal, en tableros con uniones de tope, se produce la mayor disminución en la rigidez producto de la inclusión de dichas uniones, por lo que el modulo de elasticidad longitudinal resulta de mayor interés para el diseño. Se obtendrán valores experimentales de E_x a partir de ensayos de flexión bajo 2 cargas concentradas simétricas, ubicadas a $L/3$ desde los apoyos. Con esta distribución se logra que en el tramo central la fuerza cortante sea nula, con lo que los valores de E_x obtenidos de los ensayos se generan a partir de un estado de flexión pura.

3.1.2 CONTEMPLACIONES DEL ESTUDIO.

Para llevar a cabo el estudio se construirá una probeta consistente en un tablero tensado a escala real, compuesto por laminaciones de pino Radiata, con el fin de determinar mediante ensayos experimentales el modulo de elasticidad longitudinal. Este estudio contempla el uso de un patrón de uniones de tope de 1 en 4, mínimo patrón recomendado por Ritter, 1990. La frecuencia de las uniones de tope permite que el tablero tenga una adecuada distribución de las barras de tensado, asegurando que ninguna perforación para las barras coincida con una unión de tope. Con esto se obtiene una sección representativa del comportamiento general del tablero.

La sección será modela como viga, estableciendo la rigidez del conjunto de laminaciones que la componen. La rigidez EI representa la rigidez flexural del tablero compuesto por laminaciones sin uniones

de tope y la rigidez $E_x I$ representa la rigidez flexural reducida o efectiva del tablero con un patrón de uniones de tope de 1 en 4. El factor de reducción C_{bj} , puede ser determinado utilizando la ecuación 3.1, con la razón entre el modulo de elasticidad longitudinal E para un tablero sin uniones de tope y el modulo de elasticidad longitudinal E_x para un tablero con uniones de tope:

$$C_{bj} = \frac{E_x}{E} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Donde: C_{bj} : Factor de modificación por uniones de tope.

E_x : Modulo de elasticidad longitudinal, con uniones de tope en, Kgf / cm².

E : Modulo de elasticidad longitudinal, sin uniones de tope en, Kgf / cm².

La reducción de la rigidez flexural debido a las uniones de tope puede obtenerse usando los factores de ajuste propuestos por autores extranjeros y por la normativa AASHTO 1991, guía de diseño para tableros de madera post-tensados. Sin embargo se pueden validar experimentalmente, registrando la respuesta que presenta un tablero ante una carga estática, utilizando la teoría de viga y determinando el modulo de elasticidad longitudinal. Los ensayos realizados permitirán proporcionar una correlación experimental y analítica para la rigidez flexural de los tableros de madera tensados transversalmente, para el patrón de 1 en 4 uniones de tope, con en fin de poder recomendar un factor de reducción aceptable para el diseño.

El porcentaje de reducción se define en la sección 3.25.5.4 de la normativa AASHTO 1991, “Guide Specifications for the Design of Stress-Laminated Wood Decks” y se calcula en función de las laminaciones libres en el sentido transversal entre uniones de tope, ecuación 3.2:

$$C_{bj} = \frac{j}{j+1} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Donde: C_{bj} : Factor de modificación por uniones de tope.

j : Número de laminaciones entre 2 uniones de tope, en la dirección transversal.

Entonces al usar el requerimiento mínimo, de no más de 1 unión de tope en alguna de 4 laminaciones adyacentes, en el sentido transversal, el número de laminaciones entre 2 uniones de tope es $j = 3$ y el factor de reducción corresponde a:

$$C_{bj} = \frac{3}{3+1} = 0.75$$

Este coeficiente puede ser comparado con los propuestos por otros autores, extranjeros y chilenos.
(Tabla 3-1)

| Patrón de Uniones de Tope | Autor | Tipo de Madera | Factor C_{bj} |
|---------------------------|----------------|-----------------|-----------------|
| 1 en 4 | ASSHTO 1991 | Todas | 0,75 |
| 1 en 4 | Ritter 1990 | Todas | 0,80 |
| 1 en 4 | Jaeger 1990 | Todas | 0,80 |
| 1 en 4 | Calil 1997 | Pinus Elliottii | 0,88 |
| 1 en 4 | Calil 1998 | Eucalyptus | 0,86 |
| 1 en 4 | Calil 1999 | Citriodora | 0,86 |
| 1 en 4 | Arriegada 2003 | Pinus Radiata | 0,82 |

Tabla 3-1: Valores recomendados para factor de reducción debido a las uniones de tope.

En el diseño de un puente de tablero de madera post-tensado continuo, será necesario determinar la variable de reducción C_{bj} en tableros de madera post-tensados de pino Radiata, debido a que no existe normativa nacional que avale el cálculo de este factor utilizando la normativa ASSHTO 1991 para madera chilena de pino Radiata. Se determinará dicho factor para la introducción de una unión de tope en 4 laminaciones adyacentes, correspondientes al patrón mínimo posible a utilizar según recomendaciones extranjeras.

Los datos obtenidos en el ensayo realizado en el LEMCO, para determinar la variable de reducción C_{bj} en este tipo de tableros, serán comparados con datos de ensayos realizados en Chile para madera de pino Radiata, datos propuestos por autores extranjeros para todo tipo de madera y los señalados por la normativa AASTHO 1991 “Guide Specifications for the Design of Stress-Laminated Wood Decks”, para realizar un diseño que se adecue a la realidad nacional.

3.2 MODELO DE CÁLCULO.

Para determinar el coeficiente C_{bj} , se construirá una losa de 4,5 m de largo, 0,6 m de ancho y 0,15 m de espesor. Se utiliza madera de pino Radiata de grado estructural G2, de 4 m de longitud y espesor 0,05 m. Se usaran 9 barras de acero ASTM A-307 con sistema de anclaje de placas discretas de 100x100x6 mm para placas de apoyo y 50x50x3 mm para las placas de apoyo. La losa será simplemente apoyada dejando una luz libre de 4 m y sometida a carga a L/3 desde los apoyos (Fig. 3-1).

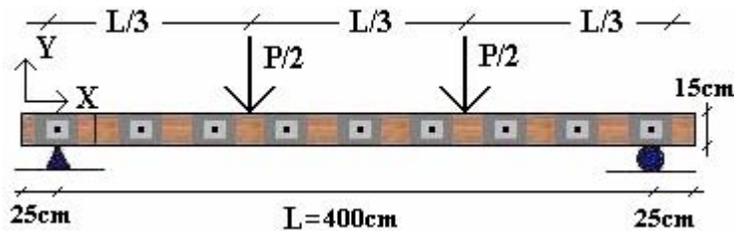


Fig. 3-1: Modelo de cálculo para ensayo.

Como se indicó el tablero será modelado como una viga simplemente apoyada sometida a 2 cargas verticales en su parte central, a $L/3$ desde los apoyos, de modo de generar un estado de flexión. Las deformaciones de la viga sometida a flexión corresponden a la suma de la deformación debido a la flexión $\delta_{flexion}$ y la deformación debido al esfuerzo de corte δ_{corte} .

El modelo de cálculo de viga presenta el siguiente diagrama de cuerpo libre, diagrama de corte y de momento respectivamente (Fig. 3-2):

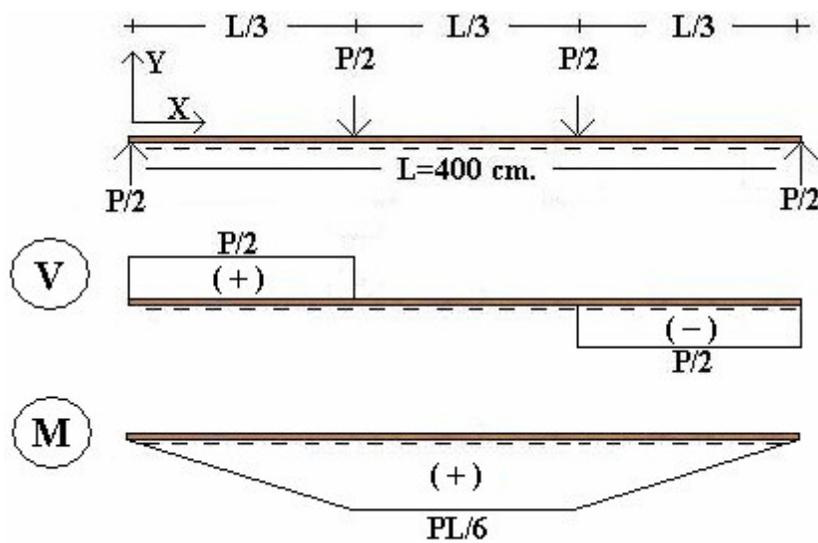


Fig. 3-2: Diagramas generados en modelo de cálculo.

La idea de esta modelación es lograr que el tramo central de la viga se encuentre en un estado de flexión pura, es decir libre de corte. Entonces el tramo central se puede considerar como un elemento aislado sometido a las dos cargas externas en sus extremos, de magnitud $P/2$. También se generan dos momentos flectores que representan las reacciones internas que se generan a una distancia $L/3$ desde los apoyos, de magnitud $PL/6$.

Para poder determinar el módulo de elasticidad longitudinal del tablero con uniones de tope E_x , es necesario realizar una modelación con el tramo central de la viga, incluyendo la presencia de apoyos ficticios que teóricamente sirven para determinar el desplazamiento relativo de la parte central respecto a dichos apoyos.

El modelo de cálculo de la parte central viga, libre de corte, presenta el siguiente diagrama de cuerpo libre y de momento respectivamente (Fig. 3-3):

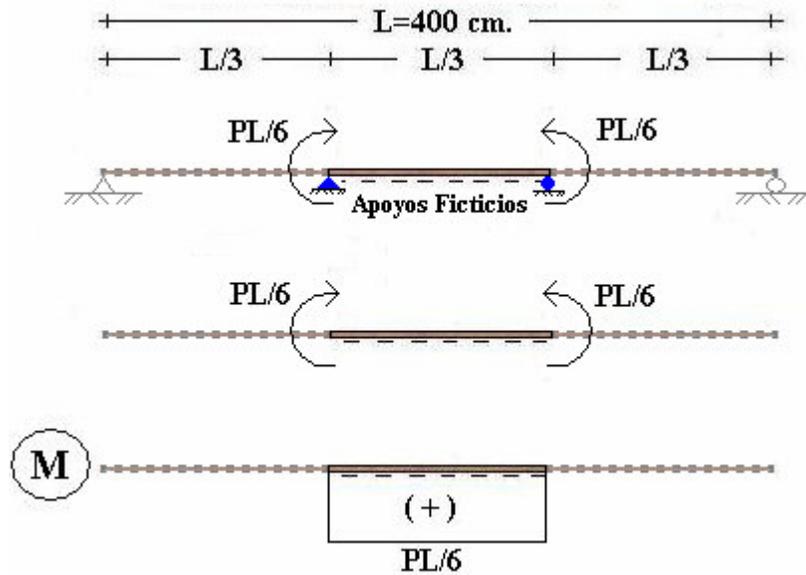


Fig. 3-3: Diagramas generados en modelo de cálculo de tramo central.

El modulo de elasticidad longitudinal del tablero con uniones de tope E_x quedará determinado en función de la deflexión relativa δ_r generada respecto a los apoyos ficticios, por lo que para su determinación mediante este ensayo de flexión será necesario registrar las deflexiones totales δ_T , producidas en $L/2$ centro de la luz de la viga y las deflexiones parciales δ_p producidas bajo las cargas aplicadas $P/2$ a una distancia $L/3$ desde los apoyos de la viga.

La metodología seguida en este ensayo, corresponde la propuesta por la normativa ASTM D198 para la determinación de propiedades mecánicas en vigas de madera sometidas a flexión, por lo que con el registro de las deflexiones totales δ_T y las deflexiones parciales δ_p , se puede obtener la deformación relativa δ_r utilizando la ecuación 3.3 y finalmente el modulo de elasticidad real de la viga de cálculo, que corresponde al modulo de elasticidad longitudinal del tablero con uniones de tope E_x , utilizando la ecuación 3.4.

$$\delta_r = \delta_T - \delta_p \quad (\text{Ec. 3.3}) \quad \delta_p = \frac{(\delta_{P1} + \delta_{P2})}{2} \quad (\text{Ec. 3.3.1})$$

Donde: δ_r : Deformación relativa generada respecto a los apoyos ficticios en, cm.

δ_T : Deformación total producida en $L/2$, centro de la luz de la viga en, cm.

δ_p : Promedio de las deformaciones producidas bajo las cargas aplicadas $P/2$ a una distancia $L/3$ desde los apoyos de la viga en, cm.

δ_{P1}, δ_{P2} : Deformación parcial producida bajo una carga $P/2$ a una distancia $L/3$ desde los apoyos de la viga en, cm.

$$E_x = \frac{3 \times P \times \left(\frac{L}{3}\right)^3}{4 \times b \times h^3 \times \delta_r} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Donde: E_x : Modulo de elasticidad real del tablero en, Kgf /cm².

P : Carga aplicada en, Kgf.

L : Luz libre entre centro de los apoyos en, cm.

b : Ancho de la viga en, cm.

h : Espesor de la viga en, cm.

δ_r : Deformación relativa generada respecto a los apoyos ficticios en, cm.

3.3 METODOLOGÍA DEL ENSAYO.

3.3.1 TENSIÓN A APLICAR.

El tablero tiene una longitud de 4,5 metros, una altura de 0,15 metros, un ancho inicial antes de la compresión de 0,6 metros y esta compuesto por laminaciones de madera de pino Radiata de grado estructural G2 de 0,15 x 0,05 metros, utilizando 9 barras de acero de calidad ASTM A307 de 1 metro de longitud y $\frac{5}{8}$ de pulgada de diámetro, a una distancia de 50 centímetro, con placas discretas de 100x100x6 milímetros y placas de anclaje de 50x50x3 milímetros, con la siguiente configuración (Fig. 3-4, 3-5 y 3-6):



Fig. 3-4: Tablero utilizado en ensayo.

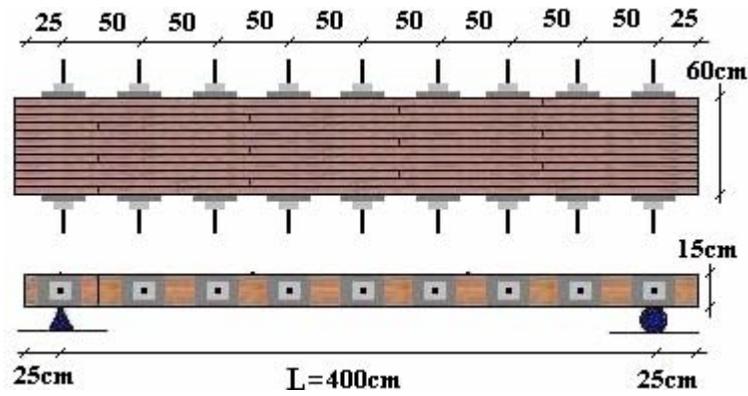


Fig. 3-5: Configuración de tablero utilizado en ensayo.



Fig. 3-6: Barras de tensado, placas de apoyo, placas de anclaje y tuercas hexagonales.

El tablero construido se ensayara utilizando 4 distintos niveles de tensado, realizando un total de 4 ensayos al tablero. El nivel de presión máximo elegido para utilizar en las laminaciones del tablero corresponde a 5 kgf/cm². El ensayo consiste en aplicar la carga y medir deformación bajo los 4 niveles de tensado establecidos, 25%, 50%, 75% y 100% del nivel máximo. El área de aplicación de la presión requerida corresponde a la separación entre barras 50cm por el espesor del tablero 15cm. Con la presión requerida y el área de aplicación se obtiene la fuerza a aplicar. (Tabla 3-2)

| Porcentaje | Presión Aplicar a Laminaciones | Fuerza a Aplicar |
|------------|---|--|
| 25% | $P_i \text{ 25\%} = 1,25 \text{ kgf/cm}^2$ | $T \text{ 25\%} = 937,50 \text{ kgf}$ |
| 50% | $P_i \text{ 50\%} = 2,50 \text{ kgf/cm}^2$ | $T \text{ 50\%} = 1.875,00 \text{ kgf}$ |
| 75% | $P_i \text{ 75\%} = 3,75 \text{ kgf/cm}^2$ | $T \text{ 75\%} = 2.812,50 \text{ kgf}$ |
| 100% | $P_i \text{ 100\%} = 5,00 \text{ kgf/cm}^2$ | $T \text{ 100\%} = 3.750,00 \text{ kgf}$ |

Tabla 3-2: Presión y fuerza a aplicar a las laminaciones.

Para medir la deformación en las barras, se hacen 2 agujeros en las laminaciones del tablero y se sueldan a la barra 2 pletinas para fijar un dial que mide la deformación en la barra a medida que se va aplicando tensión a la barra con una llave de tuerca. Las pletinas se ubican a 44 cm de distancia una de otra (Fig. 3-7).

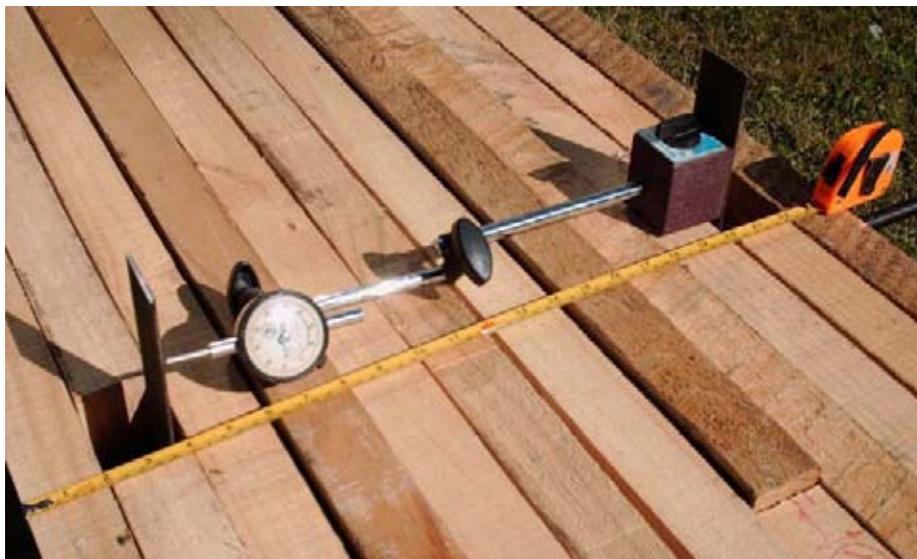


Fig. 3-7: Sistema de medición de tensión utilizado en el ensayo.

Esta fuerza debe ser aplicada a cada barra de tensado para que se transfiera como la presión requerida en el área de aplicación. Se utilizan barras de acero de calidad ASTM A307 de $\frac{5}{8}$ " de diámetro, con una área de $1,98\text{cm}^2$, una tensión de fluencia de 2.300kgf/cm^2 y modulo de elasticidad de $2,1 \times 10^6\text{kgf/cm}^2$. Debido a que la tensión necesaria a aplicar a cada barra se medirá por deformación, al no existir herramientas para medir tensión aplicada, se obtiene la deformación en milímetros para cada nivel de tensado. Se considera el largo efectivo de la barra como la distancia entre las pletinas soldadas a la barra que servirá de patrón para medir las deformaciones, distanciadas en 44cm (Tabla 3-3).

| Porcentaje | Tensión a Aplicar en Barras | Deformación a Medir en Barras |
|------------|---|-------------------------------|
| 25% | F _{25%} = 473,65 kgf/cm ² | Def _{25%} = 0,10 mm |
| 50% | F _{50%} = 947,29 kgf/cm ² | Def _{50%} = 0,20 mm |
| 75% | F _{75%} = 1420,94 kgf/cm ² | Def _{75%} = 0,30 mm |
| 100% | F _{100%} = 1894,58 kgf/cm ² | Def _{100%} = 0,40 mm |

Tabla 3-3: Deformación a medir en las barras.

Para considerar un punto de partida en el número de vueltas primero se giran todas las tuercas hasta que todo el tablero tenga el ancho inicial de 60 cm. Desde ese punto se comienza a medir el número de vueltas necesarias a dar a cada tuerca para obtener la deformación que entrega el 25%, 50%, 75% y 100% de la tensión requerida en las barras y en las laminaciones (Tabla 3-4).

| Porcentaje | Presión Aplicar a Laminaciones | Tensión a Aplicar en Barras | Nº Vueltas |
|------------|--------------------------------------|--|------------|
| 25% | $P_i^{25\%} = 1,25 \text{ kg/cm}^2$ | $F^{25\%} = 473,65 \text{ kgf/cm}^2$ | 5 |
| 50% | $P_i^{50\%} = 2,50 \text{ kg/cm}^2$ | $F^{50\%} = 947,29 \text{ kgf/cm}^2$ | 5 3/6 |
| 75% | $P_i^{75\%} = 3,75 \text{ kg/cm}^2$ | $F^{75\%} = 1420,94 \text{ kgf/cm}^2$ | 6 |
| 100% | $P_i^{100\%} = 5,00 \text{ kg/cm}^2$ | $F^{100\%} = 1894,58 \text{ kgf/cm}^2$ | 6 3/6 |

Tabla 3-4: Numero de vueltas necesarias para obtener la tensión requerida.

3.3.2 MODULO DE ELASTICIDAD E_x , DEL TABLERO.

El ensayo del tablero consiste en dejar una luz libre de 400 cm y someterlo a 2 cargas verticales en su parte central, a $L/3$ desde los apoyos, de modo de generar un estado de flexión (Fig. 3-8). Se debe tomar el registro de las deflexiones totales δ_T y las deflexiones parciales δ_P , para obtener la deformación relativa δ_r utilizando la ecuación 3.3.

Se aplicará carga solo hasta obtener la deformación admisible de $L/360$, es decir para el ensayo del tablero con una luz de 400cm, se aplicara carga vertical hasta obtener el valor de la deformación total igual a la deformación admisible $\delta_T = \delta_T^{Adm} = 1,1 \text{ cm}$.

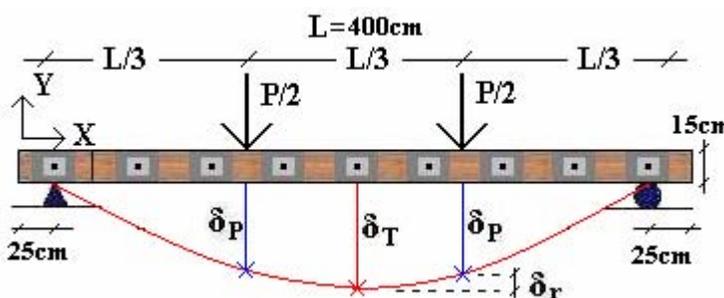


Fig. 3-8: Deformaciones a medir en el tablero.

Finalmente el modulo de elasticidad longitudinal del tablero con uniones de tope E_x , para cada nivel de tensado especificado se obtiene utilizando la ecuación 3.4.

3.3.3 MODULO DE ELASTICIDAD E , DE LAS LAMINACIONES.

Como se indico, el módulo de elasticidad longitudinal de un tablero sin uniones de tope puede ser representado como el valor promedio del módulo elástico de cada una de las laminaciones que lo componen. (Ref. 9.- Dávalos, J. 1993)

Al utilizar madera aserrada de Pino Radiata de grado estructural G2 se puede obtener su módulo de elasticidad en flexión sin modificar, $E = 70.000 \text{ Kg/cm}^2$ según tabla 4-b de NCh 1198, "Madera-Construcciones en Madera-Cálculo". Se debe corregir el módulo de elasticidad aplicando los factores de modificación establecidos en dicha normativa, considerando el contenido de humedad K_H y la temperatura K_T . En el Anexo B se entrega el cálculo de dichos factores, considerando la localidad geográfica de Valdivia donde la humedad de servicio es $H_s = 17\%$ y la temperatura media anual es $T_s = 11,9^\circ C$.

Se modifica el módulo de elasticidad en flexión por los siguientes factores calculados en Anexo B:

-Por Contenido de Humedad : $K_H = 0,9260$

-Por Temperatura : $K_T = 1,0219$

Entonces el módulo de elasticidad de la madera utilizada en el ensayo es corregido por los factores antes calculados, lo que corresponde a $E = 66.239,56 \text{ Kg/cm}^2$. El valor promedio del módulo elástico longitudinal de las laminaciones que componen el tablero corresponde al modulo de elasticidad longitudinal E , del tablero sin uniones de tope, tiene el siguiente valor:

Tabla 3-5: Propiedad Mecánica-Laminaciones en Kg/cm²

| | |
|------------------------------------|-----------------|
| Modulo de elasticidad longitudinal | $E = 66.239,56$ |
|------------------------------------|-----------------|

3.3.4 SISTEMA DE CARGA Y DEFORMACIÓN.

El sistema de carga utilizado en el ensayo de las laminaciones y del tablero corresponde a 2 líneas de carga aplicadas a una distancia $L/3$ desde los apoyos más cercanos. Esto se realiza utilizando bloques de hormigón que tienen un peso promedio de 19 Kgf. El tablero se carga colocando de a 3 bloques en la cada línea de carga y midiendo la deformación bajo la línea de carga y en la mitad de la luz del tablero. Para medir la deformación se disponen diales bajo la línea de carga y bajo el centro de la luz del tablero, los que registran las deformaciones a medida que el tablero es cargado (Fig. 3-9 y 3-10):



Fig. 3-9: Tipo de Dial usado para medir deformación.



Carga1: 1 nivel: 3+3 bloques.



Carga2: 1 nivel: 6+6 bloques.



Carga3: 2 niveles: 6+6 ; 3+3 bloques.



Carga4: 2 niveles: 6+6 ; 6+6 bloques.



Carga5: 3 niveles: 6+6 ; 6+6 ; 3+3 bloques.



Carga6: 3 niveles: 6+6 ; 6+6 ; 6+6 bloques.



Carga7: 4 niveles: 6+6 ; 6+6 ; 6+6 ; 3+3 bloques.



Carga8: 4 niveles: 6+6 ; 6+6 ; 6+6 ; 6+6 bloques.

Fig. 3-10: Sistema de carga utilizado, bloques con peso de 19 kgf en promedio.

3.4 RESULTADOS.

3.4.1 ENSAYOS DEL TABLERO.

El tablero es ensayado con un 25% de la tensión requerida, correspondiente a una presión lateral de 1,25 kgf/cm². A continuación se entrega una tabla que contienen las cargas, deformaciones y módulos de elasticidad obtenidos en el ensayo del tablero con un 25% de la tensión:

| Condiciones | | Deformaciones cm | | | Propiedad |
|-------------|-------|------------------|------------|------------|---------------------------|
| Luz | Carga | Parcial | Central | Relativa | Modulo Elasticidad |
| L cm | P Kgf | δ_P | δ_T | δ_r | E_1 Kgf/cm ² |
| 400 | 114 | 0,14986 | 0,16900 | 0,01914 | 52.289,61 |
| 400 | 228 | 0,32639 | 0,36500 | 0,03861 | 51.842,69 |
| 400 | 342 | 0,49276 | 0,55100 | 0,05824 | 51.553,38 |
| 400 | 456 | 0,66040 | 0,73700 | 0,07660 | 52.262,30 |
| 400 | 568 | 0,82042 | 0,91900 | 0,09858 | 50.583,86 |
| 400 | 682 | 0,97790 | 1,09250 | 0,11460 | 52.245,90 |
| 400 | 796 | 1,13792 | 1,26800 | 0,13008 | 53.722,35 |
| 400 | 910 | 1,30302 | 1,46000 | 0,15698 | 50.892,00 |

Tabla 3-6: Deformaciones y módulos de elasticidad longitudinales en tablero al 25% de la tensión.

Para obtener el módulo elástico longitudinal del tablero ensayado con 25% de la presión lateral se calcula el promedio de los módulos de elasticidad obtenidos para cada nivel de carga y deformación. El modulo de elasticidad longitudinal $E_X^{25\%}$ del tablero con uniones de tope presenta el siguiente valor:

Tabla 3-7: Propiedad Mecánica-Tablero 25% en Kgf/cm²

| | |
|------------------------------------|--------------------------|
| Modulo de elasticidad longitudinal | $E_X^{25\%} = 51.924,01$ |
|------------------------------------|--------------------------|

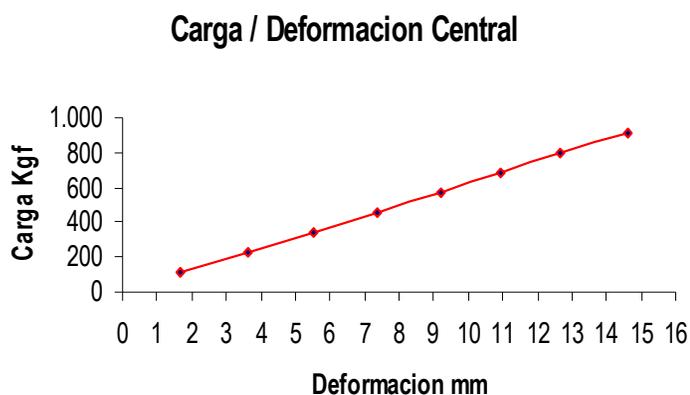


Fig. 3-11: Grafico carga v/s deformación central, con 25% de tensión transversal.

El tablero es ensayado con un 50% de la tensión requerida, correspondiente a una presión lateral de 2,5 kgf/cm². A continuación se entrega una tabla que contienen las cargas, deformaciones y módulos de elasticidad obtenidos en el ensayo del tablero con un 50% de la tensión:

Tablero con 50% de la tensión

| Condiciones | | Deformaciones cm | | | Propiedad |
|-------------|-------|------------------|------------|------------|---------------------------|
| Luz | Carga | Parcial | Central | Relativa | Modulo Elasticidad |
| L cm | P Kgf | δ_P | δ_T | δ_r | E_2 Kgf/cm ² |
| 400 | 114 | 0,140970 | 0,160000 | 0,019030 | 52.591,86 |
| 400 | 228 | 0,322580 | 0,360000 | 0,037420 | 53.491,34 |
| 400 | 342 | 0,490220 | 0,545000 | 0,054780 | 54.809,59 |
| 400 | 456 | 0,650240 | 0,724000 | 0,073760 | 54.274,57 |
| 400 | 568 | 0,810260 | 0,908000 | 0,097740 | 51.018,59 |
| 400 | 682 | 0,970280 | 1,084000 | 0,113720 | 52.650,19 |
| 400 | 796 | 1,131570 | 1,259000 | 0,127430 | 54.839,54 |
| 400 | 910 | 1,290320 | 1,438000 | 0,147680 | 54.096,87 |

Tabla 3-8: Deformaciones y módulos de elasticidad longitudinales en tablero al 50% de la tensión.

Para obtener el módulo elástico longitudinal del tablero ensayado con 50% de la presión lateral se calcula el promedio de los módulos de elasticidad obtenidos para cada nivel de carga y deformación. El modulo de elasticidad longitudinal $E_x^{50\%}$ del tablero con uniones de tope presenta el siguiente valor:

Tabla 3-9: Propiedad Mecánica-Tablero 50% en Kgf/cm²

| | |
|------------------------------------|--------------------------|
| Modulo de elasticidad longitudinal | $E_x^{50\%} = 53.471,57$ |
|------------------------------------|--------------------------|

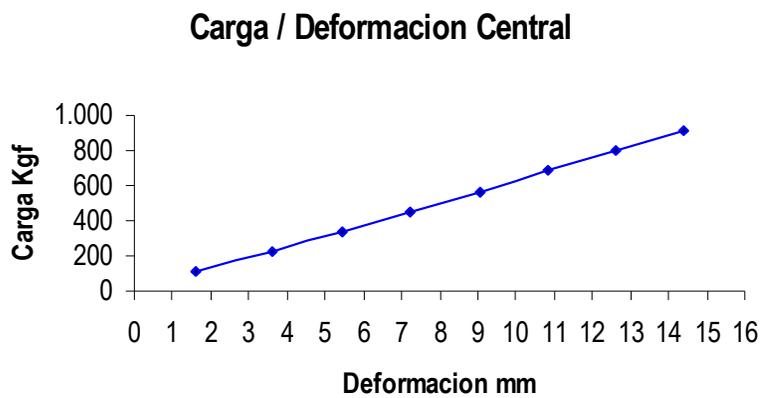


Fig. 3-12: Grafico carga v/s deformación central, con 50% de tensión transversal.

El tablero es ensayado con un 75% de la tensión requerida, correspondiente a una presión lateral de 3,75 kgf/cm². A continuación se entrega una tabla que contienen las cargas, deformaciones y módulos de elasticidad obtenidos en el ensayo del tablero con un 75% de la tensión:

Tablero con 75% de la tensión

| Condiciones | | Deformaciones cm | | | Propiedad |
|-------------|-------|------------------|------------|------------|---------------------------|
| Luz | Carga | Parcial | Central | Relativa | Modulo Elasticidad |
| L cm | P Kgf | δ_P | δ_T | δ_r | E_3 Kgf/cm ² |
| 400 | 114 | 0,139700 | 0,158000 | 0,018300 | 54.689,78 |
| 400 | 228 | 0,312420 | 0,348000 | 0,035580 | 56.257,62 |
| 400 | 342 | 0,477520 | 0,530000 | 0,052480 | 57.211,68 |
| 400 | 456 | 0,642620 | 0,718500 | 0,075880 | 52.758,20 |
| 400 | 568 | 0,792480 | 0,883000 | 0,090520 | 55.087,90 |
| 400 | 682 | 0,932180 | 1,041000 | 0,108820 | 55.020,95 |
| 400 | 796 | 1,074420 | 1,205000 | 0,130580 | 53.516,64 |
| 400 | 910 | 1,239520 | 1,381000 | 0,141480 | 56.467,53 |

Tabla 3-10: Deformaciones y módulos de elasticidad longitudinales en tablero al 75% de la tensión.

Para obtener el módulo elástico longitudinal del tablero ensayado con 75% de la presión lateral se calcula el promedio de los módulos de elasticidad obtenidos para cada nivel de carga y deformación. El modulo de elasticidad longitudinal $E_x^{75\%}$ del tablero con uniones de tope presenta el siguiente valor:

Tabla 3-11: Propiedad Mecánica-Tablero 75% en Kgf/cm²

| | |
|------------------------------------|--------------------------|
| Modulo de elasticidad longitudinal | $E_x^{75\%} = 55.126,29$ |
|------------------------------------|--------------------------|

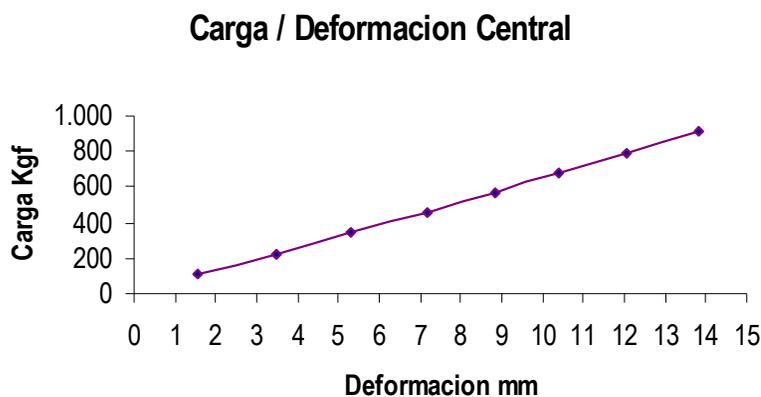


Fig. 3-13: Grafico carga v/s deformación central, con 75% de tensión transversal.

El tablero es ensayado con un 100% de la tensión requerida, correspondiente a una presión lateral de 5 kgf/cm². A continuación se entrega una tabla que contienen las cargas, deformaciones y módulos de elasticidad obtenidos en el ensayo del tablero con un 100% de la tensión:

Tablero con 100% de la tensión

| Condiciones | | Deformaciones | | | Propiedad |
|-------------|-------|---------------|------------|------------|---------------------------|
| Luz | Carga | Parcial | Central | Relativa | Modulo Elasticidad |
| L cm | P Kgf | δ_P | δ_T | δ_r | E_4 Kgf/cm ² |
| 400 | 114 | 0,13462 | 0,15150 | 0,017 | 59.290,46 |
| 400 | 228 | 0,30480 | 0,33900 | 0,034 | 58.527,66 |
| 400 | 342 | 0,45847 | 0,51000 | 0,052 | 58.266,43 |
| 400 | 456 | 0,64008 | 0,70600 | 0,066 | 60.729,55 |
| 400 | 568 | 0,76200 | 0,84800 | 0,086 | 57.983,22 |
| 400 | 682 | 0,89916 | 1,00300 | 0,104 | 57.659,67 |
| 400 | 796 | 0,99568 | 1,12200 | 0,126 | 55.321,43 |
| 400 | 910 | 1,14046 | 1,27900 | 0,139 | 57.665,84 |

Tabla 3-12: Deformaciones y módulos de elasticidad longitudinales en tablero al 100% de la tensión.

Para obtener el módulo elástico longitudinal del tablero ensayado con 100% de la presión lateral se calcula el promedio de los módulos de elasticidad obtenidos para cada nivel de carga y deformación. El modulo de elasticidad longitudinal $E_x^{100\%}$ del tablero con uniones de tope presenta el siguiente valor:

Tabla 3-13: Propiedad Mecánica-Tablero 100% en Kgf/cm²

| | |
|------------------------------------|---------------------------|
| Modulo de elasticidad longitudinal | $E_x^{100\%} = 58.180,53$ |
|------------------------------------|---------------------------|

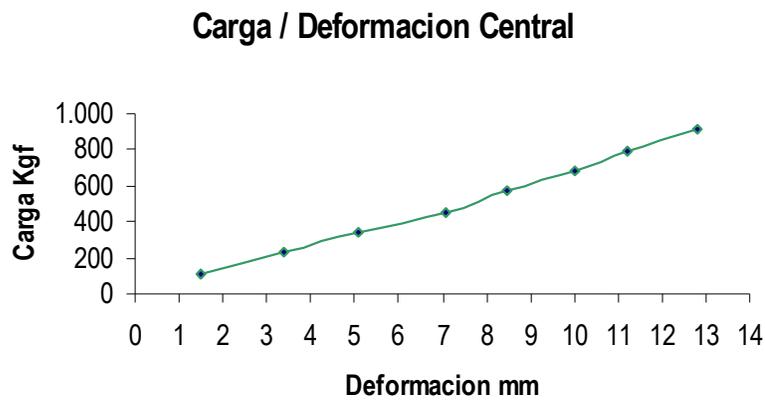


Fig. 3-14: Grafico carga v/s deformación central, con 100% de tensión transversal.

3.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS.

3.5.1 MODULO DE ELASTICIDAD E_x EN TABLERO.

Los valores obtenidos para el modulo de elasticidad en el tablero con uniones de tope y diferentes niveles de tensado se pueden agrupar de tal forma de cuantificar la variación sufrida según el nivel de tensado. Para ello se calcula el valor de dicha variación en forma porcentual entre cada nivel de tensado (Tabla 3-14), observándose que la mayor variación producida debería presentarse entre el 25% y el 100% del nivel de tensado y es un valor relativamente bajo, cercano al 10%.

Tabla 3-14: Variación Porcentual del Modulo de Elasticidad

| Nivel de Tensión | | Modulo E_x | Variación Porcentual | |
|------------------|---------------------|---------------------|----------------------|------------------|
| % | Kgf/cm ² | Kgf/cm ² | % | |
| 25% | 1,25 | 51.924,01 | 2,89% | entre 25% y 50% |
| 50% | 2,50 | 53.471,57 | 3,00% | entre 50% y 75% |
| 75% | 3,75 | 55.126,29 | 5,25% | entre 75% y 100% |
| 100% | 5,00 | 58.180,53 | 10,75% | entre 25% y 100% |

A modo de poder visualizar la tendencia del modulo de elasticidad en el tablero con presencia de uniones de tope de 1 en 4, se puede graficar la relación que presenta dicho modulo de elasticidad con el nivel de tensado aplicado (Fig. 3-9). Se aprecia que existe una leve pendiente que define una tendencia lineal del modulo de elasticidad respecto del nivel de tensado.

RELACIÓN MÓDULO DE ELASTICIDAD V/S NIVEL DE TENSADO

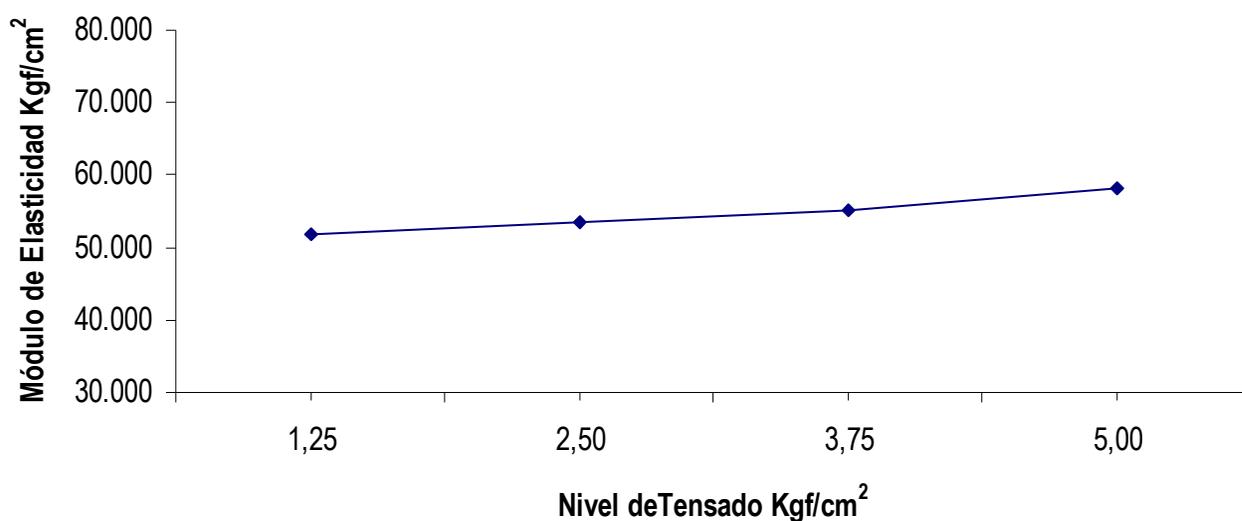


Fig. 3-19: Grafico de tendencia que sigue el modulo de elasticidad en tablero v/s nivel de tensado.

Considerando que existen diferentes módulos de elasticidad E_x , dependiendo del nivel de tensado aplicado al tablero con uniones de tope de 1 en 4, será necesario elegir un valor representativo. Si bien se podría optar por calcular el valor promedio de dichos módulos obtenidos, resulta más conservador elegir el menor de estos valores, considerando que se busca evitar el colapso de la estructura y mantenerla seguridad de la misma.

Si bien el modulo de elasticidad presenta una dependencia lineal respecto al nivel de tensado, el valor elegido debería corresponder modulo de elasticidad correspondiente al tablero con una tensión del 25%, equivalente a 1,25 Kgf/cm², este principio se afirma en los estudios que indican que es posible que existan perdidas de hasta un 60% debido al creep en la madera, indicados en el capitulo II.

Finalmente el valor del modulo de elasticidad longitudinal E_x para tableros de pino Radiata de grado estructural G2, con uniones de tope de 1 en 4, mínimo patrón recomendado, corresponde al obtenido con una tensión de compresión mínima de 1,25 Kgf/cm²:

Tabla 3-15: Propiedad Mecánica-Tablero en Kgf/cm²

| | |
|------------------------------------|-------------------|
| Modulo de elasticidad longitudinal | $E_x = 51.924,01$ |
|------------------------------------|-------------------|

3.5.2 FACTOR DE REDUCCIÓN C_{bj} .

El factor de reducción C_{bj} , analizado para un patrón de uniones de tope de 1 en 4, puede ser determinado con la razón entre el modulo de elasticidad longitudinal para un tablero sin uniones de tope E y el modulo de elasticidad longitudinal para un tablero con uniones de tope E_x .

El modulo de elasticidad longitudinal para un tablero sin uniones de tope $E = 66.239,56$ Kgf/cm² es obtenido bajo el principio que en un tablero sin uniones de tope el modulo de elasticidad es independiente del nivel de tensado y se puede representar como el promedio de los módulos elásticos de las laminaciones que componen el tablero.

En un tablero con uniones de tope el modulo de elasticidad longitudinal presenta una dependencia lineal respecto del nivel de tensado, por lo que no se puede representar como un único valor representativo.

Determinados el modulo de elasticidad longitudinal para un tablero sin uniones de tope $E = 66.239,56 \text{ Kg/cm}^2$ y los módulos de elasticidad longitudinales para un tablero con uniones de tope bajo diferentes niveles de tensado, el valor del factor de reducción C_{bj} analizado para tableros de pino Radiata con un patrón de uniones de tope de 1 en 4 puede ser determinado utilizando la ecuación 3.1 y corresponde a:

$$C_{bj} = \frac{E_x}{E} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Tabla 3-16: Factor Reducción-Uniones de Tope de 1 en 4

| Nivel de Tensión | | Modulo E_x | Modulo E | Factor de reducción |
|------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| % | Kgf/cm ² | Kgf/cm ² | Kgf/cm ² | C_{bj} |
| 25% | 1,25 | 66.239,56 | 51.924,01 | 0,7839 |
| 50% | 2,50 | 66.239,56 | 53.471,57 | 0,8072 |
| 75% | 3,75 | 66.239,56 | 55.126,29 | 0,8322 |
| 100% | 5,00 | 66.239,56 | 58.180,53 | 0,8783 |

Como resultado del ensayo se podría optar por calcular el valor promedio de los factores de reducción, pero es más conservador elegir el menor de estos valores, considerando que se busca evitar el colapso de la estructura y mantenerla seguridad de la misma. Se considera entonces como valor representativo del factor de reducción C_{bj} correspondiente al obtenido con el mínimo de tensión especificada 25%, (Tabla 3-17) este valor corresponde a:

Tabla 3-17: Factor de reducción representativo

| | |
|---------------------------------|-----------------|
| Factor de reducción 25% Tensión | $C_{bj} = 0,78$ |
|---------------------------------|-----------------|

Realizando una comparación con los valores propuestos por otros autores (Tabla: 3-1, pág.26), se elige como valor de diseño para tableros de madera post-tensados el factor de reducción por uniones de tope para un patrón de 1 en 4, como el valor obtenido de la ecuación 3.2, ecuación propuesta por la normativa AASTHO 1991, "Guide Specifications for the Design of Stress-Laminated Wood Decks", correspondiente a $C_{bj} = 0,75$.

El valor propuesto se valida por resultar un valor más conservador y debido a que el ensayo realizado no contó con la precisión adecuada, aun cuando se cumplieron los objetivos, considerando por ejemplo que la tensión aplicada a las laminaciones se realiza solo por deformación medida en la barra, obteniendo el numero de vueltas a dar a cada tuerca para alcanzar la deformación que entrega la tensión requerida.

CAPITULO IV

CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA TABLEROS DE MADERA TENSADOS TRANSVERSALMENTE

El diseño de este tipo de puentes vehiculares deberá estar basado principalmente en la normativa AASHTO 1991, "Guide Specifications for the Design of Stress-Laminated Wood Decks". El diseño será además apoyado en los estándares de la AASHTO 1996, "Standard Specifications for Highway Bridges" y en la normativa nacional NCh 1198, "Madera-Construcciones en Madera-Cálculo".

4.1 CONSIDERACIONES, "GUÍA DE ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE LOSAS DE MADERA LAMINADA TENSADA", AASHTO 1991.

La guía de especificaciones de la AASHTO 1991 para el diseño de losas de madera tensada posee 3 secciones principales, en las que se señala lo siguiente:

- **Sección 1 - Alcances generales:** Los alcances generales de esta guía de especificaciones son para el diseño de losas de madera aproximadamente rectangulares en planta y laminadas, aplicando un tensado de compresión perpendicular a las laminaciones y la luz.

Estas especificaciones son suplementarias a los estándares de la AASHTO para puentes carreteros de la edición de 1989. Todas las prevenciones de las especificaciones son aplicables a excepción de lo descrito aquí.

- **Sección 3 - Cargas:** El artículo 3.25.5 de la guía de especificaciones de la AASHTO 1991 para losas tensadas laminadas, indica que las prevenciones de la guía son aplicables a losas sólidas de madera rectangulares en planta o inclinadas en menos de 15° y laminadas por la aplicación de un pre-esfuerzo de compresión de manera de satisfacer las especificaciones del artículo 13.11. Las losas de madera vistas aquí están compuestas por tabloncillos individuales puestos de costado, laminados y cargados en la cara angosta. La losa es el primer elemento estructural de la súper-estructura, dividiéndose entre las sub-estructuras. El uso de las losas laminadas tensadas con inclinación mayor a 15° no son recomendables debido a las dificultades encontradas en el post-tensado en las zonas finales con inclinación más grande.

- **Sección 13 – Losas laminadas tensadas:** El artículo 13.11 de guía de especificaciones de la AASHTO 1991 señala que las siguientes recomendaciones son aplicables al diseño de losas de madera sólida con laminas tensadas en la orientación vertical, construidas con Douglas fir-larch, Hem-Fir (north), Red pine, Eastern White pine or Southern pine y laminadas unidas por una fuerza de tensión compresiva. La madera laminada debe estar tratada con presión mediante un preservativo como aceite quemado, derivado del petróleo, como en AASTHO M133 para asegurar la losa. El material de la laminación debe tener en construcción una humedad de 19% o menor. La disminución en el ancho de la losa debido a la presión debe ser considerado en el diseño de la losa hacia la conexión con la sub-estructura.

En estas 3 secciones, la guía de especificaciones de la AASHTO 1991 señala a grandes rasgos aspectos importantes a considerar dentro del diseño de losas de madera post-tensada. En el apéndice A de la misma guía, se entrega una reseña para el proceso de diseño de este tipo de losas para puentes, en las que se define un procedimiento más completo a través de etapas a seguir y recomendaciones a tener en cuenta para cada etapa del diseño.

El diseño de este tipo de tableros se basa en la simplificación de realizar el diseño de una viga de madera compuesta por laminaciones, la que se encuentra directamente bajo la línea de carga de las ruedas de un camión de diseño (Fig. 4-1), debiendo resistir su paso y el peso propio de la misma y de los elementos adicionales.

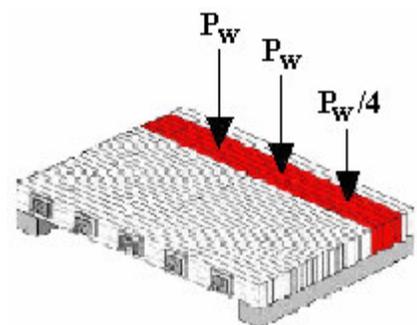


Fig. 4-1: Viga de diseño.

La reseña entregada por la guía de especificaciones de la AASHTO 1991 será analizada punto por punto, para establecer un procedimiento de diseño adecuado a la realidad nacional. Para ello, cada etapa del diseño analizada será acompañada por consideraciones, las que fundamentan e indican la forma como realizará el diseño utilizando madera chilena de pino Radiata.

4.1.1 DEFINIR LOS REQUERIMIENTOS GEOMÉTRICOS Y LAS CARGAS DE DISEÑO.

Se debe determinar los requerimientos de espaciamiento, la luz y el ancho requerido del puente. Las losas con una inclinación sobre los 15° deben evitarse. Las cargas de diseño deben ser determinadas mediante el método de tensiones admisibles u otro criterio de diseño.

4.1.1.1 CONSIDERACIONES:

✓ **Requerimientos geométricos:** La luz efectiva L , es tomada como la distancia entre los centros de los soportes de la losa de madera post-tensada y se considera el largo del tablero L_L como dicha distancia considerando la longitud de los apoyos. El ancho de losa se considera como el ancho del tablero B_L . Entonces el área en planta de la losa será $L_L \times B_L$. La losa no podrá tener una inclinación mayor a los 15° grados, para no generar problemas al momento de realizar el tensado.

✓ **Cargas de diseño:** Se debe considerar en el diseño de la losa de madera, cargas muertas debido al peso propio de los elementos y cargas vivas dadas por las sobrecargas de diseño.

Para las cargas muertas y su determinación se deben considerar los valores unitarios establecidos en la norma NCh 1537, considerando el peso propio del tablero con la longitud de apoyos y el ancho incrementado, más el peso propio de los elementos adicionales. Se considera el peso propio del tablero más un 20% adicional debido al peso de barandas y sistema de tensado. Se debe considerar además el peso de la carpeta de rodado asfáltica la que posee un espesor de entre 6 cm y 10 cm, para este tipo de estructuras. Se considera el peso propio, cargas muertas, de los siguientes elementos:

-Estructura de madera + 20% adicional.

-Carpeta de rodado asfáltica.

Para las cargas vivas se considera una sobrecargas de diseño, utilizando el paso de un tren de carga móvil definido por un camión AASTHO HS 20-44 (Fig. 4-2), pudiendo considerar un 20% adicional en el caso que el puente se ubique en un camino donde el tránsito sea intenso y con paso de camiones extremadamente pesados. Si la luz del puente es mayor a 20 metros, o presenta 3 tramos o más se debe analizar la posibilidad que la carga de faja produzca mayores solicitaciones sobre la estructura. En ese caso se debe trabajar con las mayores solicitaciones que se produzcan sobre la estructura.

El camión de diseño entrega una carga máxima por rueda P_w y la distancia entre los ejes traseros se considera variable V , entre 4,27 m y 9,14 m, la que dependerá de los requerimientos geométricos del puente.

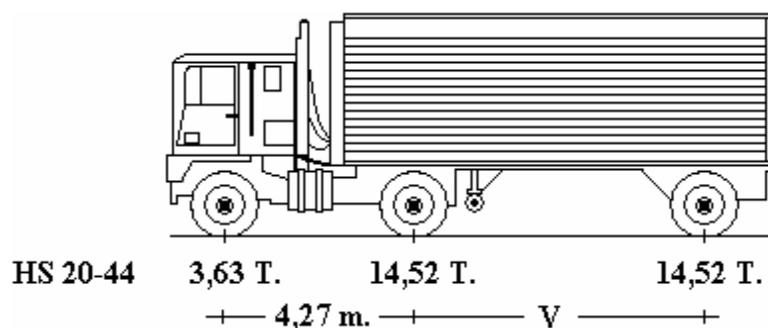


Fig. 4-2: Camión de diseño, distancia y cargas por eje.

Sobrecargas, cargas vivas:

- Camión HS20-44, P_w máximo por rueda.
- Camión HS20-44, V eje trasero variable entre 4,27 m y 9,14 m.

4.1.2 SELECCIONAR LAS ESPECIES Y GRADO DEL MATERIAL A SER USADO EN LAS LAMINACIONES Y CALCULAR LAS PROPIEDADES DE DISEÑO PERMITIDAS.

La guía de especificaciones esta hecha para usarla con Douglas fir-larch, Hem-Fir (north), Red pine, Eastern White pine o Southern pine. Generalmente se utiliza el primer tipo de madera nombrado. Tras la selección del material se determina la tensión permitida y el modulo usando la tabla 13.2.1A de los estándares de la ASSHTO de 1989, "Standard Specifications for Highway Bridges", con los factores de modificación apropiados. Además de los factores de modificación para la tabla 13.2.1A de los estándares de la AASHTO de 1989, deben ser aplicados los factores de forma del artículo 13.2.7 de la guía de especificaciones de la AASHTO 1991, "Guide Specifications for the Design of Stress-Laminated Wood Decks", a la fibra superior.

- **Tensiones y módulo de elasticidad, tabla 13.2.1A, Estándares de la AASHTO 1989:** La guía de especificaciones de la AASHTO 1991, fue calibrada con algunos tipos de madera de América del norte. Se pueden conocer los valores de las tensiones de diseño sin modificar para este tipo de maderas. La tabla 13.5.1 de los estándares de la AASHTO 1996 señala los valores de dichas propiedades:

Tensiones de diseño sin modificar en Kg/cm²

| Douglas fir larch | Clasificación | F_f | F_{cz} | F_{cn} | E_f | Entidad |
|--------------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------|
| Estructural selecto | 2"-4" espesor | 99,97 | 6,55 | 43,09 | 131.000,39 | WWPA |
| Nº1 | 2"-4" espesor | 79,29 | 6,55 | 43,09 | 124.105,63 | WWPA |
| Nº1 | 2" y más ancho | 68,95 | 6,55 | 43,09 | 117.210,87 | WCLIB |
| Nº2 | 2" y más ancho | 60,33 | 6,55 | 43,09 | 110.316,12 | WCLIB |

Tensiones de diseño sin modificar en Kg/cm²

| Douglas fir larch | Clasificación | F_f | F_{cz} | F_{cn} | E_f | Entidad |
|---------------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------|
| Estructural selecto denso | Vigas | 131,00 | 5,86 | 50,33 | 117.210,87 | WCLIB |
| Estructural selecto | Vigas | 110,32 | 5,86 | 43,09 | 110.316,12 | WCLIB |
| Denso N°1 | Vigas | 106,87 | 5,86 | 50,33 | 117.210,87 | WCLIB |
| N°1 | Vigas | 93,08 | 5,86 | 43,09 | 110.316,12 | WCLIB |
| N°2 | Vigas | 60,33 | 5,86 | 43,09 | 89.631,84 | WCLIB |
| Estructural selecto denso | Vigas | 127,55 | 5,86 | 50,33 | 117.210,87 | WWPA |
| Estructural selecto | Vigas | 110,32 | 5,86 | 43,09 | 110.316,12 | WWPA |
| Denso N°1 | Vigas | 106,87 | 5,86 | 50,33 | 117.210,87 | WWPA |
| N°1 | Vigas | 93,08 | 5,86 | 43,09 | 110.316,12 | WWPA |
| Denso N°2 | Vigas | 68,95 | 5,86 | 50,33 | 96.526,60 | WWPA |
| N°2 | Vigas | 60,33 | 5,86 | 43,09 | 89.631,84 | WWPA |
| Hem-Fir | Clasificación | F_f | F_{cz} | F_{cn} | E_f | Entidad |
| Estructural selecto | 2" - 4" espesor | 96,53 | 5,17 | 27,92 | 110.316,12 | WWPA |
| N°1 | 2" - 4" espesor | 73,08 | 5,17 | 27,92 | 103.421,36 | WWPA |
| N°1 | 2" y más ancho | 65,50 | 5,17 | 27,92 | 103.421,36 | WCLIB |
| N°2 | 2" y más ancho | 58,61 | 5,17 | 27,92 | 89.631,84 | WCLIB |
| Estructural selecto | Vigas | 89,63 | 4,83 | 27,92 | 89.631,84 | WCLIB |
| N°1 | Vigas | 72,39 | 4,83 | 27,92 | 89.631,84 | WCLIB |
| N°2 | Vigas | 46,54 | 4,83 | 27,92 | 75.842,33 | WCLIB |
| Estructural selecto | Vigas | 86,18 | 4,83 | 27,92 | 89.631,84 | WWPA |
| N°1 | Vigas | 72,39 | 4,83 | 27,92 | 89.631,84 | WWPA |
| N°2 | Vigas | 46,54 | 4,83 | 27,92 | 75.842,33 | WWPA |
| Southern pine | Clasificación | F_f | F_{cz} | F_{cn} | E_f | Entidad |
| Estructural selecto | 2" - 4" espesor | 196,50 | 6,89 | 38,96 | 124.105,63 | SPIB |
| N°1 | 2" - 4" espesor | 127,55 | 6,89 | 38,96 | 117.210,87 | SPIB |
| N°2 | 2" - 4" ancho | 103,42 | 6,21 | 38,96 | 110.316,12 | SPIB |
| Estructural selecto | 2"-4" espesor | 175,82 | 6,21 | 38,96 | 124.105,63 | SPIB |
| N°1 | 2"-4" espesor | 113,76 | 6,21 | 38,96 | 117.210,87 | SPIB |
| N°2 | 2" - 6" ancho | 86,18 | 6,21 | 38,96 | 110.316,12 | SPIB |
| Estructural selecto | 2" - 4" espesor | 158,58 | 6,21 | 38,96 | 124.105,63 | SPIB |
| N°1 | 2" - 4" espesor | 103,42 | 6,21 | 38,96 | 117.210,87 | SPIB |
| N°2 | 8" ancho | 82,74 | 6,21 | 38,96 | 110.316,12 | SPIB |
| Estructural selecto | 2"-4" espesor | 141,34 | 6,21 | 38,96 | 124.105,63 | SPIB |
| N°1 | 2"-4" espesor | 89,63 | 6,21 | 38,96 | 117.210,87 | SPIB |
| N°2 | 10" ancho | 72,39 | 6,21 | 38,96 | 110.316,12 | SPIB |
| Estructural selecto | 2"-4" espesor | 131,00 | 6,21 | 38,96 | 124.105,63 | SPIB |
| N°1 | 2"-4" espesor | 86,18 | 6,21 | 38,96 | 117.210,87 | SPIB |
| N°2 | 12" ancho | 67,22 | 6,21 | 38,96 | 110.316,12 | SPIB |

Tabla 4-1: Propiedades sin modificar de madera extranjera, estándares de AASHTO 1996.

- **Factores de forma, artículo 13.2.7, Guía de especificaciones de la AASHTO 1991:** La tensión de flexión permitida para la fibra extrema de la tabla 13.2.1A de los estándares de la AASTHO 1989, puede modificarse por un factor de 1,30 para grado estructural selecto y 1,50 para calidad N°1 y N°2 del material cuando se usan en losas con laminaciones tensadas satisfaciendo especificaciones de artículo 13.11 de la guía de especificaciones. Las laminas se compondrán del tipo de madera antes señalado de 2 pulgadas a 4 pulgadas espesor y 8 pulgadas o más de ancho.

4.1.2.1 CONSIDERACIONES:

✓ **Tensiones de diseño sin modificar:** Los valores de las tensiones de diseño sin modificar para las maderas de América del norte, con las que fue calibrada la guía de especificaciones AASHTO 1991, Douglas fir-larch, Hem-Fir (north), Red pine, Eastern White pine o Southern pine, pueden ser comparadas con las tensiones de diseño sin modificar de la madera aserrada de pino Radiata Chilena:

| Pino Radiata | Clasificación | F_f | F_{cz} | F_{cn} | E_f | Entidad |
|---------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------|
| Estructural selecto | Madera aserrada | 110,00 | 9,00 | 25,00 | 105.000,00 | NCh1198 |
| Nº1 | Madera aserrada | 75,00 | 7,00 | 25,00 | 90.000,00 | NCh1198 |
| Nº2 | Madera aserrada | 40,00 | 4,00 | 25,00 | 70.000,00 | NCh1198 |

Tabla 4-2: Propiedades de madera chilena de pino Radiata, NCh 1198.

Las maderas extranjeras con las que fue calibrada la guía de especificaciones de la AASHTO 1991, presentan valores en sus propiedades iguales y relativamente superiores a las propiedades de la madera chilena de pino Radiata. Para poder utilizar madera aserrada chilena de pino Radiata en la construcción de puentes vehiculares con losas tensadas, es recomendable usar madera de grado estructural selecto (GS) y en puentes peatonales se podría ocupar un grado estructural Nº1 (G1), ya que con esto se consigue que los valores de sus propiedades sin modificar sean lo más cercanas posibles a las propiedades de las maderas extranjeras con las que la guía de especificaciones fue hecha.

✓ **Factores de modificación:** El diseño estructural de los elementos de madera se realiza por el método de tensiones admisibles, requiriendo obtener para las tensiones de diseño factores de modificación dependientes de la humedad de servicio, la duración de las cargas, la sujeción lateral de los elementos, clasificación de la madera y del tratamiento de esta con ignífugos.

La guía de especificaciones de la AASHTO 1991, señala a los estándares de la AASHTO como la normativa a seguir para aplicar los factores de modificación en la corrección de las tensiones admisibles de diseño. Debido a que en Chile existe normativa que señala los tipos de factores de modificación y la forma en que deben ser aplicados, se utilizará en su cálculo la norma NCh 1198, "Madera-Construcciones en Madera-Cálculo".

Se deberán corregir las tensiones y el modulo de elasticidad según indican los siguientes factores de modificación adimensionales asignados por la normativa nacional NCh 1198, "Madera-Construcciones en Madera-Cálculo":

Factores de modificación:

| | |
|-----------------------|------------|
| -Contenido de humedad | : K_H |
| -Duración de la carga | : K_D |
| -Trabajo conjunto | : K_C |
| -Temperatura | : K_T |
| -Altura | : K_{hf} |
| -Tratamiento químico | : K_q |

✓ **Tensiones admisibles de diseño:** Las propiedades de diseño permitidas se obtienen con la aplicación de los factores de modificación a las tensiones de diseño sin modificar, determinando el módulo de elasticidad admisible de diseño en flexión E_f^{dis} , la tensión admisible de diseño en compresión normal a la fibra F_{cn}^{dis} y la tensión admisible de diseño en flexión F_f^{dis} .

4.1.3 ESTIMAR EL ESPESOR DE LA LOSA Y DETERMINAR EL ANCHO DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA.

Una estimación inicial del espesor de la losa, para determinar el ancho de distribución de carga, puede ser tomada de la siguiente forma:

| | |
|------------------------------|-------------------|
| Luz menor que 3,048 m: | 10 in = 25,40 cm. |
| Luz entre 3,048 m y 6,096 m: | 12 in = 30,48 cm. |
| Luz entre 6,096 m y 9,144 m: | 14 in = 35,56 cm. |
| Luz mayor que 9,144 m: | 16 in = 40,64 cm. |

El ancho de distribución de carga D es entonces tomado como el ancho de la rueda o el ancho del neumático en contacto b_f , artículo 3.30 de los estándares de la AASHTO, más dos veces el ancho de la losa estimado y modificado por el factor C_{bj} del artículo 3.25.5.4 de la guía de especificaciones de la AASHTO 1991. El factor C_{bj} debería ser $3/4$ para una losa en cual cada 4 láminas tenga una unión de tope, donde existen un número de laminaciones continuas adyacentes, en la dirección transversal, entre uniones de tope de $j = 3$.

- **Ancho de la rueda en contacto b_f , artículo 3.30, estándares de la AASHTO:** El área de contacto del neumático se asumirá como un rectángulo con un área en pulgadas al cuadrado de $0,01 \times P_w$ y la longitud en la dirección del tráfico / el ancho del neumático, en proporción 1/2,5, en que P_w es la carga máxima de la rueda en las libras.

$$b_f = \sqrt{0,025 \times P_w}$$

Donde: b_f : Ancho neumáticos en, in.

P_w : Carga puntual máxima en, lbs.

- **Factor C_{bj} , artículo 3.25.5.4, guía de especificaciones de la AASHTO 1991:** El ancho normal para la separación determinada en las dos secciones anteriores se modificará por el factor C_{bj} , si se usan las uniones de tope entre las laminaciones. En el cálculo del factor C_{bj} debe tomarse como j el número mínimo de laminaciones continuas adyacentes, y cada cuatro pies de longitud en la dirección del espaciamiento entre laminaciones con uniones de tope.

El factor se calcula en función de las laminaciones libres en el sentido transversal entre uniones de tope utilizado siguiente expresión adimensional: (Ecuación 3-33, guía de la AASHTO 1991)

$$C_{bj} = \frac{j}{j+1}$$

Donde: C_{bj} : Factor de modificación por uniones de tope.

j : Número de laminaciones continuas adyacentes entre 2 uniones de tope.

4.1.3.1 CONSIDERACIONES:

- ✓ **Ancho de la rueda en contacto:** La expresión entregada en el artículo 3.30 de los estándares de la AASHTO determina el ancho del neumático en contacto b_f en pulgadas, utilizando una carga P_w puntual máxima en libras. La expresión se puede transformar para conocer el ancho de la rueda (Fig. 4-3) en contacto en cm, utilizando las siguientes unidades:

$$b_f = \sqrt{0,3556 \times P_w} \quad \text{(Ec. 4.1)}$$

Donde: b_f : Ancho neumáticos en, cm.

P_w : Carga puntual máxima en, Kgf.

✓ **Ancho de distribución de carga:** El ancho de distribución de carga D_{Carga} es entonces el ancho del neumático en contado b_f , más dos veces el ancho de la losa estimado d (Fig. 4-3).

$$D_{Carga} = b_f + 2 \times d \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Donde: D_{Carga} : Ancho de distribución en, cm.

b_f : Ancho neumáticos en, cm.

d : Espesor de losa asumido en, cm.

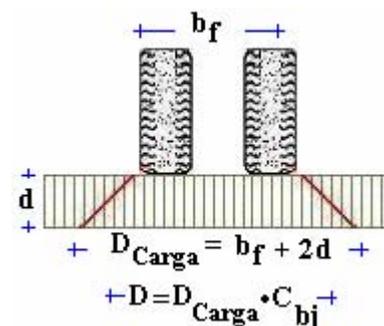


Fig. 4-3: Anchos a considerar.

✓ **Ancho de distribución de carga modificado:** La porción menor de la losa D que resiste la flexión, será el ancho de distribución de carga D_{Carga} modificado por el factor C_{bj} (Fig. 4-3), que depende de la configuración de uniones de tope usadas en el diseño. Se determina en centímetros utilizando la expresión:

$$C_{bj} = \frac{j}{j+1} \quad (\text{Ec. 4.3}) \quad D = D_{Carga} \times C_{bj} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Donde: D : Ancho distribución de carga modificado en, cm.

D_{Carga} : Ancho de distribución en, cm.

C_{bj} : Factor de modificación por uniones de tope.

j : Número de laminaciones continuas adyacentes entre 2 uniones de tope.

4.1.4 CALCULAR MOMENTOS DE DISEÑO POR CARGA VIVA Y CARGA MUERTA.

La carga muerta de la losa deberá ser estimada basada en el espesor asumido. Cargas muertas adicionales de la superficie de uso, barras, barandas y otras cargas muertas deberán ser determinadas y distribuidas en una porción de la losa. El momento total por carga muerta deberá ser calculado para un ancho total de la losa igual al ancho de la rueda, más dos veces el espesor de la losa.

El momento máximo por carga viva debido al desplazamiento de la rueda de diseño de carga deberá ser calculado.

4.1.4.1 CONSIDERACIONES:

✓ **Momento máximo por peso propio:** El momento máximo por carga muerta M_{PP} , se calcula en base al grosor estimado de la losa, con el peso del tablero incluido el área de apoyos y el ancho inicial, más un 20% adicional debido a elementos como barandas y sistema de tensados, M_{Losa} y con el peso propio de la carpeta de rodado asfáltica, $M_{Carpeta}$. Se debe calcular el peso de la carga muerta para un ancho de la losa igual al ancho de la rueda, más dos veces el espesor de la losa, $D_{Carga} = b_f + 2 \times d$, ancho de viga supuesta. Entonces el momento debido al peso propio M_{PP} queda determinado por la suma de ambos momentos.

✓ **Momento máximo por sobrecarga:** El momento máximo por carga viva M_{SC} , se calcula con el desplazamiento del camión de diseño dentro de la luz efectiva del puente.

4.1.5 DETERMINAR EL ESPESOR DE LA LOSA REQUERIDO BASADO EN EL ACERCAMIENTO A LA TENSIÓN ADMISIBLE PARA LA FLEXIÓN DE LA FIBRA BAJO LAS COMBINACIONES DE MOMENTOS DE CARGA VIVA Y CARGA MUERTA.

Los diagramas de momento por carga viva y carga muerta deben ser combinados para determinar el momento total máximo de flexión a ser resistido por una porción de la losa de ancho igual a la distribución de ancho D . El ancho requerido para la losa debe ser determinado usando la fórmula de tensión flexural, con la tensión admisible y una distribución de ancho efectiva.

4.1.5.1 CONSIDERACIONES:

✓ **Combinaciones de carga:** En la obtención del momento máximo de diseño M_{Max} , para un diseño basado en el método de tensiones admisibles, será necesario utilizar una combinación de carga entre el momento máximo por carga muerta M_{PP} y momento máximo por carga viva M_{SC} . Entonces el momento máximo de diseño M_{Max} queda determinado por:

$$M_{Max} = 1,0 \times M_{PP} + 1,0 \times M_{SC} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

Donde: M_{Max} : Momento máximo de diseño en, Kgf x cm.

M_{PP} : Momento máximo por carga muerta en, Kgf x cm.

M_{SC} : Momento máximo por carga viva en, Kgf x cm.

✓ **Acercamiento a la tensión admisible:** En vez de determinar el espesor necesario para resistir la flexión, se realiza el chequeo de esfuerzos a flexión bajo las combinaciones de carga muerta y carga viva. El momento máximo de diseño M_{Max} calculado para una porción de la losa igual al ancho de distribución de carga D_{Carga} , deberá ser resistido en flexión por una porción de losa menor D (Fig. 4-4). Con la fórmula de tensión flexural se determina la tensión de trabajo en flexión σ_f^T , la que en ningún caso deberá superar la tensión de diseño admisible en flexión F_f^{dis} de la madera elegida. Primero será necesario determinar el módulo W :

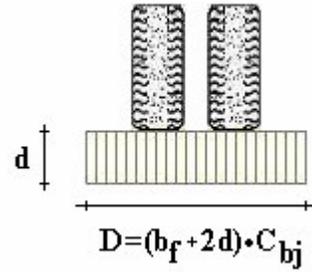


Fig. 4-4: Ancho en flexión.

$$W = \frac{I}{Y} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

Con: $I = \frac{1}{12} \times D \times d^3$ (Ec. 4.6.1) $Y = \frac{d}{2}$

Donde: I : Inercia de la sección en flexión en, cm^3 .
 Y : Distancia desde eje neutro a fibra extrema en, cm .
 D : Ancho distribución de carga modificado en, cm .
 d : Espesor de la losa en, cm .

Con el momento máximo de diseño y las propiedades de la sección, se calcula la tensión de trabajo en flexión:

$$\sigma_f^T = \frac{M_{Max}}{W} \quad (\text{Ec. 4.7})$$

Donde: σ_f^T : Tensión de trabajo en flexión en, Kgf / cm^2 .
 M_{Max} : Momento máximo de diseño en, $\text{Kgf} \times \text{cm}$.
 W : Módulo en flexión de la sección en, cm^3 .

Como la tensión de trabajo en flexión σ_f^T no debe en ningún caso superar la tensión de diseño admisible en flexión F_f^{dis} de la madera elegida, se debe cumplir que:

$$\sigma_f^T \leq F_f^{dis} \quad (\text{Ec. 4.8})$$

Donde: σ_f^T : Tensión de trabajo en flexión en, Kgf / cm^2 .
 F_f^{dis} : Tensión admisible en flexión en, Kgf / cm^2 .

4.1.6 CHEQUEAR LA DEFLEXIÓN POR CARGA VIVA.

La deflexión debido a una línea de rueda sobre una porción de la losa con un ancho igual a la distribución de carga D modificado por un factor 1,15, artículo 3.25.5.3 de la guía de especificaciones de la AASHTO 1991, deberá ser calculada y comparada con la deflexión límite para cargas vivas $L / 500$, artículo 13.11.3.1 de la misma guía. Si se excede el límite se requiere un espesor mayor.

- **Factor 1,15, artículo 3.25.5.3, guía de especificaciones de la AASHTO 1991:** Para el cálculo de la deflexión, la rueda de carga será asumida sobre una distribución con ancho normal del espaciamiento 1,15 veces el dado en el artículo 3.25.5.2 para el momento flector.

- **Cálculo del momento flector, artículo 3.25.5.2, guía de especificaciones de la AASHTO 1991:** Normal a la dirección del espaciamiento, la rueda de carga para cálculo del momento flector deberá ser distribuida sobre el ancho de la rueda más 2 veces el espesor de la losa.

- **Factor C_{bj} , artículo 3.25.5.4, guía de especificaciones de la AASHTO 1991:** El ancho normal para la separación determinada en las dos secciones anteriores se modificará por el factor C_{bj} , si se usan las uniones de tope entre las laminaciones.

- **Deflexión, artículo 13.11.3.1, guía de especificaciones de la AASHTO 1991:** Los cálculos de la deflexión serán basados en la acción de la viga supuesta con las propiedades de la sección transversal especificadas en artículo 3.25.5 de la guía de especificaciones de la AASHTO 1991, bajo las cargas apropiadas a menos que un método más exacto sea usado. Las deflexiones debido a la carga de servicio serán limitadas a $L / 500$.

4.1.6.1 CONSIDERACIONES:

✓ **Ancho de distribución de carga en deflexión:** Se aplica el factor 1,15 al ancho de distribución de carga D debido al comportamiento ortotrópico del tablero, que resulta en un ancho de distribución de carga mayor para deflexión que para flexión. Entonces la inercia de la porción de la losa que encuentra en flexión debido a la carga viva, esta dada por la siguiente expresión:

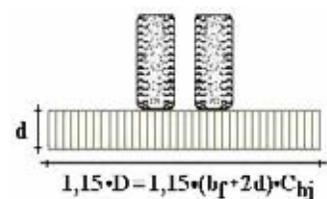


Fig. 4-5: Ancho en deflexión.

$$I_{def} = \frac{1}{12} \times 1,15D \times d^3 \quad (\text{Ec. 4.9})$$

Donde: I_{def} : Inercia de la sección para deflexión en, cm^3 .
 D : Ancho distribución de carga modificado en, cm.
 d : Espesor de la losa asumido en, cm.

✓ **Deformación por carga viva:** Con la inercia I_{def} de la porción de losa de ancho $1,15 \times D$ que se encuentra en deflexión y el módulo de elasticidad de diseño admisible en flexión E_f^{dis} para la madera elegida, se debe determinar la rigidez EI_{def} de la porción de losa en deflexión por carga viva. Con el momento por carga viva M_{SC} debido a una línea de rueda de carga del camión AASHTO HS 20-44 y la rigidez EI_{def} , se determina la deformación por carga viva δ_{ll} . Esta deformación debe ser menor a $L/500$ según la guía de especificaciones de la AASHTO 1991. La deformación por carga viva δ_{ll} puede ser menor a $L/360$ según lo que especifica la normativa nacional NCh 1198 en la tabla 15, indicando que la deformación máxima admisible en vigas de madera sometidas a flexión en puentes carreteros es de $L/360$, donde L es la luz efectiva.

La deformación debido a la carga viva δ_{ll} deberá ser menor que la deformación admisible, cumpliendo la siguiente expresión:

$$\delta_{ll} \leq \frac{L}{500} \quad \text{También se acepta} \quad \delta_{LL} \leq \frac{L}{360} \quad (\text{Ec. 4.10})$$

Donde: δ_{LL} : Deformación debido a carga viva en, cm.

L : Luz efectiva en, cm.

4.1.7 REVISAR EL ESPESOR SI ES NECESARIO.

Si el espesor determinado en los pasos 4.1.5 y 4.1.6 es significativamente distinto al asumido inicialmente en el paso 4.1.3, el nuevo espesor deberá ser usado para revisar los cálculos previos para carga muerta y ancho de distribución, la tensión flexural y la deflexión por carga viva deberá ser chequeada.

4.1.7.1 CONSIDERACIONES:

✓ **Espesor inicial:** Si en el paso 4.1.5 la tensión de trabajo en flexión σ_f^T no es menor que la tensión de diseño admisible en flexión F_f^{dis} de la madera elegida, se debe aumentar el espesor inicial estimado del tablero d y repetir los cálculos. Si en el paso 4.1.6 la deformación obtenida por carga viva δ_{ll} , no es menor que la deflexión admisible, se debe aumentar el espesor inicial estimado del tablero d y repetir los cálculos. Si se cumplen holgadamente estas dos condiciones se puede considerar un espesor d de losa menor, para bajar costos, debiendo repetir los cálculos.

4.1.8 CALCULAR LA DEFLEXIÓN POR CARGA MUERTA Y CONTRA-FLECHA.

Calcular la deflexión por carga muerta para la losa asumiendo que el peso de la carga muerta de un ancho de la losa igual al ancho de la rueda más dos veces el espesor de la losa es resistido por un ancho de la losa igual al ancho distribución D .

Si la losa se construirá con uniones de tope entre laminaciones, es posible poner contra-flecha en la losa antes de que sea tensada. La contra-flecha diseñada debe ser 3 veces la deflexión calculada para carga muerta.

4.1.8.1 CONSIDERACIONES:

✓ **Deformación por carga muerta:** Con la inercia I de la porción de losa de ancho D que se encuentra en flexión y el módulo de elasticidad de diseño admisible en flexión E_f^{dis} para la madera elegida, se debe determinar la rigidez EI de la porción de losa en deflexión por carga muerta. Con la rigidez EI y el momento por peso propio M_{pp} , para una porción de losa de ancho $D_{Carga} = b_f + 2d$, producido por las cargas de peso propio de la losa más elementos adicionales y carpeta de rodado asfáltica se debe calcular la deformación por carga muerta δ_{dl} .

✓ **Contra-flecha:** Debido a que se utilizan uniones de tope en el tablero se puede introducir una contra-flecha, la que deberá ser igual a 3 veces la deflexión por carga muerta $\delta_{cf} = 3 \times \delta_{dl}$.

4.1.9 DETERMINAR EL NIVEL DE TENSIÓN REQUERIDO PARA SER USADO EN LAS LAMINACIONES.

El nivel pre-esfuerzo requerido será controlado por lo previsto en el artículo 13.11.1 de la guía de especificaciones de la AASHTO 1991.

Primero: Determinar la tensión requerida para compensar la tensión de flexión transversal. El momento de flexión transversal deberá ser determinado utilizando la ecuación 13.21 o 13.22, de la guía de especificaciones de la AASHTO 1991, basado en las dimensiones de la losa en planta $L_L \times B_L$, el factor de uniones de tope C_{bj} y el momento de flexión máximo longitudinal debido a la línea de carga de las ruedas calculado en el paso 4.1.4. Tras determinar el momento transversal, la tensión requerida se calcula con la ecuación 13.20, de la guía de especificaciones de la AASHTO 1991.

Segundo: Determinar la tensión requerida para prevenir aplastamiento entre láminas causadas por las fuerzas de corte transversal. El corte transversal deberá ser calculado según la ecuación 13.24, de la guía especificaciones de la AASHTO 1991, basado en las dimensiones de la losa en planta $L_L \times B_L$ y la rueda de carga máxima de diseño. El corte transversal es entonces usado en la ecuación 13.23, de la guía especificaciones de la AASHTO 1991, para calcular un segundo valor para la tensión requerida.

El máximo de los 2 valores de la tensión calculados anteriormente deberá ser mantenido en la losa durante toda su vida útil. Para compensar la pérdida de tensión en el tiempo debido al creep, la tensión inicial usada en el laminado debe ser 2,5 veces el determinado anteriormente.

- **Nivel de tensión requerida, artículo 13.11.1, guía de especificaciones de la AASHTO 1991:** La presión requerida entre las laminaciones será el valor más grande calculado según los métodos indicados en el caso A y caso B.

- **Artículo 13.11.1.1. Primero-Caso A, flexión transversal:** La presión mínima requerida entre las laminaciones para resistir el momento flector transversal a las láminas en la losa se calculará como: (Ecuación 13-20, guía de la AASHTO 1991)

$$p = \frac{6 \times M_T}{t_d^2}$$

Donde: p : Presión en, psi.
 t_d : Espesor de la losa en, in.
 M_T : Momento transversal en, in – lbs /in.

El momento M_T se tomará como: (Ecuación 13-21 o 13-22, guía de la AASHTO 1991)

Puentes de un carril : $M_T = \frac{1,54 \times M_x}{1000 \times (C_{bj})^{1/4}} \times \left(\frac{b}{L}\right)$

Puentes de dos carriles, luz \leq 50 feet : $M_T = \frac{0,79 \times M_x}{1000} \times \left(\frac{b}{L}\right)^{1/2}$

Donde: M_x : Momento longitudinal producido por la línea de ruedas en, in - lbs.
 b : La mitad del ancho de la losa en, in.
 L : Longitud de la losa en, in.
 C_{bj} : Factor por uniones de tope del artículo 3.25.5.4 de la guía.

- **Artículo 13.11.1.2. Segundo-Caso B, corte transversal:** La presión mínima requerida entre las laminaciones para resistir el corte transversal a través de la fricción se calculará como: (Ecuación 13-23, guía de la AASHTO 1991)

$$p = \frac{1,5 \times V_T}{\mu \times t_d}$$

- Donde:
- p : Presión en, psi.
 - t_d : Espesor de la losa en, in.
 - μ : 0,35 para madera cepillada o 0,45 para madera aserrada.
 - V_T : Corte transversal en, lbs / in.

El corte V_T se tomará como: (Ecuación 13-24, guía de la AASHTO 1991)

$$V_T = \frac{P}{1000} \times \left(10,4 - \frac{b}{L} \right)$$

- Donde:
- P : Máxima carga individual del neumático en, lbs.
 - b : La mitad del ancho de la losa en, in.
 - L : Longitud de la losa en, in.

- **Artículo 13.11.1.3:** La presión inicial aplicada a la losa será compensada por las pérdidas debidas al creep y la relación. La losa será laminada con una presión inicial mínima de compresión p_i calculada como sigue: (Ecuación 13-25, guía de la AASHTO 1991)

$$p_i = 2,5 \times p$$

- Donde:
- p_i : Mínimo requerimiento inicial de presión en, psi.
 - p : Mínima presión requerida en, psi.

Y, la losa deberá ser re-tensada al mismo nivel inicial durante la segunda y de nuevo entre la quinta y octava semana después de la primera laminación.

4.1.9.1 CONSIDERACIONES:

✓ **Momento flector transversal:** La flexión transversal, producto del momento transversal M_T , tiende a abrir y separar las laminaciones del tablero bajo el punto de carga. Las cargas inducidas por un vehículo producen que la losa actúe como una placa ortotrópica con diferentes propiedades en las direcciones longitudinales y transversales. La guía de especificaciones de la ASSHTO entrega ecuaciones

para calcular el momento flector transversal M_T en función del momento longitudinal M_{SC} producido por la línea de carga del neumático en contacto (Ecuaciones 13-21 o 13-22).

Las ecuaciones 13-21 y 13-22 de la guía de especificaciones de la AASHTO determinan el momento flector transversal M_T en pulgadas libras por pulgada, representando un método simplificado. La expresión se puede transformar para ser utilizada con las siguientes unidades:

$$1 \text{ carril} \quad : \quad M_T = \frac{1}{2,54} \times \frac{1,54 \times M_{SC}}{1000 \times (C_{bj})^{1/4}} \times \left(\frac{b}{L}\right) \quad (\text{Ec. 4.11})$$

$$2 \text{ carriles, luz} \leq 15,24 \text{ m} \quad : \quad M_T = \frac{1}{2,54} \times \frac{0,79 \times M_{SC}}{1000} \times \left(\frac{b}{L}\right)^{1/2}$$

Donde: M_T : Momento transversal en, kgf x cm / cm.

M_{SC} : Momento longitudinal, debido a la línea de ruedas en, kgf x cm.

b : La mitad del ancho de la losa en, cm.

L : Longitud entre apoyos de la losa en, cm.

✓ **Corte transversal:** Cuando las ruedas de un vehículo son colocadas sobre las laminaciones del tablero, el corte transversal V_T tiende a producir deslizamiento vertical entre las laminaciones bajo el punto de carga. Como la placa actúa ortotrópicamente, con diferentes propiedades en las direcciones longitudinales y transversales, la guía de especificaciones de la ASSHTO entrega una ecuación para calcular el corte transversal V_T en función del corte longitudinal P_w producido por la máxima carga del neumático en contacto (Ecuación 13-24).

La ecuación 13-24 de la guía de especificaciones de la AASHTO determina el corte transversal V_T en libras por pulgada, representando un método simplificado. La expresión se puede transformar para ser utilizada con las siguientes unidades:

$$V_T = \frac{1}{2,54} \times \frac{P_w}{1000} \times \left(10,54 - \frac{b}{L}\right) \quad (\text{Ec. 4.12})$$

Donde: V_T : Corte transversal en, kgf / cm.

P_w : Máxima carga individual del neumático en, kgf.

b : La mitad del ancho de la losa en, cm.

L : Longitud entre apoyos de la losa en, cm.

✓ **Tensión para momento transversal:** La ecuación 13-20 de la guía de especificaciones de la AASHTO determina la tensión necesaria para resistir la flexión transversal, en libras por pulgada al cuadrado (Fig. 4-6). La expresión puede ser utilizada con las siguientes unidades:

$$P_{M_T} = \frac{6 \times M_T}{d^2} \quad (\text{Ec. 4.13})$$

Donde: P_{M_T} : Presión para momento transversal
en, kgf / cm².

d : Espesor de la losa en, cm.

M_T : Momento transversal en, kgf x cm / cm.



Fig. 4-6: Flexión transversal.

✓ **Tensión para corte transversal:** La ecuación 13-23 de la guía de especificaciones de la AASHTO determina la tensión necesaria para resistir el corte transversal, en libras por pulgada al cuadrado (Fig. 4-7). La expresión puede ser utilizada con las siguientes unidades:

$$P_{V_T} = \frac{1,5 \times V_T}{\mu \times d} \quad (\text{Ec. 4.14})$$

Donde: P_{V_T} : Presión en, kgf / cm².

d : Espesor de la losa en, cm.

μ : 0,35 para madera cepillada o 0,45 para madera aserrada.

V_T : Corte transversal en, kgf / cm.

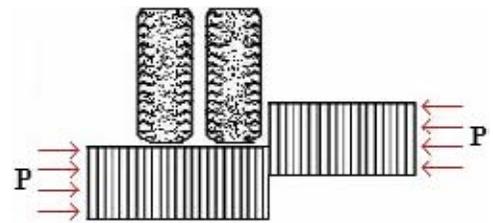


Fig. 4-7: Corte transversal.

✓ **Tensión requerida:** La tensión requerida p_i considera las pérdidas debidas al creep y la relación, aplicando un factor de seguridad de 2,0 que supone una pérdida del 50%. Se elige la mayor tensión p , entre la necesaria para resistir la flexión transversal y la necesaria para resistir el corte transversal, y se multiplica por un factor de 2,5.

La ecuación 13-25 de la guía de especificaciones de la AASHTO determina presión inicial aplicada a las laminaciones de la losa. La expresión puede ser utilizada con las siguientes unidades:

$$p_i = 2,5 \times p \quad (\text{Ec. 4.15})$$

Donde: p_i : Mínimo requerimiento inicial de presión en, Kgf / cm².

p : Mínima presión requerida en, Kgf / cm².

✓ **Re-tensado en el tiempo:** Si bien la guía de la AASHTO 1991 propone que la losa de madera sea re-tensada al mismo nivel inicial durante la segunda semana y de nuevo entre la quinta y octava semana después de la primera laminación, al no existir datos concretos sobre el comportamiento a compresión permanente en el tiempo de la madera chilena de pino Radiata, resulta más conservador realizar un re-tensado aproximadamente el día 2, el día 5 y a las 8 semanas, como se muestra en la figura 2-14. Con esto se logra mantener la tensión en el tablero lo más cercana al 100% inicial.

4.1.10 SELECCIONAR EL ESPACIAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE TENSIÓN.

Debe ser seleccionado para los elementos del sistema de tensado, basado en la luz y el espaciamiento máximo permitido de 1,524 m, artículo 13.11.2.2 de la guía AASHTO 1991.

- **Acero de elementos de tensión, artículo 13.11.2.1, guía de especificaciones de la AASHTO 1991:** El acero de los elementos de tensión deberá ser como el requerido en el artículo 9.31 de los estándares de la AASHTO. Todo el acero deberá estar provisto de protección anticorrosivo. En el caso de las barras sujetas a altas tensiones, la protección de las barras, anclajes y uniones deberá ser por medio de galvanizado según lo especificado en AASHTO M111 y deberá ser cuidadosamente protegido de la reducción de fuerza o fragilidad según ASTM A143. Los alambres o cuerdas provistas de protección anticorrosiva, según artículo 9.31 de los estándares, deberá ser usado para remplazar las barras hiladas tras el retensado final pero no deberán ser retensadas a menos que sea usado un tipo de anclaje hilado.

- **Espaciamiento de elementos, artículo 13.11.2.2, guía de especificaciones de la AASHTO 1991:** El espacio máximo de los elementos de tensado no excederá de 1,524 metros. El espaciado será determinado con la consideración del tipo de sistema de tensado utilizado y los requisitos del artículo 13.11.2.3.

4.1.10.1 CONSIDERACIONES:

✓ **Espaciamiento de los elementos de tensado:** El espaciamiento de los elementos de tensado (Fig. 4-8) esta dado por la distancia longitudinal entre uniones de tope, ya que una barra no puede coincidir con una línea transversal de uniones de tope, debiendo quedar dentro del espacio de separación longitudinal que existe entre ellas. Se debe respetar además que su separación máxima no exceda los 152,4 cm.

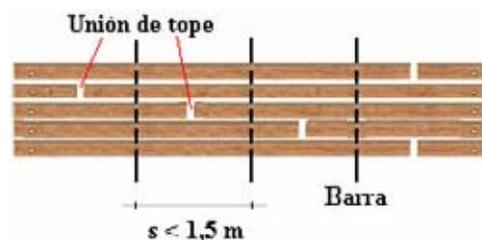


Fig. 4-8: Ubicación de barras.

Por lo general se ubica 1 barra o 2 barras en la separación longitudinal de uniones de tope y si se respeta la configuración de 3 laminaciones libre entre uniones de tope en el sentido transversal, la separación longitudinal entre barras s , queda dada por el largo l de las laminaciones a usar y se debe cumplir que:

$$s = \frac{l}{4} \text{ cm} \quad \text{ó} \quad s = \frac{l}{8} \text{ cm} \quad (\text{Ec. 4.16}) \quad s \leq 152,4 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 4.17})$$

Donde: s : Separación longitudinal de los elementos de tensado en, cm.
 l : Longitud de las laminaciones a usar en, cm.

4.1.11 TAMAÑO DE LOS ELEMENTOS DE TENSADO.

Debe seleccionarse un tipo de sistema tensado. El más común es el de tensar las laminas con barras de alta resistencia. Cada elemento de tensado, espaciado y seleccionado, debe proveer la tensión inicial de compresión para un área de la losa igual al espesor de losa t_d por el espaciamiento s . La fuerza total de compresión es entonces el área (espesor por espaciamiento) multiplicado por la tensión inicial requerida. El área necesaria de los elementos de tensado es determinada por la ecuación 13-26 de la guía de especificaciones de la AASHTO 1991. Debe ser seleccionado un elemento de tensado con al menos el área de la sección transversal (Ec. 13-26).

- **Tamaño de elementos, artículo 13.11.2.3, guía de especificaciones AASHTO 1991:** Las tensiones en los materiales de tensado se limitarán a los niveles especificados en artículo 9.15.1 de los estándares. El requerimiento mínimo para el área del elemento de tensado debe ser determinado para proporcionar la tensión inicial requerida con el acero del espaciamiento seleccionado. (Ecuación 13-26, guía de la AASHTO 1991)

$$A_s = \frac{p_i \times (s \times t_d)}{f_s}$$

Donde: A_s : Área mínima requerida del elemento de tensión en, in².
 p_i : Mínimo requerimiento inicial de presión en, psi.
 s : Separación longitudinal de los elementos de tensado en, in.
 t_d : Espesor de la losa en, in.
 f_s : Máxima tensión permitida para el elemento de tensado en, psi.

Pero, para controlar la pérdida de tensión entre las laminaciones a causa del creep, el área de acero no debe exceder: (Ecuación 13-27, guía de la AASHTO 1991)

$$A_s \leq 0,0016 \times (s \times t_d)$$

• **Tensión del acero, artículo 9.15.1, estándares de la AASHTO:** Se limita la tensión del acero de barras a:

$$f_s = 0,7 \times f'_s$$

Donde: f_s : Máxima tensión permitida para el elemento de tensado en, psi.

f'_s : Tensión límite de resistencia última del acero utilizado en, psi.

4.1.11.1 CONSIDERACIONES:

✓ **Tensión permitida del acero para barras:** Para el tensado se utilizan barras de alta resistencia, con propiedades en tabla 4-3 (fuente Gerdau Aza y Milan Fabjanovic y Cia. Ltda), las que deben poseer hilo en toda su longitud y ser galvanizadas para poseer una protección adicional a la corrosión.

El ACI 318-99 en su página 401 indica que el máximo esfuerzo efectivo en la barra (elementos sometidos a tracción) no debe exceder el 70% de su resistencia última. El módulo de elasticidad es de $2,05 \times 10^6$ kgf/cm². La tensión permitida en el acero utilizado en las barras se calcula con la siguiente expresión, para ser utilizada con las siguientes unidades:

$$f_s^{Barra} = 0,7 \times f_{pu} \quad (\text{Ec. 4.18})$$

Donde: f_s^{Barra} : Tensión mínima de fluencia del acero en, kgf / cm².

f_{pu} : Resistencia mínima última a tensión axial en, kgf / cm².

| Acero Calidad | Díámetro | Resistencia Máxima |
|------------------|----------|---------------------|
| | mm | Kgf/cm ² |
| ASTM A722 | 15 a 36 | 10.350,00 |
| ASTM A354 | 15 a 36 | 10.500,00 |
| ASTM A490 | 15 a 36 | 10.500,00 |
| SAE 1045 | 9 a 8 | 7.200,00 - 8.600,00 |
| | 16 a 19 | 7.100,00 - 8.500,00 |
| | 22 a 28 | 7.000,00 - 8.400,00 |
| | 32 a 38 | 6.800,00 - 8.300,00 |

Tabla 4-3: Calidad de aceros comerciales para barras de tensado.

✓ **Área de las barras de tensado:** Cada barra debe entregar el esfuerzo de compresión inicial para un área del tablero igual al espesor del tablero d por el espaciamiento s (Fig. 4-9). La fuerza en cada barra T_{Barra} será el área, multiplicada por el esfuerzo inicial de compresión requerido p_i .

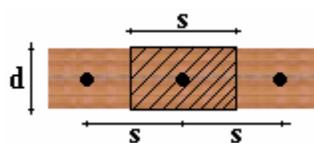


Fig. 4-9: Área de aplicación.

El total de la fuerza en cada barra T_{Barra} queda determinado por:

$$T_{Barra} = p_i \times (s \times d) \quad (\text{Ec. 4.19})$$

- Donde:
- T_{Barra} : Fuerza aplicada a cada barra en, kgf.
 - p_i : Mínimo requerimiento inicial de presión en, kgf / cm².
 - s : Separación longitudinal de las barras en, cm.
 - d : Espesor de la losa en, cm.

La ecuación 13-26 de la guía que determina el área mínima de las barras A_s^{\min} , esta puede ser transformada para que con la fuerza en las barras de tensado se determine el área mínima de sección transversal de cada barra:

$$A_s^{\min} = \frac{T_{Barra}}{f_s^{Barra}} \quad (\text{Ec. 4.20})$$

- Donde:
- A_s^{\min} : Área mínima de las barras en, cm².
 - T_{Barra} : Fuerza aplicada a cada barra en, kgf.
 - f_s^{Barra} : Tensión mínima de fluencia del acero en, kgf / cm².

Para controlar la pérdida de tensión entre las laminaciones a causa del creep, la guía de especificaciones de la AASHTO 1991 en la ecuación 13-27 limita el área de acero. Se puede determinar el área máxima de las barras A_s^{\max} con la siguiente expresión:

$$A_s^{\max} = 0,0016 \times (s \times d) \quad (\text{Ec. 4.21})$$

- Donde:
- A_s^{\max} : Área máxima de las barra en, cm².
 - s : Separación longitudinal de los elementos de tensado en, cm.
 - d : Espesor de la losa en, cm.

Se conoce el área mínima requerida A_s^{\min} para que cada barra resista la fuerza de tensado T_{Barra} y el área máxima requerida para controlar la pérdida de tensión entre las laminaciones a causa del creep

A_S^{\max} . Como las barras de alta resistencia, calidad ASTM A722, están disponibles en diámetros que van desde 15 mm a 36 mm, se debe seleccionar el diámetro a usar ϕ_{Barra} y calcular el área real que tendrá cada barra A_{Barra} , de modo que cumpla:

$$A_{Barra} = \pi \times \left(\frac{\phi_{Barra}}{2} \right)^2 \quad (\text{Ec. 4.22}) \qquad A_S^{\min} \leq A_{Barra} \leq A_S^{\max} \quad (\text{Ec. 4.23})$$

Donde: A_{Barra} : Área de la barra a usar en, cm².
 ϕ_{Barra} : Diámetro de la barra a usar en, cm.
 A_S^{\min} : Área mínima de las barras en, cm².
 A_S^{\max} : Área máxima de las barra en, cm².

Se debe calcular la tensión a aplicar a cada barra f_{Barra} y verificar que no supere la tensión de permitida del acero f_S^{Barra} , cumpliendo que:

$$f_{Barra} = \frac{T_{Barra}}{A_{Barra}} \quad (\text{Ec. 4.24}) \qquad f_{Barra} \leq f_S^{Barra} \quad (\text{Ec. 4.25})$$

Donde: f_{Barra} : Tensión de trabajo de la barra en, kgf / cm².
 T_{Barra} : Fuerza aplicada a cada barra en, kgf.
 A_{Barra} : Área de la barra a usar en, cm².
 f_S^{Barra} : Tensión mínima de fluencia del acero en, kgf / cm².

4.1.12 TAMAÑO DE LAS PLACAS DE ANCLAJE.

La fuerza total de compresión de cada elemento del tensado debe ser resistido por la madera que se encuentra bajo la placa. El área requerida para la placa de anclaje esta determinada por la ecuación 13-28 de la guía de especificaciones de AASHTO 1991, usando la tensión de compresión perpendicular a la fibra, permitida, modificada por los factores apropiados de la tabla 13.2.1A de los estándares de la AASHTO 1989. Seleccionar una placa de anclaje con al menos el área de la placa determinada con la ecuación 13-28 de la guía de especificaciones y calcular la tensión actual bajo la placa seleccionada.

Finalmente, dar tamaño al espesor de la placa, para impedir la sobre-tensión en la placa, usando la ecuación 13-29 y la tensión la tensión actual bajo la placa seleccionada, ya calculada

- **Placas de apoyo, artículo 13.11.2.4, guía de especificaciones de la AASHTO 1991:** Las placas de apoyo u otros mecanismos deben ser provistos para asegurar que tensiones de compresión aplicadas a la madera laminada no exceda la tensión de compresión perpendicular a la fibra, permitida. El área mínima para cada placa debe ser: (Ecuación 13-28 de la guía de la AASHTO 1991)

$$A_{pl} = \frac{P_i \times s \times t_d}{F_C}$$

- Donde:
- A_{pl} : Área mínima de la placa de apoyo en, in².
 - P_i : Mínimo requerimiento inicial de presión en, psi.
 - s : Separación longitudinal de los elementos de tensado en, in.
 - t_d : Espesor de la losa en, in.
 - F_C : Tensión de compresión perpendicular a la fibra, permitida en, psi.

Cuando se usan placas, el espesor mínimo de la placa se calculará con la siguiente expresión: (Ecuación 13-29 de la guía de la AASHTO 1991)

$$t_p = \left[\frac{3 \times f_{bp} \times k^2}{F_S} \right]^{0.5}$$

- Donde:
- t_p : Espesor mínimo requerido para la placa de apoyo en, in.
 - f_{bp} : Tensión actual bajo la placa seleccionada en, psi.
 - F_S : Tensión de torsión aceptable en el acero de la placa especificado en la tabla 10.31.1A de los estándares, en psi.

Y, el factor k en pulgadas depende en la forma de las placas de apoyo y de anclaje (Si se usan) y será tomado como el mayor valor entre, (Fig. 4-10):

$$k = \frac{(W_P - W_A)}{2} \quad \text{ó} \quad k = \frac{(L_P - L_A)}{2}$$

- Donde:
- W_P, L_P : Dimensiones de la placa de apoyo, ancho y largo en, in.
 - W_A, L_A : Dimensiones de la placa de anclaje, ancho y largo en, in.

4.1.12.1 CONSIDERACIONES:

✓ **Tensión permitida del acero:** Para las placas de apoyo se utilizara acero que deberán cumplir con las especificaciones A37-24ES, A42-27ES ó A52-34ES, de las normas chilenas donde A indica que el material es acero de carbono, los números indican resistencia a la tracción y al limite de fluencia mínimo

por tracción respectivamente, la letra E indica que el acero es para usos estructurales, la letra S que el acero es soldabilidad garantizada.

El máximo esfuerzo efectivo en la placa de apoyo no debe exceder el 55% de su límite de fluencia por tracción última. El módulo de elasticidad corresponde a $2,05 \times 10^6$ kg / cm². La tensión permitida en el acero utilizado en las placas de apoyo se calcula con la siguiente expresión, para ser utilizada con las siguientes unidades:

$$f_S^{Placa} = 0,55 \times f_y^{Placa} \quad (\text{Ec. 4.26})$$

Donde: f_S^{Placa} : Tensión admisible del acero de placa en, kgf / cm².

f_y^{Placa} : Resistencia límite de fluencia mínimo por tracción en, kgf / cm².

✓ **Área de placa de apoyo:** Con la fuerza en cada barra T_{Barra} y la tensión de diseño permitida para la madera bajo compresión perpendicular a la fibra F_{cn}^{dis} , la ecuación 13-28 de la guía de especificaciones de la AASHTO 1991 que determina el área mínima de las placas de apoyo, puede ser utilizada con las siguientes unidades:

$$A_{pl} = \frac{T_{Barra}}{F_{cn}^{dis}} \quad (\text{Ec. 4.27})$$

Donde: A_{pl} : Área mínima de la placa de apoyo en, cm².

T_{Barra} : Fuerza aplicada a cada barra en, kgf.

F_{cn}^{dis} : Tensión de diseño admisible para la madera bajo compresión normal a la fibra en, kgf / cm².

Se conoce el área mínima requerida A_{pl} para que cada placa transmita la fuerza de tensado T_{Barra} a las laminaciones exteriores sin superar la tensión admisible de la madera bajo compresión normal a la fibra F_{cn}^{dis} . Se dimensionan las placas de apoyo (Fig. 4-10), eligiendo la altura W_p según la altura del tablero y determinando el largo de la placa L_p , cumpliendo:

$$A_{Placa} = W_p \times L_p \quad (\text{Ec. 4.28}) \quad 1,0 \leq \frac{L_p}{W_p} \leq 2,0 \quad (\text{Ec. 4.29}) \quad A_{Placa} \geq A_{pl} \quad (\text{Ec. 4.30})$$

Donde: W_p, L_p : Dimensiones de la placa de apoyo a usar en, cm.

A_{Placa} : Área de la placa de apoyo a usar en, cm².

A_{pl} : Área mínima de la placa de apoyo en, cm².

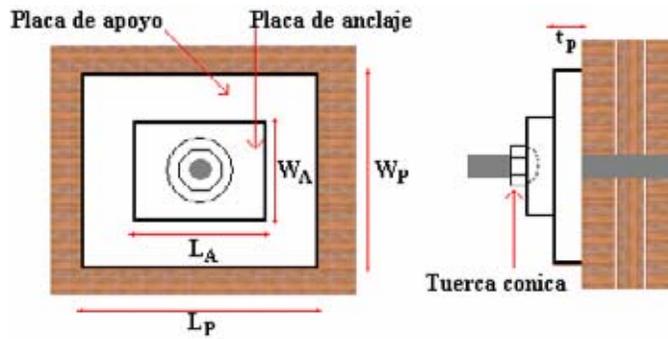


Fig. 4-10: Detalle de configuración de anclajes, con sistema de placa discreta.

Se debe calcular la tensión de trabajo de compresión normal a la fibra $f_{cn}^{BajoPlaca}$ bajo la placa de apoyo y verificar que no supere la tensión de diseño de compresión normal a la fibra F_{cn}^{dis} para la madera seleccionada, cumpliendo que:

$$f_{cn}^{BajoPlaca} = \frac{T_{Barra}}{A_{Placa}} \quad (\text{Ec. 4.31}) \quad f_{cn}^{BajoPlaca} \leq F_{cn}^{dis} \quad (\text{Ec. 4.32})$$

Donde: $f_{cn}^{BajoPlaca}$: Tensión de trabajo bajo la placa de apoyo en, kgf / cm².

T_{Barra} : Fuerza aplicada a cada barra en, kgf.

A_{Placa} : Área de la placa a usar en, cm².

F_{cn}^{dis} : Tensión de diseño admisible para la madera bajo compresión normal a la fibra en, kgf / cm².

✓ **Espesor de placa de apoyo:** Conociendo las dimensiones de la placa de apoyo a usar se dimensiona una placa de anclaje (Fig. 4-10), eligiendo la altura W_A y el largo L_A , obteniendo el factor k que es tomado como el mayor valor entre:

$$k = \frac{(W_P - W_A)}{2} \quad \text{ó} \quad k = \frac{(L_P - L_A)}{2} \quad (\text{Ec. 4.33})$$

Donde: W_P, L_P : Dimensiones de la placa de apoyo a usar en, cm.

W_A, L_A : Dimensiones de la placa de anclaje a usar en, cm.

Se determina el espesor mínimo de la placa de apoyo t_p dado por la ecuación 13-29 de la guía de la AASHTO 1991, la que puede ser utilizada con las siguientes unidades:

$$t_p = \sqrt{\frac{3 \times f_{cn}^{BajoPlaca} \times k^2}{f_S^{Placa}}} \quad (\text{Ec. 4.34})$$

Donde: t_p : Espesor mínimo requerido para la placa de apoyo en, cm.

$f_{cn}^{BajoPlaca}$: Tensión de trabajo bajo placa de apoyo en, kgf / cm².

f_S^{Placa} : Tensión admisible del acero de placa en, kgf / cm².

k : Factor de forma de la placa de apoyo y la de anclaje en, cm.

Conociendo el espesor mínimo t_p se determina el espesor de la placa de apoyo a usar e_{Placa} y se repite el espesor para la placa de anclaje, cumpliendo que:

$$e_{Placa} \geq t_p \quad (\text{Ec. 4.35})$$

Donde: e_{Placa} : Espesor de la placa de apoyo a usar en, cm.

t_p : Espesor mínimo requerido para la placa de apoyo en, cm.

4.2 OTRAS CONSIDERACIONES.

4.2.1 VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS BAJO PUNTOS DE APOYO.

Otro aspecto a considerar en el diseño de este tipo de tableros es la verificación de la tensión que se produce bajo los puntos de apoyo, la que puede producir aplastamiento de la madera bajo el punto de transferencia de carga hacia la sub-estructura.

4.2.1.1 CONSIDERACIONES:

✓ **Máxima carga bajo apoyo:** Se determina la máxima carga de diseño para los apoyos en función reacción generada sobre ellos debido al peso propio de los elementos y a la sobrecarga de diseño. La máxima carga de diseño para los apoyos queda definida por:

$$R_{Max}^{Apoyo} = R_{PP}^{Apoyo} + R_{SC}^{Apoyo} \quad (\text{Ec. 4.36})$$

Donde : R_{Max}^{Apoyo} : Máxima reacción sobre apoyo en, kgf.

R_{PP}^{Apoyo} : Máxima reacción por peso propio en algún apoyo en, kgf.

R_{SC}^{Apoyo} : Máxima reacción por sobrecarga en algún apoyo en, kgf.

✓ **Área de apoyo:** La carga máxima de diseño R_{Max}^{Apoyo} para los apoyos debe ser distribuida sobre un área A_{Apoyo} igual al ancho de distribución de carga modificado D por la distancia longitudinal asumida para el apoyo L_{Apoyo} . El apoyo mínimo recomendado es de $L_{Apoyo} = 25$ cm para este tipo de estructuras y la tensión resultante $f_{cn}^{BajoApoyo}$ deberá ser menor que la tensión de diseño admisible bajo compresión normal a la fibra F_{cn}^{dis} .

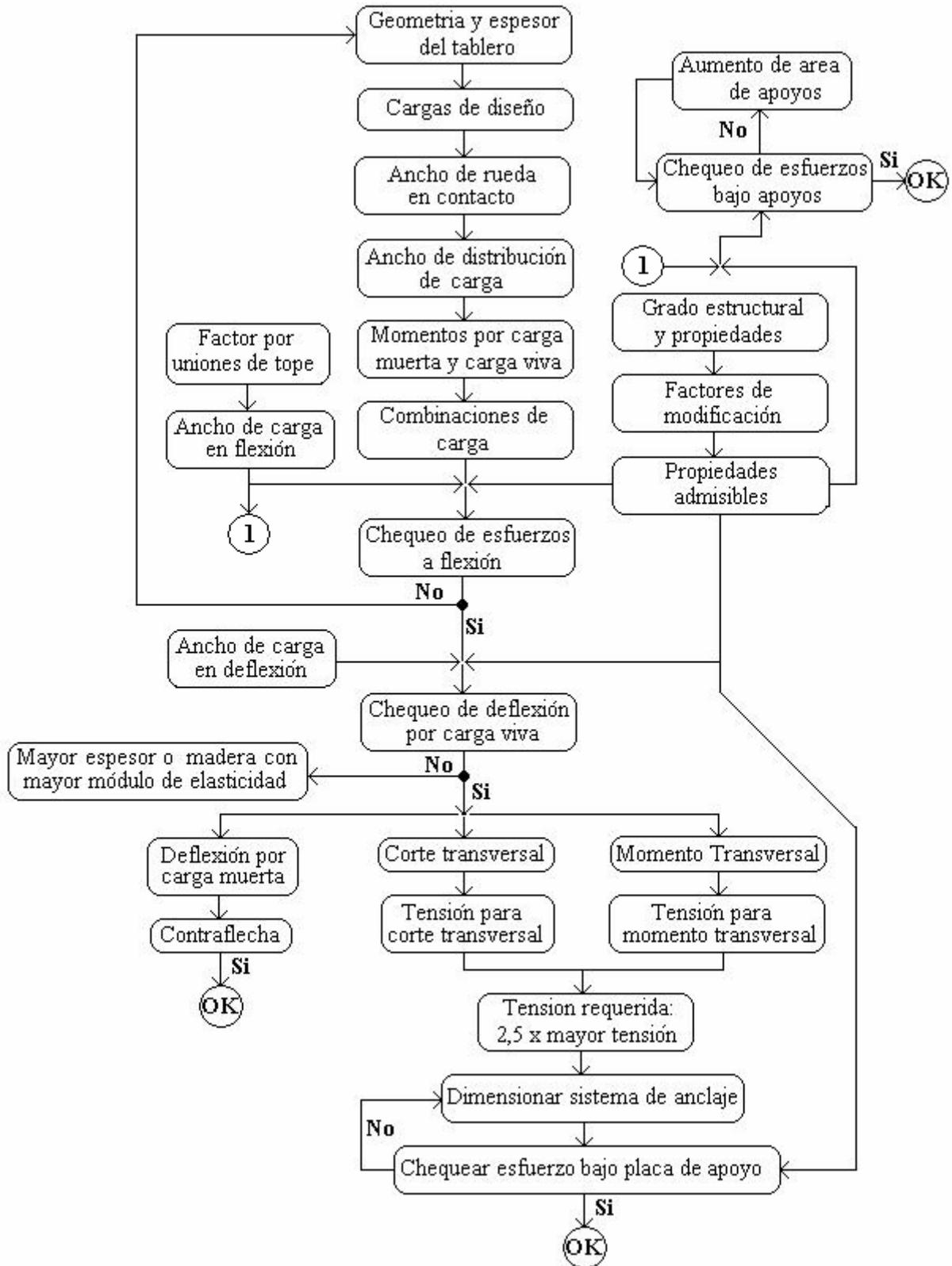
$$A_{Apoyo} = D \times L_{Apoyo} \quad (\text{Ec. 4.37}) \quad f_{cn}^{BajoApoyo} = \frac{R_{Max}^{Apoyo}}{A_{Apoyo}} \quad (\text{Ec. 4.38}) \quad f_{cn}^{BajoApoyo} \leq F_{cn}^{dis} \quad (\text{Ec. 4.39})$$

Donde :

- $f_{cn}^{BajoApoyo}$: Tensión bajo apoyo en, kgf / cm².
- A_{Apoyo} : Área de apoyo en, cm².
- F_{cn}^{dis} : Tensión de diseño admisible para la madera bajo compresión normal a la fibra en, kgf / cm².

4.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.

Con lo analizado anteriormente, se puede establecer el siguiente procedimiento de diseño para tableros de madera tensados transversalmente:



CAPITULO V

DISEÑO DE UN PUENTE CONTINUO DE DOS TRAMOS DE TABLERO DE MADERA POST-TENSADO

El diseño del tablero de madera post-tensado para puente vehicular se basa principalmente en la normativa AASHTO 1991, "Guía de especificaciones para el diseño de losas de madera lamina tensada" y apoyado en los estándares de la AASHTO 1996, "Normativa de especificaciones para puentes carreteros" y en la normativa nacional NCh 1198, "Madera-Construcciones en Madera-Cálculo".

5.1 DISEÑO DE TABLERO.

El tablero se diseña para un puente característico, para colaborar con el departamento de Vialidad de la ciudad de Valdivia, para considerar su posible implementación en un puente existente del camino rural de bajo tránsito vehicular que une Valdivia con Corral.

Como se indicó en el capítulo anterior, el diseño de este tipo de tableros se basa en la simplificación de realizar el diseño de una viga de madera compuesta por laminaciones, la que se encuentra directamente bajo la línea de carga de las ruedas de un camión de diseño (Fig. 5-1), debiendo resistir su paso y el peso propio de la misma y de los elementos adicionales.

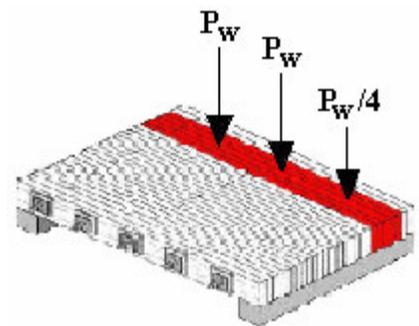


Fig. 5-1: Viga de diseño.

El diseño aquí desarrollado, se realiza utilizando el procedimiento de diseño establecido y fundamentado en el capítulo IV, utilizando las consideraciones y ecuaciones desarrolladas en dicho capítulo.

5.1.1 REQUERIMIENTOS GEOMÉTRICOS Y CARGAS DE DISEÑO.

La geometría del tablero de madera, esta dada en función de las dimensiones del puente a diseñar y las solicitaciones están dadas por la normativa utilizada en el cálculo estructural.

5.1.1.1 GEOMETRÍA Y ESPESOR INICIAL:

El tablero de madera tensado transversalmente se diseña continuo, íntegramente en pino Radiata y se apoya sobre 3 apoyos simples (Fig. 5-2). El puente existente tiene una longitud de 12 metros, con una cepa central, dejando 2 tramos continuos que se consideran de 6 metros de luz cada uno. Se considera tránsito vehicular en 1 sentido, por lo que el ancho total de la calzada incluyendo los pasillos, es de 5 metros. Se considera el espesor del tablero como la altura d estimada en función de la luz libre entre apoyos; entre 3,048m y 6,096m se recomienda espesor 12in, 30,48cm.

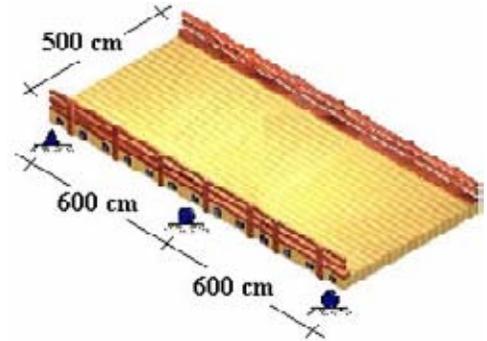


Fig. 5-2: Geometría del tablero.

Tabla 5-1: Tablero-Geometría

| | | | |
|--------------------------------|-------|---|----------|
| Numero de apoyos | n | = | 3 |
| Longitud entre apoyos | L | = | 600 cm |
| Longitud inicial de los apoyos | L_A | = | 25 cm |
| Longitud del tablero | L_L | = | 1.200 cm |
| Ancho del tablero | B_L | = | 500 cm |
| Espesor inicial del tablero | d | = | 30,48 cm |

5.1.1.2 CARGAS DE DISEÑO:

✓ **Por carga muerta:** Para las cargas muertas se consideran los valores unitarios establecidos en la norma NCh 1537, considerando la densidad de los siguientes elementos:

Tabla 5-2: Elementos del tablero-Densidades

| | | | |
|-----------------------------|------------------------|---|------------------------------|
| Estructura de madera | $\gamma_{PinoRadiata}$ | = | 0,000513 kgf/cm ³ |
| Carpeta de rodado asfáltica | $\gamma_{Asfalto}$ | = | 0,001500 kgf/cm ³ |

Se calcula la carga de superficie debido al peso propio de los elementos, para el tablero se considera la densidad de la madera $\gamma_{PinoRadiata} = 0,000513 \text{ kgf/cm}^3$ y un espesor $d = 30,48 \text{ cm}$, para la carpeta se considera la densidad $\gamma_{Asfalto} = 0,0015 \text{ kgf/cm}^3$ y una espesor máximo $e_{Carpeta} = 10 \text{ cm}$. Además se debe incrementar el peso del tablero en un 20% debido al peso de los elementos adicionales como barandas y sistema de tensado.

Tabla 5-3: Carga muerta-Cargas de superficie

| | |
|------------------------------|--|
| Losa + elementos adicionales | $Q_{Losa} = 0,01876 \text{ kgf/cm}^2$ |
| Carpeta de rodado asfáltica | $Q_{Carpeta} = 0,015 \text{ kgf/cm}^2$ |

✓ **Por carga viva:** Se considera una sobrecarga debido al paso de una línea de carga móvil, definida por un camión AASTHO HS 20-44, no se considera el 20% adicional ya el puente se ubica en un camino rural de bajo tránsito vehicular. La línea de carga entrega una fuerza total de 16.330kgf, distribuidos en los 3 ejes del camión.

Tabla 5-4: Carga viva-Carga de diseño

| | |
|---------------------------------------|----------------------------|
| Camión HS20-44 máxima carga por rueda | $P_w = 7.258 \text{ kgf}$ |
| Distancia mínima entre ejes traseros | $V_{min} = 427 \text{ cm}$ |
| Distancia máxima entre ejes traseros | $V_{max} = 914 \text{ cm}$ |

5.1.2 PROPIEDADES DE DISEÑO PERMITIDAS.

5.1.2.1 GRADO ESTRUCTURAL Y PROPIEDADES:

El uso estructural que se le dará a la madera de pino Radiata, requiere que la clase estructural de la madera sea GS y se encuentre en estado seco con una humedad de equilibrio del 12%.

✓ **Especie:** *Pino Radiata (Insigne) GS*. Se conocen las tensiones admisibles y modulo de elasticidad sin modificar, para madera aserrada de pino Radiata en estado seco, según NCh 1198. Of.91, tabla 4b, página 9:

Tabla 5-5: Tensiones de diseño-Sin modificar en kgf/cm²

| | F_f | F_{cn} | E_f |
|----|--------|----------|------------|
| GS | 110,00 | 25,00 | 105.000,00 |

Donde: F_f : Tensión admisible a flexión en, kgf / cm².

F_{cn} : Tensión admisible a compresión normal en, kgf / cm².

E_f : Modulo de elasticidad en flexión en, kgf / cm².

✓ **Localidad:** *Valdivia*. El tablero se diseña para su implementación en un puente ubicado en el camino que une Valdivia con Corral, dentro de la comuna de Valdivia. Según NCh 1198. Of.91, anexo D, página 156, valdivia presenta los siguientes datos climáticos:

Tabla 5-6: Condiciones-Valdivia-X Región

| | |
|-------------------------|---------|
| Humedad de equilibrio | 17 % |
| Temperatura media anual | 11,9 °C |

5.1.2.2 FACTORES DE MODIFICACIÓN: (NCh 1198. 7.1. Pág. 12)

Se deben corregir las tensiones admisibles y el módulo de elasticidad, aplicando los factores de modificación calculados en Anexo B.

Tabla 5-7: Factores de modificación

| | F_f | F_{cn} | E_f |
|----------|--------|----------|--------|
| K_H | 0,8975 | 0,8665 | 0,9260 |
| K_D | 0,9996 | 1,0000 | 1,0000 |
| K_C | 1,1500 | 1,1000 | 1,0000 |
| K_T | 1,0470 | 1,0470 | 1,0219 |
| K_{hf} | 0,7835 | 1,0000 | 1,0000 |
| K_Q | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |

5.1.2.3 PROPIEDADES ADMISIBLES:

Las tensiones admisibles y el módulo de elasticidad se multiplican por los factores de modificación calculados para obtener las tensiones de diseño y el módulo de elasticidad de diseño, para madera de pino Radiata en estado seco 12% y grado estructural selecto GS.

Tabla 5-8: Tensiones de diseño-Modificadas en kgf / cm²

| | F_f | F_{cn} | E_f |
|----|-------|----------|-----------|
| GS | 93,10 | 24,95 | 99.356,42 |

Las tensiones admisibles usadas en el diseño del tablero de madera, corresponden a:

Tensión admisible a flexión : $F_f^{dis} = 93,10$ en, kgf / cm².

Tensión admisible a compresión normal : $F_{cn}^{dis} = 24,95$ en, kgf / cm².

Módulo de elasticidad en flexión : $E_f^{dis} = 99.356,42$ en, kgf / cm².

5.1.3 ANCHO DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA.

5.1.3.1 ANCHO DE LA RUEDA EN CONTACTO:

Se determina el ancho del neumático en contacto b_f en cm, para una carga de diseño $P_w = 7257,48$ kgf, utilizando la ecuación 4.1:

$$b_f = \sqrt{0,3556 \times P_w} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Tabla 5-9: Ancho de la rueda en contacto

| | |
|---------------------|------------------|
| Ancho del neumático | $b_f = 50,80$ cm |
|---------------------|------------------|

5.1.3.2 ANCHO DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA:

Se determina el ancho de distribución de carga D_{Carga} en cm, para un ancho de la rueda en contacto $b_f = 50,80$ cm y un espesor del tablero $d = 30,48$ cm, utilizando la ecuación 4.2:

$$D_{Carga} = b_f + 2 \times d \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Tabla 5-10: Ancho de distribución de carga

| | |
|-------------------------|-------------------------|
| Ancho de viga de diseño | $D_{carga} = 111,76$ cm |
|-------------------------|-------------------------|

5.1.3.3 FACTOR DE MODIFICACIÓN:

Se determina el factor de modificación C_{bj} adimensional, para una configuración de 1 unión de tope en 4 laminaciones adyacentes $j = 3$, utilizando la ecuación 4.3:

$$C_{bj} = \frac{j}{j+1} \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Tabla 5-11: Factor de modificación por uniones de tope

| | |
|------------------------|-----------------|
| Factor de modificación | $C_{bj} = 0,75$ |
|------------------------|-----------------|

5.1.3.4 ANCHO DE CARGA EN FLEXIÓN:

Se determina el ancho de distribución de carga en flexión D en cm, para un ancho de distribución de carga $D_{Carga} = 111,76$ cm y un factor de modificación por uniones de tope de $C_{bj} = 0,75$, utilizando la ecuación 4.4:

$$D = D_{Carga} \times C_{bj} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Tabla 5-12: Ancho de distribución de carga modificado

| | |
|--------------------------------------|----------------|
| Ancho de viga que resiste la flexión | $D = 83,82$ cm |
|--------------------------------------|----------------|

5.1.4 MOMENTOS DE DISEÑO POR CARGA VIVA Y CARGA MUERTA.

5.1.4.1 MOMENTO POR CARGA MUERTA:

Las máximas reacciones sobre la estructura debido al peso propio, se combinan las obtenidas debido al peso propio de la losa y elementos adicionales, más las obtenidas debido al peso propio de la carpeta de rodado asfáltica, calculadas en Anexo C:

Tabla 5-13: Reacciones de diseño-Peso propio

| | |
|--------------------|--|
| Reacción máxima | $R_{PP} = 2.830,08$ kgf |
| Corte máximo | $V_{PP} = 1.415,05$ kgf |
| Deformación máxima | $\delta_{PP}/EI = 2.648.693.420,29$ cm / kgf x cm ² |
| Momento máximo | $M_{PP} = 169.805,13$ kgf x cm |

5.1.4.2 MOMENTO POR CARGA VIVA:

Debido al paso del tren de carga se obtienen los siguientes valores máximos correspondientes a las reacciones de diseño por carga viva, calculadas en Anexo C:

Tabla 5-14: Reacciones de diseño-Sobrecarga

| | | |
|--------------------|--------------------|--|
| Reacción máxima | $R_{SC} =$ | 12.100,00 kgf |
| Corte máximo | $V_{SC} =$ | 8.090,00 kgf |
| Deformación máxima | $\delta_{SC}/EI =$ | 23.535.000.000,00 cm / kgf x cm ² |
| Momento máximo | $M_{SC} =$ | 885.000,00 kgf x cm |

5.1.5 CHEQUEO DE ESFUERZOS A FLEXIÓN.

5.1.5.1 COMBINACIONES DE CARGA:

El momento máximo de diseño M_{Max} en kgf x cm, se determina con la combinación del momento por carga muerta $M_{PP} = 169.805,13$ kgf x cm y el momento por carga viva $M_{SC} = 885.000,00$ kgf x cm, utilizando la ecuación 4.5:

$$M_{Max} = 1,0 \times M_{PP} + 1,0 \times M_{SC} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

Tabla 5-15: Momento máximo de diseño

| | |
|-------------|-----------------------|
| $M_{Max} =$ | 1.054.805,13 kgf x cm |
|-------------|-----------------------|

5.1.5.2 CHEQUEO DE ESFUERZOS A FLEXIÓN:

El momento máximo de diseño $M_{Max} = 1.054.805,13$ kgf x cm, calculado para una porción de la losa igual al ancho de distribución de carga $D_{Carga} = 111,76$ cm, deberá ser resistido en flexión por una porción de losa menor $D = 83,82$ cm. Se calculan las propiedades de la porción de la losa que debe resistir la flexión, para un espesor $d = 30,48$ cm se determina la inercia de la sección I en cm⁴ y la distancia desde el eje neutro a la fibra extrema Y en cm, para obtener el modulo W en cm³ utilizando la ecuación 4.6:

$$W = \frac{I}{Y} \quad (\text{Ec. 4.6}) \quad \text{Con:} \quad I = \frac{1}{12} \times D \times d^3 \quad (\text{Ec. 4.6.1}) \quad Y = \frac{d}{2}$$

Tabla 5-16: Propiedades-Porción en flexión

| | | |
|---------------------------|-------|----------------------------|
| Distancia a fibra extrema | $Y =$ | 15,24 cm |
| Inercia | $I =$ | 197.795,25 cm ⁴ |
| Modulo | $W =$ | 12.978,69 cm ³ |

Con el momento máximo de diseño $M_{Max} = 1.054.805,13 \text{ kgf} \times \text{cm}$ y el modulo de la sección en flexión $W = 12,978,69 \text{ cm}^3$, se calcula la tensión de trabajo en flexión σ_f^T en kgf/cm^2 , utilizando la ecuación 4.7:

$$\sigma_f^T = \frac{M_{Max}}{W} \quad (\text{Ec. 4.7})$$

Tabla 5-17: Tensión de trabajo - flexión

| | | | |
|--------------|---|-------|---------------------|
| σ_f^T | = | 81,27 | kgf/cm ² |
|--------------|---|-------|---------------------|

Como la tensión de trabajo en flexión $\sigma_f^T = 81,27 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ no debe en ningún caso superar la tensión de diseño admisible en flexión $F_f^{dis} = 93,0977 \text{ kgf}/\text{cm}^2$, se debe cumplir la ecuación 4.8:

$$\sigma_f^T \leq F_f^{dis} \quad (\text{Ec. 4.8})$$

$$81,27 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 93,10 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{O.K.}$$

5.1.6 CHEQUEO DE DEFORMACIÓN POR CARGA VIVA.

5.1.6.1 ANCHO DE CARGA EN DEFLEXIÓN:

Debido al comportamiento ortotrópico del tablero, la porción de losa que encuentra en deflexión es mayor que la que se encuentra en flexión. Entonces la inercia I_{def} en cm^4 para la porción de la losa que encuentra en deflexión con espesor $d = 30,48 \text{ cm}$ y un ancho igual a 1,15 veces el ancho de carga $D = 83,82 \text{ cm}$. se determina utilizando la ecuación 4.9:

$$I_{def} = \frac{1}{12} \times 1,15D \times d^3 \quad (\text{Ec. 4.9})$$

Tabla 5-18: Propiedades - Porción en deflexión

| | | | |
|---------|-------------|------------|-----------------|
| Inercia | $I_{def} =$ | 227.464,54 | cm ⁴ |
|---------|-------------|------------|-----------------|

5.1.6.2 CHEQUEO DE DEFORMACIÓN POR CARGA VIVA:

Con la inercia de la porción de losa que se encuentra en deflexión $I_{def} = 227.464,54 \text{ cm}^4$ y con el módulo de elasticidad de diseño admisible en flexión $E_f^{dis} = 99.356,42 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ se determina la rigidez EI_{def} . Se calcula la deformación por carga viva δ_{ll} debido a la sobrecarga que produce una línea de rueda de carga del camión AASTHO HS 20-44 y con la luz efectiva $L = 600 \text{ cm}$ se determina la deformación admisible para la estructura, $L/500$ ó $L/360$.

Tabla 5-19: Deflexión por carga viva

| | | | |
|------------------------|----------------------------|-------------------|----------------------------|
| Deformación máxima | $\delta_{SC} / EI_{def} =$ | 23.535.000.000,00 | cm / kgf x cm ² |
| Rigidez | $EI_{def} =$ | 22.600.062.020,52 | kgf x cm ² |
| Deformación carga viva | $\delta_{ll} =$ | 1,04 | cm |
| Deformación admisible | $L / 500 =$ | 1,20 | cm |
| Deformación admisible | $L / 360 =$ | 1,67 | cm |

Como la deflexión debido a la carga viva $\delta_{LL} = 1,04$ cm no debe superar la deformación admisible, se debe cumplir la ecuación 4.10:

$$\delta_{ll} \leq \frac{L}{500} \quad \text{También se acepta} \quad \delta_{LL} \leq \frac{L}{360} \quad (\text{Ec. 4.10})$$

$$1,04\text{cm} < 1,20\text{cm} \quad \text{O.K.} \quad 1,04\text{cm} < 1,67\text{cm} \quad \text{O.K.}$$

5.1.7 REVISAR EL ESPESOR.

5.1.7.1 ESPESOR PARA FLEXIÓN:

Como en el paso 5.1.5 la tensión de trabajo en flexión $\sigma_f^T = 81,27$ kgf/cm² es menor que la tensión de diseño admisible en flexión $F_f^{dis} = 93,10$ kgf/cm², el espesor inicial estimado del tablero $d = 30,48$ cm es suficiente para resistir la flexión. Si se utiliza un espesor menor en la losa 25,40cm, ancho inmediatamente menor disponible en madera, la tensión de trabajo alcanza los 120kgf/cm² superando la tensión de diseño permitida.

5.1.7.2 ESPESOR PARA DEFORMACIÓN:

Como en el paso 5.1.6 la deformación obtenida por carga viva $\delta_{LL} = 1,04$ cm es menor que la deflexión admisible $\delta^{adm} = 1,20$ cm, el espesor inicial estimado del tablero $d = 30,48$ cm es suficiente para resistir la deflexión. Si se utiliza el espesor de losa menor de 25,40cm, la inercia de la sección en deflexión disminuye considerablemente, con lo que la deformación obtenida alcanza los 1,90cm superando la deformación permitida.

5.1.8 DEFORMACIÓN POR CARGA MUERTA Y CONTRA-FLECHA.

5.1.8.1 DEFORMACIÓN POR CARGA MUERTA δ_{dl} :

Con la inercia de la porción de losa que se encuentra en flexión $I = 197.795,25$ cm⁴ determinada con la ecuación 4.6.1 y el módulo de elasticidad de diseño admisible en flexión $E_f^{dis} = 99.356,42$ kgf/cm²

se determina la rigidez EI y la deformación por carga muerta δ_{dl} debido al peso propio de la losa más elementos adicionales y la carpeta de rodado asfáltica:

Tabla 5-20: Deflexión por carga muerta

| | |
|--------------------------|--|
| Deformación máxima | $\delta_{pp} / EI = 3.004.400.855,74 \text{ cm} / \text{kgf} \times \text{cm}^2$ |
| Rigidez | $EI = 19.652.227.843,93 \text{ kgf} \times \text{cm}^2$ |
| Deformación carga muerta | $\delta_{dl} = 0,15 \text{ cm}$ |

5.1.8.2 CONTRA-FLECHA:

Debido a que se utilizan uniones de tope en el tablero se puede introducir una contra-flecha, la que debería ser igual a 3 veces la deflexión por carga muerta $\delta_{dl} = 0,15 \text{ cm}$.

Tabla 5-21: Contra-flecha

| |
|--|
| $3 \times \delta_{dl} = 0,46 \text{ cm}$ |
|--|

5.1.9 NIVEL DE TENSIÓN REQUERIDO PARA SER USADO EN LAS LAMINACIONES.

5.1.9.1 MOMENTO FLECTOR TRANSVERSAL:

Se calcula el momento transversal M_T en $\text{kgf} \times \text{cm} / \text{cm}$, en función del momento longitudinal por carga viva $M_{sc} = 885.000,00 \text{ kgf} \times \text{cm}$, con un factor de modificación por uniones de tope de $C_{bj} = 0,75$, para la mitad del ancho de la losa $b = 250 \text{ cm}$ y una longitud de losa entre apoyos de $L = 600 \text{ cm}$, utilizando la ecuación 4.11 para puentes de 1 carril:

$$1 \text{ carril : } M_T = \frac{1}{2,54} \times \frac{1,54 \times M_{sc}}{1000 \times (C_{bj})^{1/4}} \times \left(\frac{b}{L} \right) \quad (\text{Ec. 4.11})$$

Tabla 5-22: Momento transversal

| |
|---|
| $M_T = 240,24 \text{ kgf} \times \text{cm} / \text{cm}$ |
|---|

5.1.9.2 CORTE TRANSVERSAL:

Se calcula el corte transversal V_T en kgf / cm , en función de la máxima carga del neumático en contacto $P_w = 7257,48 \text{ kgf}$, para la mitad del ancho de la losa $b = 250 \text{ cm}$ y una longitud de losa entre apoyos de $L = 600 \text{ cm}$, utilizando la ecuación 4.12:

$$V_T = \frac{1}{2,54} \times \frac{P_w}{1000} \times \left(10,54 - \frac{b}{L} \right) \quad (\text{Ec. 4.12})$$

Tabla 5-23: Corte transversal

| |
|---------------------------------------|
| $V_T = 28,93 \text{ kgf} / \text{cm}$ |
|---------------------------------------|

5.1.9.3 TENSIÓN PARA MOMENTO TRANSVERSAL:

Se determina la tensión p_{M_T} en kgf/cm², en función del momento transversal $M_T = 240,24$ kgf x cm / cm y el espesor de la losa $d = 30,48$ cm, utilizando la ecuación 4.13:

$$p_{M_T} = \frac{6 \times M_T}{d^2} \quad (\text{Ec. 4.13})$$

Tabla 5-24: Tensión-Momento

| |
|-----------------------------------|
| $p_{M_T} = 1,55 \text{ kgf/cm}^2$ |
|-----------------------------------|

5.1.9.4 TENSIÓN PARA CORTE TRANSVERSAL:

Se determina la tensión p_{V_T} en kgf/cm², en función del corte transversal $V_T = 28,93$ kgf/cm, el coeficiente $\mu = 0,45$ para madera aserrada y el espesor de la losa $d = 30,48$ cm, utilizando la ecuación 4.14:

$$p_{V_T} = \frac{1,5 \times V_T}{\mu \times d} \quad (\text{Ec. 4.14})$$

Tabla 5-25: Tensión-Corte

| |
|-----------------------------------|
| $p_{V_T} = 3,16 \text{ kgf/cm}^2$ |
|-----------------------------------|

5.1.9.5 TENSIÓN REQUERIDA:

Con la mayor tensión entre la necesaria para resistir la flexión transversal y la necesaria para resistir el corte transversal, $p = 3,16$ kgf/cm² y se determina la presión inicial aplicada a las laminaciones de la losa, p_i en kgf/cm², utilizando la ecuación 4.15:

$$p_i = 2,5 \times p \quad (\text{Ec. 4.15})$$

Tabla 5-26: Tensión inicial 100%

| |
|-------------------------------|
| $p_i = 7,91 \text{ kgf/cm}^2$ |
|-------------------------------|

5.1.9.6 RE-TENSADO EN EL TIEMPO:

Se desea mantener la tensión en el tablero de $p_i = 7,91$ kgf/cm² en el tiempo, evitando la pérdida en la capacidad de carga del puente, para ello se sigue la siguiente secuencia de re-tensado al 100% inicial, considerando el día 1 como el día en que el tablero es entregado a servicio:

Tabla 5-27: Re-tensado en el tiempo

| | | | | |
|--------|-----------------|--------------------|---|----|
| Día | 1 | 3 | 7 | 50 |
| Acción | Tensado al 100% | Re-tensado al 100% | | |

5.1.10 ESPACIAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE TENSIÓN.

5.1.10.1 SEPARACIÓN ENTRE BARRAS:

Las laminaciones a usar tendrán una longitud $l = 400$ cm, con una configuración de 3 laminaciones libre entre uniones de tope en el sentido transversal y manteniendo una distancia entre uniones de tope en la dirección longitudinal de 100cm. Si se consideran 2 barras en el centro de cada separación longitudinal existente entre uniones de tope, la separación entre barras s se calcula en cm, utilizando la ecuación 4.16:

$$s = \frac{l}{8} \text{ cm} \quad (\text{Ec. 4.16})$$

Tabla 5-28: Barras-Separación

| | | | |
|-----|---|------|----|
| s | = | 50,0 | cm |
|-----|---|------|----|

La separación de las barras $s = 50$ cm debe cumplir los requisitos de la ecuación 4.17:

$$s \leq 152,4 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 4.17})$$

$$50,0 \text{ cm} < 152,4 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

5.1.11 TAMAÑO DE LOS ELEMENTOS DE TENSADO:

5.1.11.1 TENSION PERMITIDA DEL ACERO PARA BARRAS:

Se utilizan barras de alta resistencia ASTM A722, con una resistencia mínima última a tensión axial $f_{pu} = 10.350,00$ kgf/cm² y se calcula la tensión permitida en kgf/cm², con la ecuación 4.18:

$$f_s^{Barra} = 0,7 \times f_{pu} \quad (\text{Ec. 4.18})$$

Tabla 5-29: Barras-Tensión permitida

| | |
|-------------------|--|
| Tensión admisible | $f_s^{Barra} = 7.245,00$ kgf/cm ² |
|-------------------|--|

5.1.11.2 FUERZA EN CADA BARRA:

El esfuerzo de compresión inicial $p_i = 7,91$ kgf/cm² debe ser entregado a un área del tablero igual al espesor $d = 30,48$ cm por el espaciamiento entre barras $s = 50$ cm. Se calcula la fuerza en cada barra T_{Barra} en kgf, utilizando la ecuación 4.19:

$$T_{Barra} = p_i \times (s \times d) \quad (\text{Ec. 4.19})$$

Tabla 5-30: Fuerza en cada barra

| | | | |
|-------------|---|-----------|-----|
| T_{Barra} | = | 12.052,14 | kgf |
|-------------|---|-----------|-----|

5.1.11.3 ÁREA DE LAS BARRAS:

Con la fuerza aplicada a cada barra $T_{Barra} = 12.052,14 \text{ kgf}$ y la tensión admisible para el acero usado en las barras $f_s^{Barra} = 7.245,00 \text{ kgf/cm}^2$, se determina la mínima área requerida en las barras A_s^{\min} en cm^2 , utilizando la ecuación 4.20:

$$A_s^{\min} = \frac{T_{Barra}}{f_s^{Barra}} \quad (\text{Ec. 4.20})$$

Tabla 5-31: Barra-Área mínima

| | | |
|--------------|---|--------------------|
| A_s^{\min} | = | 1,66 cm^2 |
|--------------|---|--------------------|

El área de acero en las barras se limita para controlar la pérdida de tensión entre las laminaciones a causa del creep, por lo que se calcula el área máxima A_s^{\max} en cm^2 con la ecuación 4.21, para una separación de barras $s = 50 \text{ cm}$ y un espesor del tablero $d = 30,48 \text{ cm}$:

$$A_s^{\max} = 0,0016 \times (s \times d) \quad (\text{Ec. 4.21})$$

Tabla 5-32: Barra-Área máxima

| | | |
|--------------|---|--------------------|
| A_s^{\max} | = | 2,44 cm^2 |
|--------------|---|--------------------|

Se debe seleccionar el diámetro a usar ϕ_{Barra} , de 15mm a 36mm y calcular el área real neta que tendrá cada barra A_{Barra} en cm^2 , utilizando la ecuación 4.22:

$$A_{Barra} = \pi \times \left(\frac{\phi_{Barra}}{2} \right)^2 \quad (\text{Ec. 4.22})$$

Tabla 5-33: Barra-Área a usar

| | | |
|----------------|-----------|--------------------|
| ϕ_{Barra} | $5/8'' =$ | 1,59 cm |
| A_{Barra} | = | 1,98 cm^2 |

Con las áreas mínima $A_s^{\min} = 1,66 \text{ cm}^2$ y máxima $A_s^{\max} = 2,44 \text{ cm}^2$ se debe cumplir la ecuación 4.23:

$$A_s^{\min} \leq A_{Barra} \leq A_s^{\max} \quad (\text{Ec. 4.23})$$

$$1,66 \text{ cm}^2 < 1,98 \text{ cm}^2 \leq 2,44 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

Con la fuerza aplicada a cada barra $T_{Barra} = 12.052,14 \text{ kgf}$ y con el área de la barra a usar $A_s = 1,98 \text{ cm}^2$, se calcula la tensión a aplicar a cada barra f_{Barra} en kgf/cm^2 , utilizando la ecuación 4.24 y se aumenta en 10% para considerar la pérdida de tensado que se produce al apretar la tuerca:

$$f_{Barra} = \frac{T_{Barra}}{A_{Barra}} \quad (\text{Ec. 4.24})$$

$$f_{Barra} = 6.089,01 \text{ kgf / cm}^2$$

Tabla 5-34: Barra-Tensión de trabajo

| | | |
|-------------|---|--------------------------------|
| f_{Barra} | = | 6.700,00 kgf / cm ² |
|-------------|---|--------------------------------|

Se debe verificar que la tensión aplicada a la barra $f_{Barra} = 6.700,00 \text{ kgf/cm}^2$ no supere la tensión de fluencia permitida del acero $f_S^{Barra} = 7.245,00 \text{ kgf/cm}^2$, cumpliendo la ecuación 4.25:

$$f_{Barra} \leq f_S^{Barra} \quad (\text{Ec. 4.25})$$

$$6.700,00 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 7.245,00 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{O.K.}$$

5.1.12 TAMAÑO DE LAS PLACAS DE ANCLAJE.

5.1.12.1 TENSIÓN PERMITIDA DEL ACERO:

Para las placas se utilizará acero A42-27ES, el que poseen una resistencia al límite de fluencia mínimo por tracción $f_y^{Placa} = 2.700,00 \text{ kgf/cm}^2$ y la tensión permitida se calcula con la ecuación 4.26:

$$f_S^{Placa} = 0,55 \times f_y^{Placa} \quad (\text{Ec. 4.26})$$

Tabla 5-35: Placas-Tensión permitida

| | | | |
|-------------------|---------------|---|------------------------------|
| Tensión admisible | f_S^{Placa} | = | 1.485,00 kgf/cm ² |
|-------------------|---------------|---|------------------------------|

5.1.12.2 ÁREA DE PLACA DE APOYO:

Con la fuerza en cada barra $T_{Barra} = 12.052,14 \text{ kgf}$ y la tensión de diseño permitida para la madera bajo compresión perpendicular a la fibra $F_{cn}^{dis} = 24,95 \text{ kgf/cm}^2$ se calcula el área mínima de cada placa de apoyo en cm, utilizando la ecuación 4.27:

$$A_{pl} = \frac{T_{Barra}}{F_{cn}^{dis}} \quad (\text{Ec. 4.27})$$

Tabla 5-36: Placas de apoyo-Área mínima

| | | |
|----------|---|------------------------|
| A_{pl} | = | 483,09 cm ² |
|----------|---|------------------------|

Se calcula el área de las placas de apoyo en cm², utilizando la ecuación 4.28, eligiendo la altura W_p según la altura del tablero $d = 30,48 \text{ cm}$ y determinando el largo de la placa L_p de modo que se cumpla la ecuación 4.29, conociendo el área mínima de las placas $A_{pl} = 483,09 \text{ cm}^2$ se debe cumplir la ecuación 4.30:

$$A_{Placa} = W_p \times L_p \quad (\text{Ec. 4.28})$$

Tabla 5-37: Placas de apoyo-Área a usar

| | | | | |
|-------|-------------|---|--------|-----------------|
| Largo | L_p | = | 25,00 | cm |
| Ancho | W_p | = | 25,00 | cm |
| Área | A_{Placa} | = | 625,00 | cm ² |

$$1,00 \leq \frac{L_p}{W_p} \leq 2,00 \quad (\text{Ec. 4.29})$$

$$1,00 \leq 1,00 < 2,00 \quad \text{O.K.}$$

$$A_{Placa} \geq A_{pl} \quad (\text{Ec. 4.30})$$

$$625,00 \text{cm}^2 > 483,09 \text{cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

Con la fuerza aplicada a cada barra $T_{Barra} = 12.052,14 \text{ kgf}$ y con el área de la placa de apoyo a usar $A_{Placa} = 625,00 \text{ cm}^2$, se calcula la tensión de trabajo bajo la placa de apoyo $f_{cn}^{BajoPlaca}$ en kgf/cm^2 , utilizando la ecuación 4.31:

$$f_{cn}^{BajoPlaca} = \frac{T_{Barra}}{A_{Placa}} \quad (\text{Ec. 4.31})$$

Tabla 5-38: Placas de apoyo-Tensión de trabajo

| | | | |
|----------------------|---|-------|---------------------|
| $f_{cn}^{BajoPlaca}$ | = | 19,28 | kgf/cm ² |
|----------------------|---|-------|---------------------|

Se debe verificar que la tensión de trabajo bajo la placa de apoyo $f_{cn}^{BajoPlaca} = 19,28 \text{ kgf/cm}^2$ no se supere la tensión de diseño de compresión normal a la fibra $F_{cn}^{dis} = 24,95 \text{ kgf/cm}^2$, utilizando la ecuación 4.32:

$$f_{cn}^{BajoPlaca} \leq F_{cn}^{dis} \quad (\text{Ec. 4.32})$$

$$19,28 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 24,95 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{O.K.}$$

5.1.12.3 DIMENSIONES DE PLACA DE ANCLAJE:

Se dimensiona una placa de anclaje (W_A, L_A) conociendo las dimensiones de la placa de apoyo, ancho $W_p = 25,00 \text{ cm}$ y largo $L_p = 25,00 \text{ cm}$:

Tabla 5-39: Placa de anclaje-Dimensiones

| | | | | |
|-------|-------|---|-------|----|
| Largo | L_A | = | 10,00 | cm |
| Ancho | W_A | = | 10,00 | cm |

5.1.12.4 ESPESOR DE PLACA DE APOYO:

Con las dimensiones de la placa de apoyo, ancho $W_p = 25,00$ cm y largo $L_p = 25,00$ cm y las dimensiones de la placa de anclaje, ancho $W_A = 15,00$ cm y largo $L_A = 15,00$ cm, se obtiene el factor k que es tomado como el mayor valor calculado con la ecuación 4.33:

$$k = \frac{(W_p - W_A)}{2} \quad \text{ó} \quad k = \frac{(L_p - L_A)}{2} \quad (\text{Ec. 4.33})$$

$$k = 7,5 \quad \text{ó} \quad k = 7,5$$

Tabla 5-40: Placas-Factor k

| | | |
|---|---|-----|
| k | = | 7,5 |
|---|---|-----|

Con la tensión de trabajo bajo la placa $f_{cn}^{BajoPlaca} = 19,28$ kgf/cm², el factor $k = 7,5$ y la tensión admisible para el acero de placas $f_s^{Placa} = 1.485,00$ kgf/cm², se determina el espesor mínimo de la placa de apoyo t_p en cm, utilizando la ecuación 4.34:

$$t_p = \sqrt{\frac{3 \times f_{cn}^{BajoPlaca} \times k^2}{f_s^{Placa}}} \quad (\text{Ec. 4.34})$$

Tabla 5-41: Placas de apoyo-Espesor mínimo

| | | | |
|-------|---|------|----|
| t_p | = | 1,48 | cm |
|-------|---|------|----|

Con el espesor mínimo $t_p = 1,48$ cm se determina el espesor real de la placa de apoyo a usar e_{Placa} en cm, cumpliendo la ecuación 4.35:

Tabla 5-42: Placas de apoyo-Espesor a usar

| | | | |
|------------------|----------|------|----|
| $e_{PlacaApoyo}$ | $5/8" =$ | 1,59 | cm |
|------------------|----------|------|----|

$$e_{PlacaApoyo} \geq t_p \quad (\text{Ec. 4.35})$$

$$1,59\text{cm} > 1,48\text{cm} \quad \text{O.K.}$$

5.1.12.5 ESPESOR DE PLACA DE ANCLAJE:

Para las placas de anclaje se utiliza el mismo espesor que para placas de apoyo:

Tabla 5-43: Placas de anclaje-Espesor a usar

| | | | |
|--------------------|----------|------|----|
| $e_{PlacaAnclaje}$ | $5/8" =$ | 1,59 | cm |
|--------------------|----------|------|----|

5.1.13 VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS BAJO APOYO.

5.1.13.1 MÁXIMA CARGA BAJO APOYO:

Se calcula la máxima carga de diseño para los apoyos R_{Max}^{Apoyo} en kgf, en función de la mayor reacción generada sobre ellos debido al peso propio de los elementos $R_{PP}^{Apoyo} = 2830,08$ kgf y a la sobrecarga de diseño $R_{SC}^{Apoyo} = 12.100,00$ kgf, utilizando la ecuación 4.36:

$$R_{Max}^{Apoyo} = R_{PP}^{Apoyo} + R_{SC}^{Apoyo} \quad (\text{Ec. 4.36})$$

Tabla 5-44: Apoyo-Reacción de diseño

| | | | |
|-------------------|---|-----------|-----|
| R_{Max}^{Apoyo} | = | 14.930,08 | kgf |
|-------------------|---|-----------|-----|

5.1.13.2 ÁREA DE APOYO:

Se determina el área de apoyo A_{Apoyo} en cm^2 , para un ancho de distribución de carga modificado $D = 83,82$ cm y una longitud mínima recomendada $L_{Apoyo} = 25,0$ cm, utilizando la ecuación 4.37:

$$A_{Apoyo} = D \times L_{Apoyo} \quad (\text{Ec. 4.37})$$

Tabla 5-45: Apoyo-Área

| | | | |
|-------------|---|----------|---------------|
| A_{Apoyo} | = | 2.095,52 | cm^2 |
|-------------|---|----------|---------------|

Para una carga máxima de diseño para los apoyos $R_{PP}^{Apoyo} = 2830,08$ kgf y el área $A_{Apoyo} = 2.095,52$ cm^2 se calcula la tensión de trabajo bajo apoyos $f_{cn}^{BajoApoyo}$ en kgf/cm^2 , utilizando la ecuación 4.38:

$$f_{cn}^{BajoApoyo} = \frac{R_{Max}^{Apoyo}}{A_{Apoyo}} \quad (\text{Ec. 4.38})$$

Tabla 5-46: Apoyo-Tensión de trabajo

| | | | |
|----------------------|---|------|----------------------------|
| $f_{cn}^{BajoApoyo}$ | = | 7,12 | kgf / cm^2 |
|----------------------|---|------|----------------------------|

Se verifica que la tensión de trabajo bajo apoyos $f_{cn}^{BajoApoyo} = 7,12$ kgf/cm^2 no supere la tensión de diseño admisible de la madera bajo compresión normal a la fibra $F_{cn}^{dis} = 24,95$ kgf/cm^2 , utilizando la ecuación 4.39:

$$f_{cn}^{BajoApoyo} \leq F_{cn}^{dis} \quad (\text{Ec. 4.39})$$

$$7,12 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq 24,95 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{O.K.}$$

5.2 VALORES CARACTERÍSTICOS DEL DISEÑO.

5.2.1 GEOMETRÍA DEL TABLERO.

El tablero tensado transversalmente, compuesto por laminaciones de pino Radiata de grado estructural GS, presenta las siguientes dimensiones que cumplieron las etapas de diseño:

Geometría – Tablero:

| | | | | | |
|------------|---|-------------------|---------------|---|-----------------|
| Largo | : | $L_L = 1.200$ cm. | Ancho teórico | : | $B_L = 500$ cm. |
| Espesor | : | $d = 30,48$ cm. | Ancho real | : | $B_L = 510$ cm. |
| Luz máxima | : | $L = 600$ cm. | | | |

Se aumenta el ancho del tablero en 10 cm para poder finalizar con laminaciones de 400,0 cm de longitud. El tablero estará compuesto en su interior por laminaciones de 2" de espesor y 12" de ancho, utilizando 246 tablones de 400,0 cm, 50 tablones de 300,0 cm, 50 tablones de 200,0 cm y 50 tablones de 100,0 centímetros de largo. Para evitar aplastamiento en las laminaciones exteriores se utilizaran laminaciones de mayor espesor, en ambos bordes de su ancho tendrá 3 laminaciones de 400,0 centímetros. Entonces en el exterior del tablero, en ambos lados de su ancho, se utilizan laminaciones de 4" de espesor, 12" de ancho y 400,0 centímetros de largo. El tablero tiene una configuración de 1 unión de tope en 4 laminaciones adyacentes, con separación longitudinal de 100 cm y tendrá las siguientes dimensiones que cumplen el patrón señalado:

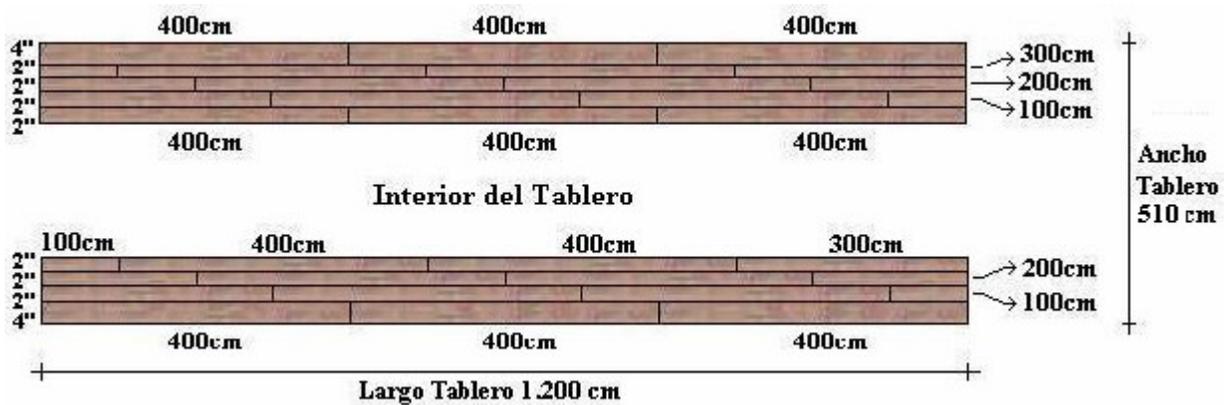


Fig. 5-3: Geometría inicial del tablero a utilizar, patrón inicial y final.

5.2.2 SISTEMA DE TENSADO.

En el tablero las laminaciones más largas a usar tendrán una longitud de 400 cm y tiene una configuración de 3 laminaciones libre entre uniones de tope en el sentido transversal y manteniendo una

distancia entre uniones de tope en la dirección longitudinal de 100 cm. Se consideraron 2 barras entre cada separación longitudinal existente entre uniones de tope, con separación longitudinal entre barras de 50cm, utilizando 24 barras para todo el tablero. Las barras y tuercas hexagonales de acero calidad ASTM A722 que cumplen las condiciones de diseño presentan las siguientes características:

Barras de acero:

| | | |
|------------------|---|---------------------------------------|
| Tensión aplicada | : | $f_{Barra} = 6.700 \text{ kgf/cm}^2.$ |
| Largo | : | 600 cm. |
| Diámetro | : | 16 mm. |
| Cantidad | : | 24 |
| Hilo | : | M20 (Métrico) |

Tuerca Hexagonal:

| | | |
|----------|---|---------|
| Alto | : | 7,5 cm. |
| Diámetro | : | 32 mm. |
| Cantidad | : | 48 |

Para distribuir la tensión de las barras a las laminaciones del tablero, se utiliza un sistema de placas discretas, con placas de apoyo, placas de anclaje. Ambos tipos de placas de acero calidad A 42-27 ES que cumplen las condiciones de diseño presentan las siguientes características:

Placas de apoyo:

| | | |
|----------|---|---------|
| Largo | : | 25 cm. |
| Ancho | : | 25 cm. |
| Espesor | : | 5/8 in. |
| Cantidad | : | 48 |

Placas de anclaje:

| | | |
|----------|---|---------|
| Largo | : | 10 cm. |
| Ancho | : | 10 cm. |
| Espesor | : | 5/8 in. |
| Cantidad | : | 48 |

CAPITULO VI

ESPECIFICACIONES PARA PUENTE CONTINUO DE DOS TRAMOS DE TABLERO DE MADERA POST-TENSADO

Las especificaciones del proyecto se refieren a un trabajo determinado conducente a la concreción de la obra, para el cual se describen los procedimientos de ejecución más comúnmente utilizados, se regulan y estipulan los materiales requeridos, y se establecen los requisitos de calidad a que deben ajustarse. Cada sección conserva un esquema único de presentación, para facilitar la ubicación de los diversos aspectos de interés, encontrándose dividida en tres tópicos, Descripción y Alcances, Materiales y Procedimientos de Trabajo.

6.1 PREPARACIÓN DE LA SUBESTRUCTURA.

6.1.1 DESCRIPCIÓN Y ALCANCES.

Esta sección se refiere a los trabajos de remoción y desarme de los elementos y estructuras existentes dentro del área de trabajo, que es necesario su reemplazo. Después de clasificarse e inventariarse todos los componentes o piezas constituyentes de las obras desarmadas que se puedan reutilizar, se deberán trasladar a los lugares de almacenamiento que señale la Inspección Fiscal. En caso contrario, los elementos no utilizables deberán trasladarse a escombreras autorizadas y disponerse conforme a las disposiciones ambientales.

6.1.2 MATERIALES.

Las obras a que se refiere esta sección no requieren el uso de materiales. Solo se requieren las herramientas necesarias para el retiro de un tablero de madera de puente tradicional y herramientas de limpieza para que la subestructura se encuentre en condiciones óptimas para recibir el nuevo tablero de madera tensado transversalmente.

La excepción son las soleras utilizadas en la nivelación de los apoyos, las que deben ser de madera de pino Radiata de clase estructural G1, con propiedades señaladas en la tabla 6-1. Se utilizan 6 piezas de

270 centímetros de largo por 10" de ancho y 7" de espesor. Deberán estar rectas y libres de deformaciones, con contenido de humedad de 12% y tratadas con sus respectivas perforaciones (ver laminas capítulo VII) con creosota a través de métodos de vacío-presión. Cada pieza se une a la subestructura utilizando 5 pernos de $\phi 1" \times L = 15 \frac{1}{2}"$, por lo que se hace necesario realizar perforaciones de 15 centímetros de profundidad y 5 centímetros de diámetro a los estribos y a la cepa central, con el fin de fijar los pernos a la subestructura.

6.1.3 PROCEDIMIENTOS DE TRABAJO.

6.1.3.1 REMOCIÓN DE ESTRUCTURAS:

Las estructuras establecidas en el proyecto que deben ser retiradas corresponden a todos los elementos de madera que constituyen el puente tradicional, dejando solo la subestructura de hormigón existente, estribos y cepa, con los pernos existentes en los estribos que fijan las bases de madera en los accesos al puente. Se debe retirar por completo el tablero tradicional existente, retirando barandas, pasillos, tablonces de resistencia, tablonces de rodado, travesaños y vigas principales.

Debido a que la estructura de madera es completamente retirada, solo la subestructura de hormigón existente es reutilizada y esta destinada a formar parte de la obra nueva. La superficie de contacto entre ambas deberá limpiarse en la forma de la mejor forma posible.

6.1.3.2 COLOCACIÓN DE SOLERAS:

Una vez retirado el tablero antiguo se realiza una nivelación tomado por lo menos 5 puntos sobre cada estribo y cepa central. Luego se colocan las soleras sobre la subestructura de manera de dejar la superficie completamente nivelada. Verificando que las soleras estén niveladas, la subestructura esta lista para recibir el nuevo tablero de madera tensado transversalmente.

El desarme y colocación de las soleras niveladas no debe demorar mas de 3 días, coincidiendo el final de esta secuencia con el final de la construcción y tensado del nuevo tablero de madera. Cumpliendo el tiempo establecido, el día 4 se puede montar el tablero nuevo sobre la subestructura.

6.2 TABLERO DE MADERA POST-TENSADO.

6.2.1 DESCRIPCIÓN Y ALCANCES.

El tablero de madera tensado transversalmente conforma la estructura del puente y posee una dimensión en planta de 1200 x 510 centímetros cuadrados, antes de la compresión. Esta compuesto por laminaciones de madera aserrada de pino Radiata tratadas con preservantes, las que son dispuestas de canto siguiendo la dirección longitudinal del puente y un sistema de post-tensado que incluye barras de acero de alta resistencia y anclajes de placas discretas.

Esta sección se refiere a la provisión, ensamble y colocación del tablero y demás elementos como guardarruedas, pasillos y barandas que dan forma al puente si.

6.2.2 MATERIALES.

6.2.2.1 MADERA DE LAMINACIONES:

Los tablonces que componen el tablero son de pino Radiata de clase estructural GS, con propiedades señaladas en la tabla 6-1. Para las laminaciones exteriores se necesitan 6 tablonces de 400,0 centímetros de largo por 12" de ancho y 4" de espesor. Para el interior del tablero se utilizan laminaciones de 12" de ancho y 2" de espesor, necesiándose 246 tablonces de 400,0 centímetros, 50 tablonces de 300,0 centímetros, 50 tablonces de 200,0 centímetros y 50 tablonces de 100,0 centímetros. Deberán estar rectos y libres de deformaciones, con contenido de humedad de 12%.

Los elementos de madera que componen el tablero deberán estar correctamente cortados y con perforaciones de un diámetro $\phi = 50$ milímetros en el centro del ancho (6") a los 25,0; 75,0; 125,0; 175,0; 225,0; 275,0; 325,0 y 375,0 centímetros del largo, realizando un buen prefabricado antes de aplicar tratamiento a presión con preservantes para protegerla de agentes como la luz ultravioleta del sol, pudrición por exceso de humedad, insectos y hongos. Se debe cumplir normativa NCh 786 Madera-Preservación-Clasificación de los preservantes, aceptándose maderas tratadas con sales de cromo, cobalto y arsénico, como una impregnación con creosota a través de métodos de vacío-presión cumpliendo estándares de A.W.P.A. No se aceptaran tablonces que se encuentren sin las perforaciones correspondientes y sin el tratamiento adecuado.

Se utilizan clavos de acero A 44-28 H de 3" de largo para fijar las piezas de madera de 2" de espesor y clavos de acero A 44-28 H de 5" de largo para fijar las últimas piezas exteriores de 4" de espesor con las que se termina el ensamble del tablero. Se utiliza por lo menos 1 clavo por metro a fijar, para

mantener la alineación de las perforaciones por donde se insertan las vainas de P.V.C. con las respectivas barras de tensado.

El tablero cumplen las especificaciones de diseño de AASHTO 1991, “Guide Specifications for the Design of Stress-Laminated Wood Decks” y la madera utilizada deberá estar certificada por alguna entidad oficial, cumpliendo la normativa chilena de clasificación visual, NCh 1207 Pino radiata-Clasificación visual para su uso estructural-Especificaciones de los grados de calidad, cumpliendo especificaciones de control de calidad y clasificada por esfuerzo admisible según NCh 1990 Madera-Tensiones admisibles para madera estructural y NCh 1198 Madera-Construcciones en madera-Cálculo, tabla 6-1.

Tensiones de diseño sin modificar en Kgf / cm²

| Pino Radiata | Clasificación | F_f | F_{cz} | F_{cn} | E_f | Entidad |
|---------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------|
| GS | Madera aserrada | 110 | 9 | 25 | 105.000 | NCh1198 |
| G1 | Madera aserrada | 75 | 7 | 25 | 90.000 | NCh 1198 |

Tabla 6-1: Propiedades de madera chilena de pino Radiata, NCh 1198.

Las propiedades del tablero compuesto por laminaciones fueron modificadas según contenido de humedad K_H , duración de la carga K_D , trabajo conjunto K_C , temperatura K_T , altura K_{hf} y por tratamiento químico K_q , según lo establecido en la normativa NCh 1198 Madera-Construcciones en madera-Cálculo, considerando su ubicación en Valdivia con una temperatura media de $T_s = 11,9^\circ C$ y humedad de equilibrio de $H_s = 17\%$.

6.2.2.2 MADERA DE TACOS DE ANCLAJE:

Para fijar el tablero a la sub-estructura se utilizan tacos de anclaje y tacos de apoyo, los que consisten en 12 piezas de madera de pino Radiata de clase estructural G1, con propiedades señaladas en la tabla 6-1. Los tacos de anclaje son 6 piezas de 40 centímetros de largo por 6” de ancho y 5” de espesor y los tacos de apoyo son 6 piezas de 50 centímetros por 7” de ancho y 5” de espesor. Deberán estar rectos y libres de deformaciones, con contenido de humedad de 12%.

La función de los tacos es impedir el desplazamiento del tablero y deberá realizarse un buen prefabricado (ver laminas capítulo VII) antes de aplicar tratamiento a presión con preservantes para protegerla de agentes como la luz ultravioleta del sol, pudrición por exceso de humedad, insectos y hongos. Se debe cumplir normativa NCh 786 Madera-Preservación-Clasificación de los preservantes, aceptándose maderas tratadas con sales de cromo, cobalto y arsénico, como una impregnación con creosota a través de métodos de vacío-presión cumpliendo estándares de A.W.P.A. No se aceptaran piezas que se encuentren sin las perforaciones correspondientes y sin el tratamiento adecuado.

Los tacos de anclaje se utilizan de tal forma que cada pieza se unen bajo el tablero por medio de 2 pernos calidad A-307 de $\phi 1" \times L = 17 \frac{1}{2}"$ y cada tacos de apoyo se unen a las soleras de la sub-estructura por medio de 2 pernos de $\phi 1" \times L = 15 \frac{1}{2}"$. Los pernos se deben insertar completamente engrasados, con sus respectivas arandelas y las tuercas hacia abajo.

6.2.2.3 ACERO DE BARRAS:

Las barras utilizadas cumplen las especificaciones de diseño de AASHTO 1991, "Guide Specifications for the Design of Stress-Laminated Wood Decks". Las barras deben ser sometidas a una tensión de $f_{Barra} = 6.700 \text{ kgf/cm}^2$, por lo que se utilizan barras de acero de alta resistencia, cumpliendo especificaciones ASTM A722, con una resistencia mínima última a tensión axial $f_{pu} = 10.350 \text{ kgf/cm}^2$, modulo de elasticidad de $2,05 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ y tensión de fluencia permitida del acero $f_s^{Barra} = 7.245 \text{ kgf/cm}^2$. Las barras deberán ser galvanizadas, tener un diámetro neto de $\phi = 16$ milímetros, con hilo métrico M20 y un largo de 600 centímetros. Se necesitan 24 barras las que deben poseer hilo en toda su longitud. Se utilizan además 48 tuercas hexagonales galvanizadas de $\phi = 32$ milímetros y 7,5 centímetros de largo. De no cumplirse alguna de estas condiciones la Inspección Fiscal procederá a rechazar la utilización de las barras.

Las barras usadas en este tipo de puentes deben ser protegidas basándose en las condiciones de servicio por lo que se usan protectores de plástico tipo P.V.C. por los cuales se introducen las barras. Se utilizan 2 tubos de P.V.C. por barra, uno de diámetro $\phi = 32$ milímetros y otro de diámetro $\phi = 40$ milímetros. Para unir tubos de usan anillos de neopreno tipo O, conocidos como anillos O Ring, los que permite que la longitud del tubo se ajuste cuando el ancho del puente se comprime al realizar el post-tensado de las barras. Se necesitan un total de 24 tubos de P.V.C. de diámetro $\phi = 32$ milímetros de largo 100 centímetros y 24 tubos de P.V.C. de diámetro $\phi = 40$ milímetros de largo 450 centímetros.

La Inspección Fiscal procederá a verificar que al momento de insertar las barras en las vainas de P.V.C. deberán ser engrasadas en su totalidad y además se debe aplicar grasa al interior del tubo con una grasera hasta que éste quede 100% saturado. Se acepta el uso de cualquier tipo de grasa comercial de alta densidad debido a que su utilización es solo de protección como aislante de la humedad.

6.2.2.4 ACERO DE PLACAS:

Las placas utilizadas cumplen los especificaciones de diseño de AASHTO 1991, "Guide Specifications for the Design of Stress-Laminated Wood Decks". El sistema de anclaje utiliza una configuración de placa discreta, con una placa de apoyo rectangular de 25 centímetros de ancho y 25 centímetros de alto, la que esta en contacto directo con las laminaciones exteriores del tablero, sobre ella

va una placa rectangular de 15 x 15 centímetros cuadrados y la tuerca de anclaje hexagonal antes descrita. Ambas placas son de 5/8 de pulgada de espesor, 1,6 centímetros, con una perforación de diámetro $\phi = 22$ milímetros en el centro del área de contacto, son de acero calidad A 42-27 ES, con una resistencia al límite de fluencia mínimo por tracción $f_y^{Placa} = 2.700 \text{ kgf/cm}^2$ y tensión admisible del acero $f_s^{Placa} = 1.485 \text{ kgf/cm}^2$.

6.2.2.5 MADERA DE ELEMENTOS ADICIONALES:

Las maderas utilizadas en guardarruedas, pasillos y barandas que dan forma al puente deberán ser de pino Radiata de clase estructural G1, con propiedades señaladas en la tabla 6-1. Las dimensiones de las piezas señaladas a continuación cumplen las especificaciones del Manual de Carreteras, volumen N°4 de edición en año 2000, considerando este tipo de obra.

Para el sistema de barandas se necesitan pilares de baranda, utilizando 24 piezas de 140 centímetros de largo y 2 piezas de 117,5 centímetros de largo, ambas de 4" de ancho y 4" de espesor, colocadas en ambos lados del puente. Para los pasamanos se utilizan 4 piezas de 310 centímetros de largo, 2 piezas de 287,5 centímetros de largo y 4 piezas de 200 centímetros de largo, todas de 4" de ancho y 4" de espesor, colocados sobre los pilares de baranda en ambos lados del puente. Se utilizan además cintas de baranda, necesitando 4 piezas de 310 centímetros de largo, 2 piezas de 287,5 centímetros de largo y 4 piezas de 200 centímetros de largo, todas de 6" de ancho y 2" de espesor, cada una se ubica a 47,5 centímetros del borde superior del pilar de baranda.

Los tacos sostienen los tablonces que delimitan la calzada, los guardarruedas y el pasillo, y van en ambos lados del puente. Para los tacos se utilizan 24 piezas de 65 centímetros de largo por 5" de ancho y 5" de espesor. Para encerrar el área de calzada se utilizan en ambos lados tablonces delimitadores, se necesita un total de 12 piezas de 300 centímetros de largo, con perforaciones de diámetro $\phi = 65$ milímetros a los 8 centímetros del ancho en los 50; 150 y 250 centímetros del largo. Además se necesitan 4 piezas de 150 centímetros de largo, con perforaciones de diámetro $\phi = 65$ milímetros a los 8 centímetros del ancho en los 25 y 100 centímetros del largo. Todos los tablonces delimitadores de 4" de ancho y 2" de espesor. Como guardarruedas se utilizan en ambos lados del puente 6 piezas de 300 centímetros de largo y 4 piezas de 168,5 centímetros de largo, ambas de 8" de ancho y 6" de espesor. Para el pasillo se utilizan tablonces de pasillo, 12 piezas de 300 centímetros de largo y 8 piezas de 168,5 centímetros de largo, ambas de 8" de ancho y 2" de espesor. Los tablonces del pasillo se apoyan en soleras de pasillo, 22 piezas de 50 centímetros de largo por 5" de ancho y 4" de espesor, y 4 piezas de 50 centímetros de largo por 5" de ancho y 5" de espesor, para soleras exteriores. Todas las piezas deberán estar rectas y libres de deformaciones, con contenido de humedad de 12%.

Es necesario realizar un buen prefabricado de todas las piezas adicionales (ver laminas capítulo VII) antes de aplicar tratamiento a presión con preservantes para protegerla de agentes como la luz ultravioleta del sol, pudrición por exceso de humedad, insectos y hongos. Se debe cumplir normativa NCh 786 Madera-Preservación-Clasificación de los preservantes, aceptándose maderas tratadas con sales de cromo, cobalto y arsénico, como una impregnación con creosota a través de métodos de vacío-presión cumpliendo estándares de A.W.P.A. Será necesario realizar perforaciones en las piezas que conforman los elementos adicionales, las que deberán ser tratadas con una mano de creosota en el sitio de construcción.

Cada pilar de baranda se une al taco por medio de 1 perno calidad A-307 de $\phi \frac{1}{2}'' \times L = 9 \frac{1}{2}''$ y a la solera de pasillo por medio de 1 perno calidad A-307 de $\phi \frac{1}{2}'' \times L = 9 \frac{1}{2}''$. La cinta de baranda se une al pilar de baranda por medio de 1 perno calidad A-307 de $\phi \frac{3}{8}'' \times L = 6 \frac{1}{2}''$. Cada taco se une al tablero por medio de 1 perno calidad A-307 de $\phi 1'' \times L = 18''$. El tablón delimitador de calzada se une al taco por medio de 2 clavos de $L = 4'' \times \phi 4,3mm$. El guardarruedas se une al taco con 1 clavicote de $L = 10'' \times \phi 8mm$. Cada solera de pasillo se unen al taco con 2 clavicotes $L = 8'' \times \phi 8mm$. Los tabloncillos de pasillo se unen a la solera de pasillo por medio de 2 clavos de $L = 4'' \times \phi 4,3mm$. Los pernos se deben insertar completamente engrasados, con sus respectivas arandelas y las tuercas hacia abajo.

La madera utilizada deberá estar certificada por alguna entidad oficial, cumpliendo la normativa chilena de clasificación visual, NCh 1207 Pino radiata-Clasificación visual para su uso estructural-Especificaciones de los grados de calidad, cumpliendo especificaciones de control de calidad y clasificada por esfuerzo admisible según NCh 1990 Madera-Tensiones admisibles para madera estructural y NCh 1198 Madera-Construcciones en madera-Cálculo, tabla 6-1.

6.2.3 PROCEDIMIENTOS DE TRABAJO.

6.2.3.1 BODEGAJE:

Tanto las piezas de madera como los elementos de acero deberán ser inspeccionados al momento de la recepción. El almacenaje de estos elementos en el sitio de construcción deberá hacerse en un lugar provisto por el contratista y de forma ordenada, permitiendo la ubicación rápida de todos los elementos a utilizar. Debido a que el proceso constructivo se realiza en corto plazo, el bodegaje de los elementos no requiere una bodega especial, solo la habilitación de un lugar donde los elementos no se encuentren en contacto directo con el suelo y cubiertos por una lona que los proteja de la humedad existente.

6.2.3.2 CONSTRUCCIÓN DEL TABLERO:

✓ **Lugar de construcción:** Se debe habilitar un lugar contiguo a la sub-estructura donde se montara el tablero, deberá estar despejado, nivelado y con dimensiones suficientes para permitir el ensamble y montaje del tablero. En el terreno se inhalaran soleras las que no deben distar mas de 1 metro entre si, para ensamblar completamente el tablero sobre ellas. Las soleras permiten trabajar despegados del suelo, facilitando el posterior montaje y es muy importante que queden niveladas para realizar el ensamble y sobretodo el tensado del tablero.

✓ **Patrón:** El patrón consiste en colocar una laminación de 400 centímetros de largo, luego haciendo coincidir las perforaciones sigue un tablón de 300 centímetros de largo, luego uno de 200 centímetros de largo, para finalizar con uno de 100 centímetros de largo (Fig. 6-1). Estos tablonces con sus perforaciones perfectamente alineadas se unen entre si con clavos de 3" y este patrón se va repitiendo a medida que el proceso constructivo se ejecuta hacia el interior del tablero.



Fig. 6-1: Patrón constructivo.

✓ **Comienzo del ensamble:** El ensamble comienza desde el exterior hacia el interior. Se parte colocando una de las laminaciones exteriores, la que consiste en un tablón de 4" de espesor y 400,0 centímetros de largo. Luego haciendo coincidir las perforaciones, sigue un tablón de 2" de espesor y 300,0 centímetros de largo, luego uno de 2" de espesor y 200,0 centímetros de largo, para finalizar con uno de 2" de espesor y 100,0 centímetros de largo. Estos tablonces, con sus perforaciones perfectamente alineadas, se unen entre si mediante clavos de 3". La construcción continúa hacia el interior del tablero siguiendo el patrón señalado, recordando que los tablonces de 4" de espesor y 400,0 centímetros de largo se utilizan solo en el exterior del tablero y que cuando corresponda colocar tablonces de 400,0 centímetros de largo al interior, se utilizan los de 2" de espesor. Cuando se coloquen 3 patrones hacia el interior y se forme una diagonal que termine en el otro extremo del tablero (Fig. 6-2), se comienzan a insertar las vainas de P.V.C. de diámetro $\phi = 40$ milímetros saturados de grasa, en las primeras perforaciones alineadas, desde el exterior hacia el interior.

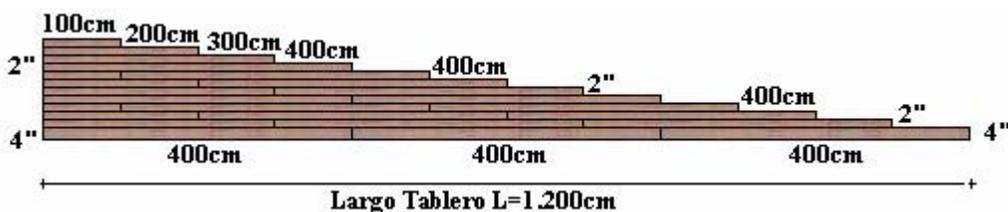


Fig. 6-2: Diagonal formada al ensamblar.

✓ **Ensamble:** El ensamble continúa siguiendo la secuencia anterior, formando la diagonal que se desplaza hacia el interior. Los tubos de P.V.C. de diámetro $\phi = 40$ milímetros se siguen insertando a

medida que continúa la construcción, sirviendo de guía para ir colocando los tablonos y ayudan a la alineación de las perforaciones, recordando que deben quedar perfectamente alineadas. Cuando las vainas de P.V.C. de diámetro $\phi = 40$ milímetros y 450 centímetros de largo se hayan insertado por completo, alrededor de unos 16 patrones hacia el interior, se insertarán las barras de tensado.

✓ **Inserción de barras:** Las barras se introducen dentro de los tubos de P.V.C. de diámetro $\phi = 40$ milímetros, desde el exterior hacia el interior del tablero en construcción. Las barras de tensado deben ir siendo engrasadas al momento de ser colocadas. También se deben insertar los tubos de P.V.C. de diámetro $\phi = 32$ milímetros, saturados de grasa, por el extremo de la barra que sale en el interior del tablero en construcción. La barras debe quedar dentro del tubo de P.V.C. de diámetro $\phi = 32$ milímetros, el que para insertarse dentro del tubo de P.V.C. de $\phi = 40$ milímetros lleva en su extremo 4 anillos de neopreno tipo O, conocidos como anillos O Ring, distanciados entre si 20 centímetros. El tubo de diámetro $\phi = 32$ milímetros debe insertarse dentro del tubo de diámetro $\phi = 40$ milímetros.

✓ **Fin del ensamble:** Se finaliza con las laminaciones de 4" de espesor y 400 centímetros de largo, las que se unen al resto del tablero con clavos de 5". Cuando se consigue tener el tablero completamente ensamblado, debe poseer una dimensión en planta de 1200 x 510 centímetros cuadrados. Se hace necesario ajustar los tubos de P.V.C. introduciéndolo hasta el borde del tablero. Las barras de tensado deben quedar sobresalientes en 0,45 metros en ambos lados del tablero antes de iniciar el proceso de tensado.

La secuencia antes señalada para la construcción del tablero, una vez que se tiene todos los materiales para su construcción, no debiera demorar más de 2 días. El primer día el proceso debería ser mas lento debido a que no existe experiencia en este tipo de construcciones, pero una vez aprendida la secuencias de construcción se hace repetitiva.

6.2.3.3 PROCESO DE TENSADO:

✓ **Sistema de anclaje:** Verificando que las barras se encuentren engrasadas se colocan las placas de apoyo, las placas de anclaje y las turcas del sistema de anclaje. Con una llave de turca se aprietan las tuercas contra la placa de anclaje ejerciendo presión hasta que se traben.

✓ **Tensado:** Para el tensado de las barras se requiere un equipo que consiste en un gato hidráulico, una bomba hidráulica, una silla, una manguera, un manómetro y una placa con tuerca de respaldo (Fig. 6-3). El equipo debe ser colocado en la extensión de 1 metro que se dejo a la barra. Se coloca la silla en la placa de apoyo de tal forma que el gato hidráulico se apoye sobre la silla y aplique la fuerza de forma centrada y dirigida, extendiéndose hacia fuera de tablero. Luego se coloca la placa y tuerca de respaldo en la barra. Se debe aplicar presión en el gato hidráulico hasta que el manómetro indique la lectura deseada.

Se procede a apretar la tuerca de anclaje contra la placa de anclaje con una llave de tuerca. Luego se libera la presión de la bomba paulatinamente y se retira el equipo de tensado para repetir el paso en la siguiente barra.

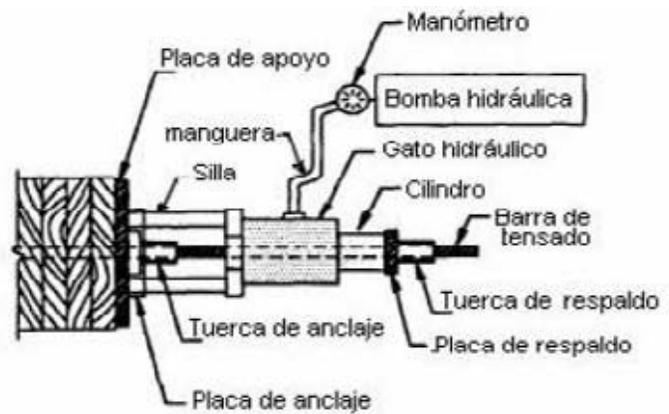


Fig. 6-3: Equipo necesario para tensado de las barras.

El tensado se debe realizar en forma ordenada hasta completar todas las 24 barras. Se sigue la siguiente secuencia, se tensa la primera barra hasta un 25% de la tensión requerida, correspondiente a $f_{25\%S}^{Barra} = 1.675 \text{ kgf/cm}^2$, se pasa a la siguiente barra y se le aplica el mismo porcentaje de la tensión requerida, 25%. Una vez que las 24 barras sean tensadas al 25% se comienza de nuevo el proceso de tensado, tensando la primera barra nuevamente pero hasta alcanzar un 50% de la tensión requerida, correspondiente a $f_{50\%S}^{Barra} = 3.350 \text{ kgf/cm}^2$. Cuando la primera barra tenga un 50% de la tensión, se pasa a la siguiente barra y se le aplica el mismo porcentaje de la tensión requerida, 50%, hasta completar las 24 barras. Una vez que las 24 barras sean tensadas al 50% se comienza de nuevo el proceso de tensado, tensando la primera barra nuevamente pero hasta alcanzar un 75% de la tensión requerida, correspondiente a $f_{75\%S}^{Barra} = 5.025 \text{ kgf/cm}^2$. Cuando la primera barra tenga un 75% de la tensión, se pasa a la siguiente barra y se le aplica el mismo porcentaje de la tensión requerida, 75%, hasta completar las 24 barras. Luego se aplica a la primera barra el 100% de la tensión requerida, correspondiente a $f_S^{Barra} = 6.700 \text{ kgf/cm}^2$ y se pasa a la siguiente barra aplicando el 100% de la tensión, así hasta completar las 24 barras.

Una vez que todas las barras tengan la tensión requerida se coloca el equipo en la primera barra y se vuelve a aplicar la tensión de $f_S^{Barra} = 6.700 \text{ kgf/cm}^2$. Se pasa a la segunda barra y se repite el proceso hasta volver a aplicar el 100% de la tensión a las 24 barras. Con esto concluye el proceso de tensado.

La primera vez que se tensa el tablero resulta en un proceso más largo, pero no debe demorar más de 1 día, por lo que se debe realizar con el personal adecuado para el manejo de los equipos.

6.2.3.4 MONTAJE:

La subestructura debe estar preparada para recibir el tablero, con las soleras correctamente niveladas. El montaje del tablero se realiza levantándolo de 2 líneas de apoyo que abarcan todo el ancho y

se ubican a los 300 y 900 centímetros de largo. El montaje se realiza levantándolo con algún tipo de grúa, considerando que el tablero pesa un máximo de 15 toneladas.

Antes de realizar el montaje se debe verificar que la tensión de las barras se mantenga sobre el 80% de la requerida, lo que corresponde a $f_{80\%S}^{Barra} = 5.360 \text{ kgf/cm}^2$. Si la tensión de las barras se mantiene sobre el 80% no es necesario volver a tensar el tablero al 100% antes del montaje, pero una vez que el tablero sea montado sobre la subestructura se debe realizar el proceso de re-tensado de las 24 barras al 100%, $f_S^{Barra} = 6.700 \text{ kgf/cm}^2$. Si la tensión medida antes del montaje se encuentra bajo el 80% de la requerida, se debe re-tensar todas las barras del tablero al 100% inicial y luego realizar el montaje del tablero sobre la subestructura.

El proceso de montar el tablero sobre la subestructura y el re-tensado de las barras, sea antes del montaje si la tensión medida en las barras se encuentra bajo el 80% o después del montaje si la tensión en las barras esta sobre el 80%, no debe demorar más de 1 día.

6.2.3.5 INSTALACIÓN DE OTROS ELEMENTOS:

Primero se deben instalar los tacos de anclaje que van bajo el tablero y en las soleras de la subestructura, para impedir el desplazamiento del tablero. También se instalan los tacos que van sobre el tablero, con las respectivas perforaciones para unir los pilares de baranda y se colocan los tablonces que delimitan la calzada, con las perforaciones para colocar los tubos de desagüe de la calzada (ver laminas capítulo VII). El proceso descrito anteriormente no debe debiera demorar más de 1 día.

Con esto la superficie se encuentra preparada para recibir la carpeta asfáltica. Antes de aplicar la carpeta de rodado se instala el geotextil sobre toda la superficie de la calzada y se procede a aplicar la lechada asfáltica sobre toda la superficie de la calzada. El proceso descrito anteriormente no debe debiera demorar más de 1 día.

Con la carpeta instalada se procede a la colocación de los pilares de baranda, que se unen al tablero y a los tacos, se colocan las cintas de baranda y los pasamanos. Además se instalan los guardarruedas, las soleras de pasillo, los tablonces de pasillo y los tubos de desagüe de la calzada. Finalizado este proceso que debiera demorar más de 2 día, se realiza el último proceso de re-tensado al 100%, $f_S^{Barra} = 6.700 \text{ kgf/cm}^2$, de las 24 barras que unen al tablero, con lo que el puente esta listo para su puesta en servicio, previa aprobación del Inspector Fiscal.

6.2.3.6 RE-TENSADO EN EL TIEMPO:

En 8 días de construcción el puente se encuentra terminado y en condiciones de servicio. Durante este proceso se aplicaron 3 veces tensión a las barras hasta el 100% inicial de $f_S^{Barra} = 6.700 \text{ kgf/cm}^2$, la ultima de ellas el día 1 cuando el puente entra en servicio. Luego se consideran 3 re-tensado en el tiempo

durante su puesta en servicio. Considerando como día 1 el día en que el puente entra en servicio se realizan 2 re-tensados durante la primera semana, el día 3 y el día 7. Durante esos 7 días se debe realizar un monitoreo del comportamiento del tablero frente a la pérdida de tensión en las barras, verificando que se mantenga sobre el 80%, $f_{80\%S}^{Barra} = 5.360 \text{ kgf/cm}^2$. El proceso de re-tensado puede adelantarse o retrasarse algunos días dependiendo del comportamiento que sufra el puente frente a las cargas de servicio.

El último proceso de re-tensado se proyecta para la semana 8 de la puesta en servicio, alrededor del día 50, este proceso también puede adelantarse o retrasarse algunos días e incluso requerir más procesos de tensado durante ese tiempo, dependiendo si la tensión en las barras disminuye bajo el 80% de la tensión requerida $f_{80\%S}^{Barra} = 5.360 \text{ kgf/cm}^2$. Con esta secuencia de re-tensados luego de la puesta en servicio se debiera estabilizar la pérdida de tensión en las barras, pero se hace necesario realizar un monitoreo del comportamiento del tablero frente a la pérdida de tensión en las barras, al no existir datos concretos sobre el comportamiento a compresión permanente en el tiempo de la madera chilena de pino Radiata.

6.3 SUPERFICIE DE RODADO ASFÁLTICA.

6.3.1 DESCRIPCIÓN Y ALCANCES.

Esta sección se refiere a la provisión y colocación de telas del tipo geotextil para ser utilizadas en la unión del tablero con la carpeta asfáltica. El geotextil es usado como membrana aislante entre la superficie del tablero de madera post-tensado y la carpeta de rodado asfáltica.

Además esta sección se refiere a la construcción de sellos mediante la aplicación de mezclas constituidas por áridos bien graduados, emulsión asfáltica y agua, sobre la superficie del tablero. De acuerdo a la granulometría de los áridos, las lechadas asfálticas serán de granulometría media o general.

Cabe mencionar que la aplicación de una superficie de rodado asfáltica no cumple ninguna función estructural, mas que la de proteger el tablero del desgaste producto de la abrasión producida por el paso de los vehículos.

6.3.2 MATERIALES.

6.3.2.1 GEOTEXTIL:

Las telas del tipo geotextil deberán estar conformadas por fibras de poliéster, polipropileno o de una combinación de ellas, que se ajusten a la norma AASHTO M 288 y a los requisitos señalados en la tabla 6-2 que se presenta más adelante para el uso de la tela geotextil.

El geotextil deberá ser capaz de resistir la dosis de asfalto a aplicar, por lo que las especificaciones del fabricante deben garantizar la saturación de la tela y su total adherencia al tablero, lo cual en caso de no lograrse, la Inspección Fiscal procederá a rechazar la colocación del geotextil. Los valores de los requisitos representan valores mínimos promedio de rollo, en la dirección principal más débil, salvo la abertura aparente, para la cual se indica el máximo valor promedio de rollo. La elongación a la rotura de la tela geotextil, se medirá de acuerdo a la norma ASTM D 4632.

Se debe cubrir la totalidad de la superficie del tablero que recibirá el tránsito vehicular, descartando el área utilizada para la instalación de los pasillos peatonales. El área a cubrir por el geotextil corresponde al área de calzada de 12 x 3,9 metros cuadrados. No se permitirá el tránsito de vehículos o de equipo de construcción directamente sobre la tela geotextil. Las obras de colocación y colocación de la carpeta asfáltica se ejecutarán en un tramo, quedando terminado al final de la jornada, a no ser que la Inspección Fiscal lo autorice de otra manera.

| ENSAYE | NORMA ASTM | REQUISITOS |
|------------------------|------------------------|-----------------------------|
| Resist. a la Tracción | D 4632 | 450 N |
| Gramaje | D 3776 | 140 G/m ² |
| Elongación a la Rotura | D 4632 | 50 % |
| Retención de Asfalto | Texas DOT Item 3099 | Saturación L/m ² |
| Punto de Ablandamiento | D 276 | 150 °C |

Tabla 6-2: Requisitos de los geotextiles.

6.3.2.2 CARPETA ASFÁLTICA:

✓ **Asfaltos:** En las lechadas asfálticas deberán utilizarse emulsiones asfálticas de quiebre lento de los tipos CSS-1, CSS-1h, SS-1 ó SS-1h que cumplan con las Especificaciones LNV 30 ó LNV 31, con un porcentaje de xilol no mayor a 25% en el Ensaye de la Mancha con heptano-xilol, determinado según el Método LNV 25.

Se deberá respetar el espesor de la capa asfáltica de entre 6 y 10 centímetros. La dosificación de diseño de la lechada asfáltica deberá ser propuesta por el Contratista a la Inspección Fiscal por lo menos 15 días antes del comienzo de las obras, para ser aprobada por el Laboratorio de Vialidad. Se recomienda

dosificar según el método de la pérdida por Abrasión en Medio Húmedo (AMH), considerando una pérdida máxima de 810 g/m².

Será responsabilidad del Contratista verificar que los materiales a emplear se ajusten a especificaciones. Para ello deberá presentar certificados de ensayos, tomando como mínimo una muestra de la remesa que llegue a la faena. El muestreo deberá ajustarse a lo dispuesto en el Método LNV 6.

La carpeta de rodado asfáltica deberá cubrir la totalidad de la superficie del tablero que recibirá el tránsito vehicular, descartando el área utilizada para la instalación de los pasillos peatonales. El área a cubrir corresponde al área de calzada de 12 x 3,9 metros cuadrados.

✓ **Áridos:** Los áridos deberán ser limpios, angulares, durables y bien graduados, provenientes de la trituración de roca, de arenas naturales o de mezclas de ambos. Los materiales pétreos deberán acopiarse en canchas habilitadas especialmente para este efecto, de manera que no se produzca contaminación ni segregación de los áridos. Estos deberán cumplir con los requisitos de la tabla 6-3 y las bandas granulométricas de la tabla 6-4.

| ENSAYE | REQUISITOS | MÉTODO |
|-----------------------------|------------|--------|
| Equivalente Arena | mín. 45% | LNV 71 |
| Índice Plasticidad | NP | LNV 90 |
| Adherencia Riedel Weber | 0 - 5 | LNV 10 |
| Desgaste Los Ángeles | máx. 35% | LNV 75 |
| Índice de Trituración Total | máx. 3,5% | LNV 7 |
| Adherencia Método Estático | mín. 95% | LNV 9 |

Tabla 6-3: Requisitos de los áridos.

| TAMICES | | BANDAS GRANULOMÉTRICAS |
|---------|--------|------------------------|
| mm | ASTM | % EN PESO QUE PASA |
| 10 | 3/8 | 100 |
| 5 | Nº 4 | 90 - 100 |
| 2,5 | Nº 8 | 65 - 90 |
| 1,25 | Nº 16 | 45 - 70 |
| 0,63 | Nº 30 | 30 - 50 |
| 0,315 | Nº 50 | 18 - 30 |
| 0,16 | Nº 100 | 10 - 21 |
| 0,08 | Nº 200 | 5 - 15 |

Tabla 6-4: Granulometría de los áridos.

6.3.3 PROCEDIMIENTOS DE TRABAJO.

6.3.3.1 TRANSPORTE Y BODEGAJE:

✓ **Geotextil:** El producto recibido en faena deberá señalar claramente el nombre del fabricante, el tipo de la tela geotextil y el número del rollo. Cada rollo de geotextil deberá estar envuelto con material que lo proteja de daños durante su transporte, del agua, de la luz solar y contaminantes, debiéndose mantener dicha envoltura hasta que el material sea utilizado en la obra. El producto deberá ser almacenado en lugares protegidos del sol, libres de humedad y alta temperatura.

✓ **Asfaltos:** Los asfaltos deberán almacenarse en estanques cerrados metálicos, de hormigón armado o de fibra de vidrio (en ningún caso del tipo diques) los que, en todo momento, deberán mantenerse limpios y en buenas condiciones de funcionamiento. El manejo de los asfaltos deberá efectuarse de manera de evitar cualquier contaminación con materiales extraños.

Quando se requiera, los estanques deberán tener equipos para calentar el asfalto, los que estarán conformados por serpentines y equipo generador de vapor, serpentines y caldera de aceite, calentamiento por gases de combustión u otros diseñados de modo que no exista contacto entre el asfalto y el vehículo usado para calentarlo. Bajo ninguna circunstancia las llamas del calentador deberán entrar en contacto directo con el estanque o con el asfalto.

6.3.3.2 INSTALACIÓN DEL GEOTEXTIL:

✓ **Preparación del tablero:** La base corresponde a la superficie del tablero, por lo que previo a la construcción de la lechada asfáltica la tela geotextil deberá colocarse sobre dicha superficie previamente preparada de tal forma que este libre de agua, polvo, suciedad, materiales sueltos y todo otro material extraño como elementos punzantes y cortantes. El geotextil deberá colocarse cuidadosamente sin arrugas o pliegues y no se permitirá transitar sobre la tela sin protección.

✓ **Costurado o traslape:** Los rollos extendidos de geotextil deberán unirse mediante costurado, de un color que contraste con el de la tela. Se usará hilo de poliéster o polipropileno de alta resistencia. El procedimiento de costurado deberá ser recomendado por el fabricante o el proveedor del producto. Alternativamente, si la Inspección Fiscal lo autoriza, el costurado podrá ser reemplazado mediante traslapes de la tela durante su colocación. Los traslapes deben hacerse a favor de la pavimentación, en distintas partes a lo ancho del puente y los respetando los mínimos establecidos en el Proyecto que corresponden a 25cm.

✓ **Aprobación del geotextil:** Antes de colocar la membrana asfáltica el geotextil colocado deberá ser inspeccionado en busca de posibles daños de instalación. En caso que los hubiese, estos serán reparados inmediatamente, cubriéndolos con un paño de tela que se extienda como mínimo 25 cm alrededor de toda la

zona dañada. Una vez aprobado, la superficie deberá ser tratada uniformemente, mediante un riego con una solución de 1 parte de emulsión por 4 partes de agua, a razón de 0,5 kg/m².

6.3.3.3 INSTALACIÓN DE LA CARPETA:

✓ **Preparación de la lechada asfáltica:** La mezcla deberá prepararse en una planta especialmente diseñada y montada sobre un camión que remolque la caja esparcidora. La planta deberá disponer de estanques separados para el agua y la emulsión, provistos de bombas de alimentación y deberá contar con dispositivos que provean al mezclador de tipo continuo cantidades constantes de áridos, agua y emulsión.

Si el contratista lo estima conveniente y el Inspector Fiscal lo aprueba, la mezcla podrá prepararse en hormigonera colocando en primer lugar el agua, enseguida se deberá agregar lenta y uniformemente el árido, y por último la emulsión asfáltica. Durante el proceso de adición de los materiales, el tambor deberá girar a una velocidad de 3 a 5 revoluciones por minuto, luego se deberá aumentar la velocidad entre 8 a 10 revoluciones por minuto durante los siguientes 5 minutos. No se deberá colocar ninguna mezcla cuya emulsión hubiere quebrado antes de las operaciones de esparcido, ni cuando hubiese demoras de más de 30 minutos entre la preparación de la mezcla y su colocación. Las mezclas deberán ser homogéneas y uniformes, para asegurar una operación continua e ininterrumpida.

✓ **Esparcido:** La lechada asfáltica se deberá colocar mediante una caja esparcidora capaz de cubrir el ancho de la pista del puente. La caja esparcidora deberá estar equipada de deflectores y enrasadores ajustables de goma flexible (del tipo utilizado en cintas transportadoras o de material similar), que permitan ser adaptados a las secciones con peraltes o bombeo, asegurando una aplicación uniforme de lechada. Asimismo, los lados de la caja esparcidora deberán estar provistos de tiras de goma u otro dispositivo similar, de manera de evitar pérdidas de lechada por los costados. La goma trasera del tipo flexible estará destinada a enrasar, para lo cual deberá ser ajustable y quedar en contacto preciso con el pavimento, de modo que resulte una capa selladora del espesor especificado. Si existen dificultades para aplicar la lechada asfáltica con la caja esparcidora, deberá esparcirse con enrasadoras de mano provistas de cintas de goma flexible, u otros medios aprobados por la Inspección Fiscal.

La capa asfáltica, deberá colocarse por capa de espesor comprendido entre 3 y 6 centímetros. Para espesores mayores se aplicarán capas sucesivas, previo quiebre de la capa precedente. Se realizará compactación con rodillo neumático autopropulsado. La compactación deberá comenzar sólo cuando el quiebre de la lechada permita el paso de los rodillos sin que se adhiera a las ruedas. No deberá colocarse la lechada asfáltica cuando las temperaturas atmosféricas sean inferiores a 10°C, o durante tiempo inestable o lluvioso. La superficie tratada podrá ser entregada al tránsito una vez que la mezcla haya quebrado y no se deforme con el paso de los vehículos. El Contratista deberá proveer los medios necesarios para controlar el tránsito usuario de la ruta, de manera de minimizar las molestias e impedir que se interfiera la ejecución de las obras.

CAPITULO VII

LÁMINAS PARA PUENTE CONTINUO DE DOS TRAMOS DE TABLERO DE MADRA POST-TENSADO

Las láminas que se entregan a continuación están divididas en 4 tópicos generales referidos a la preparación de la subestructura, construcción del tablero, instalación del tablero e instalación de elementos adicionales. Cada tópico señalado anteriormente cuenta con las siguientes laminas:

Preparación de la subestructura: 5 laminas

- 1/5 Estructura existente.
- 2/5 Estructura de hormigón reutilizada. Vista lateral subestructura.
- 3/5 Estructura de hormigón reutilizada. Vista transversal de apoyos.
- 4/5 Colocación de soleras. Vista lateral de soleras.
- 5/5 Colocación de soleras. Vista transversal de soleras. Detalle de piezas (D.P.).

Construcción del tablero: 4 laminas

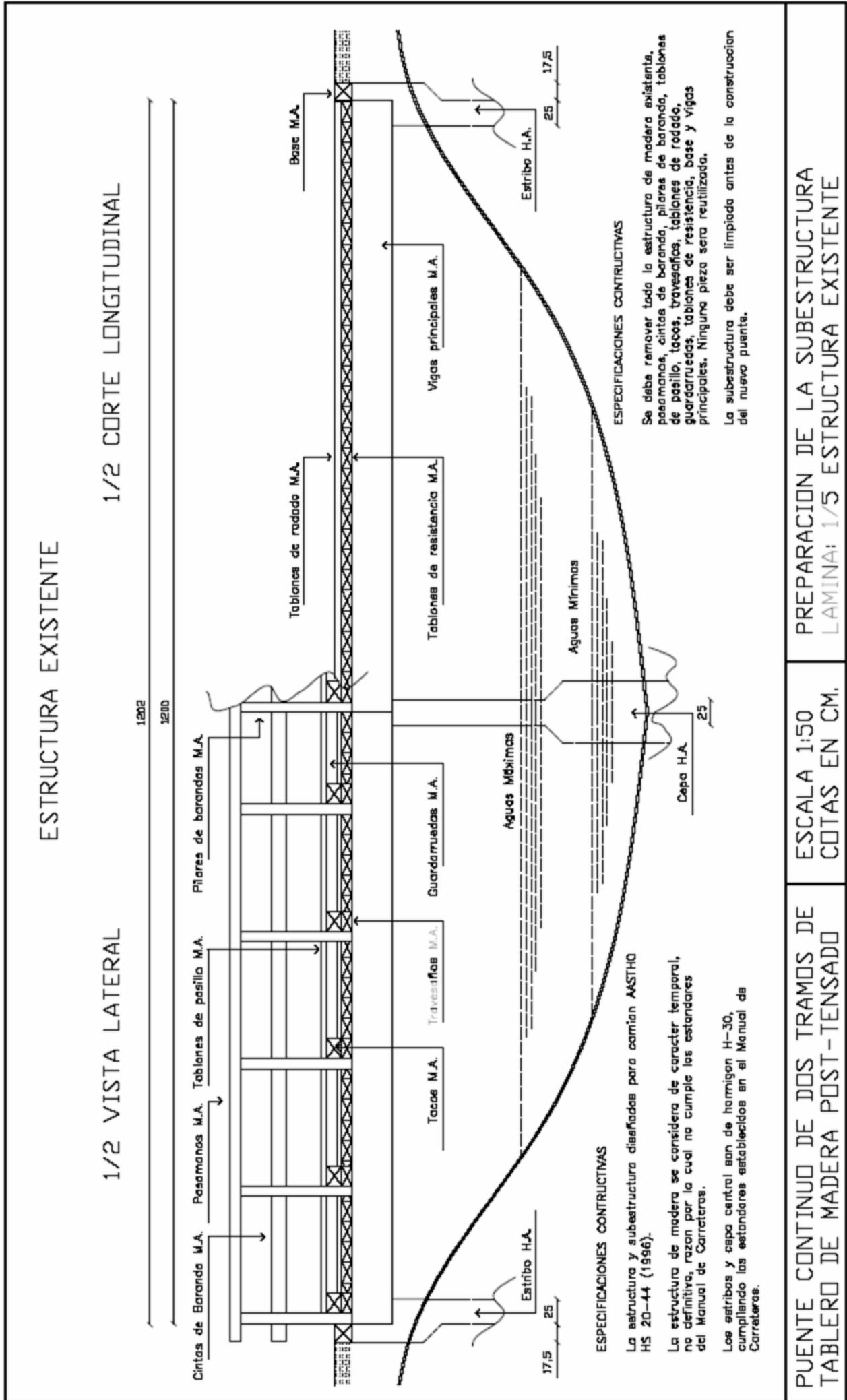
- 1/4 Elementos que componen el tablero. D.P.
- 2/4 Inicio del ensamble. Patrón a seguir.
- 3/4 Lugar de ensamble. Montaje.
- 4/4 Ancho inicial y final.

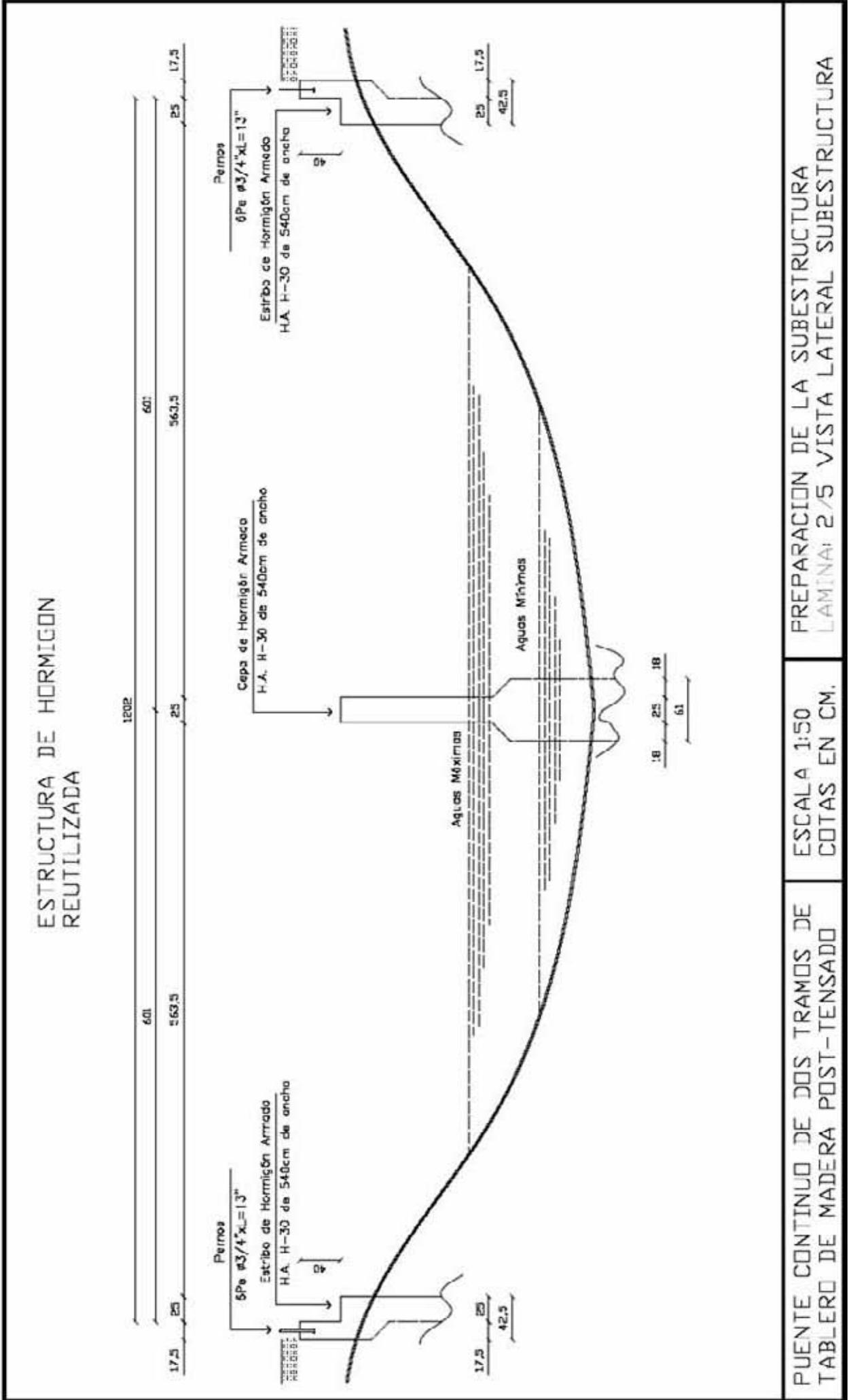
Instalación del tablero: 3 laminas

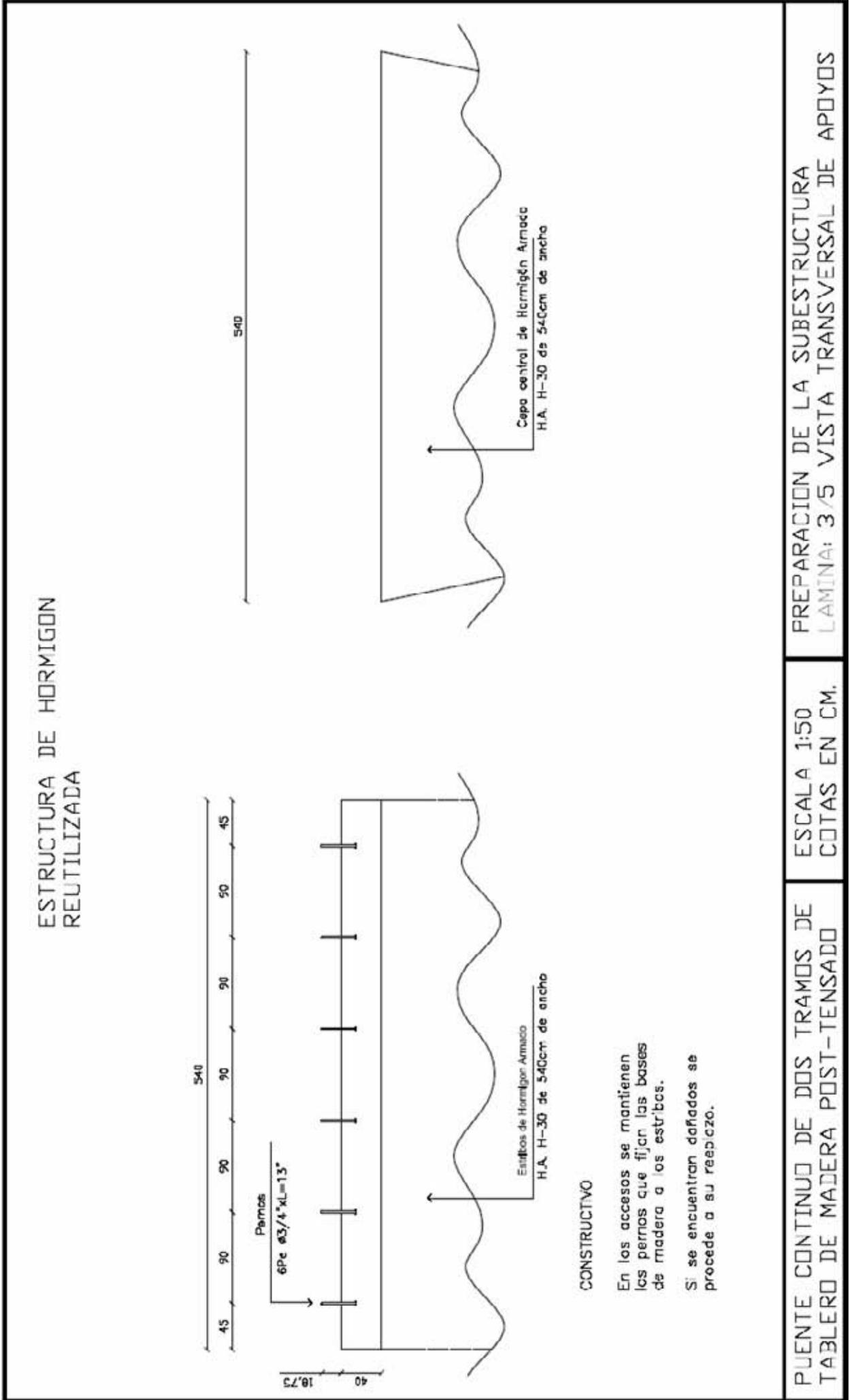
- 1/3 Vista lateral.
- 2/3 Colocación de tacos de anclaje. Corte longitudinal
- 3/3 Colocación de tacos de anclaje. Corte transversal. D.P.

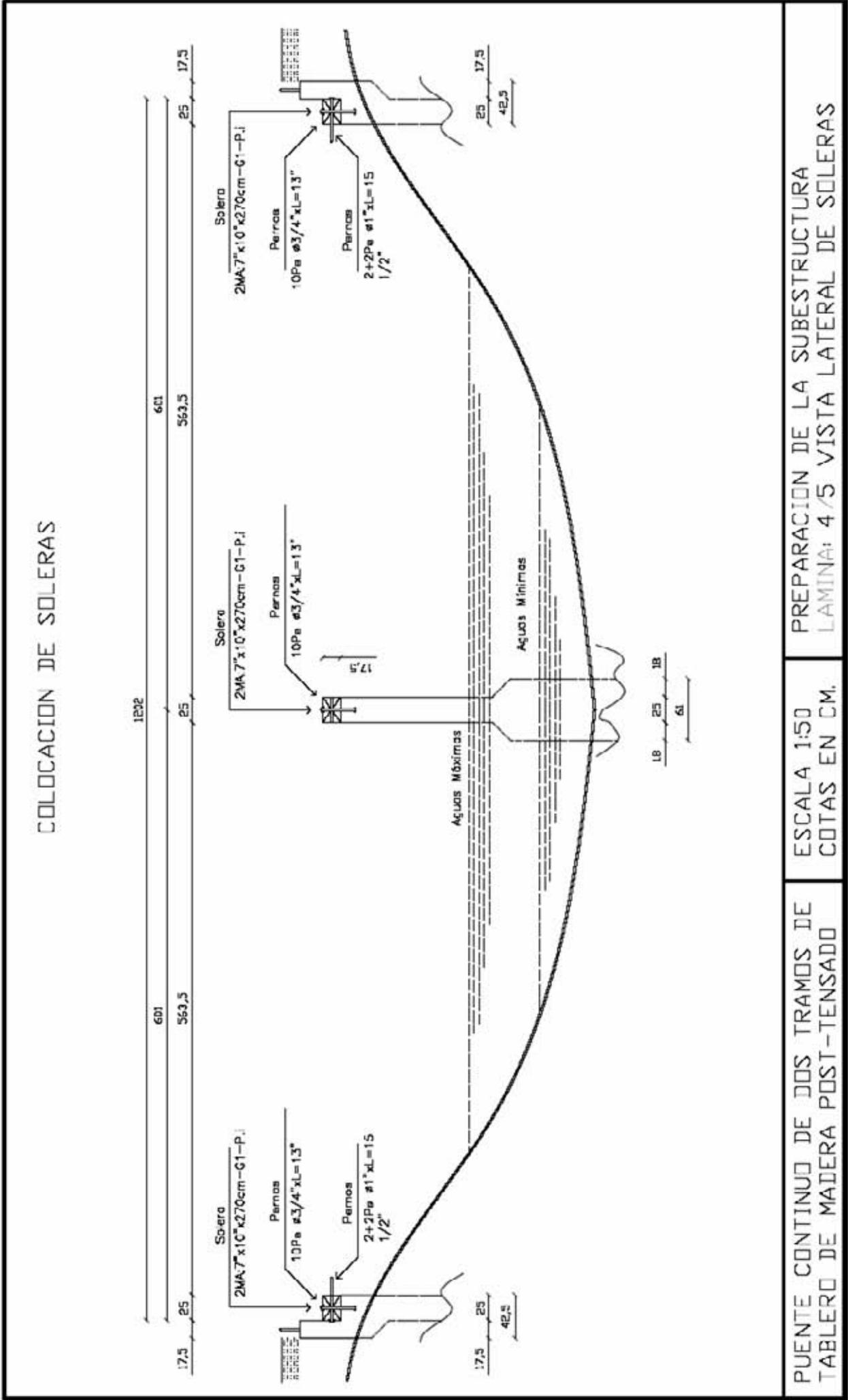
Instalación de elementos adicionales: 8 laminas

- 1/8 Tacos-Tablones delimitadores de calzada. Vista lateral.
- 2/8 Tacos-Tablones delimitadores calzada-Carpeta de rodado. Corte transversal. D.P.
- 3/8 Soleras de pasillo-Pilares de baranda. Vista lateral.
- 4/8 Soleras de pasillo-Pilares de baranda-Sistema de desagüe. Corte transversal. D.P.
- 5/8 Guardarruedas-Tablones de pasillo. Vista lateral.
- 6/8 Guardarruedas-Tablones de pasillo. Corte transversal. D.P.
- 7/8 Cintas de baranda-Pasamanos. Vista lateral.
- 8/8 Cintas de baranda-Pasamanos. Corte transversal. Detalle de piezas. D.P.

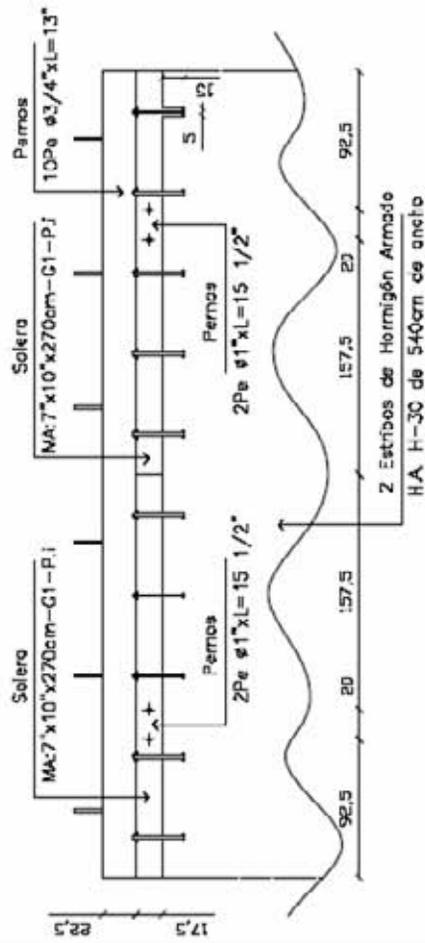








COLOCACION DE SOLERAS



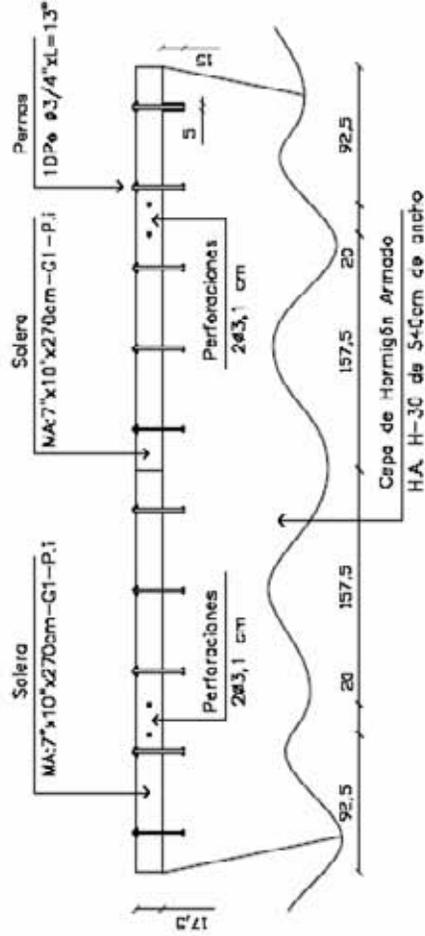
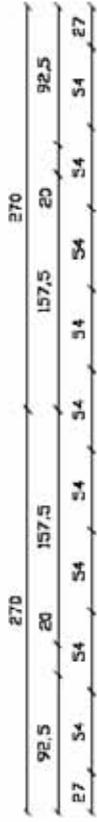
CONSTRUCTIVO

Para colocar los pernos de $\frac{3}{4}$ " y $L=13"$ que sostendrán las soleras se realiza una perforación en los estribos y en la cepa de 15 cm de profundidad y 5 cm de diámetro.

Las perforaciones se cubren con resinas epoxicas para asegurar la unión entre el hormigón nuevo y el antiguo, se introducen los pernos de $\frac{3}{4}$ " y se rellena con hormigón H-30.

Se instalan las soleras, las de los estribos deben llevar los pernos de $\frac{1}{2}$ " y $L=15 \frac{1}{2}"$ que sostendrán los tacos de anclaje.

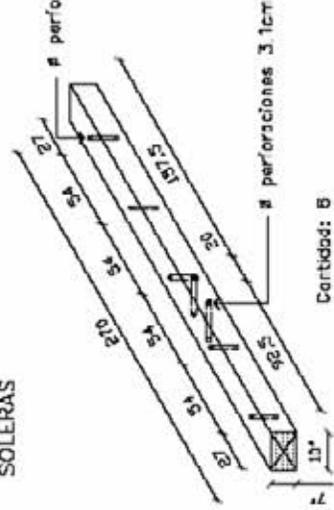
Todos los pernos en contacto con madera son engrasados completamente.



SOLERAS

Soleras de madera aserrada
MA
Pino Radiata grado estructural
C.1.

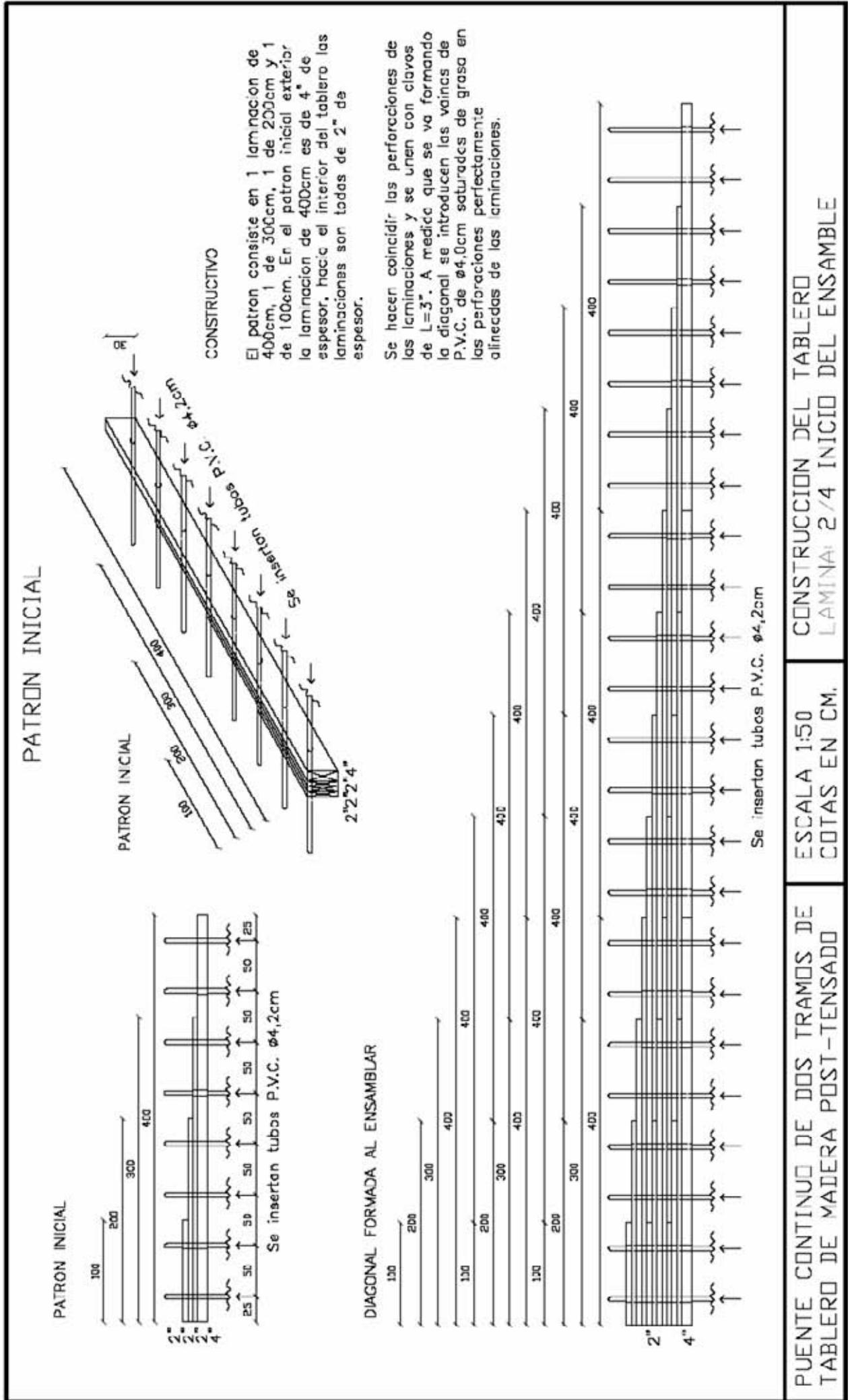
Las soleras con sus respectivas perforaciones son tratadas con cerasola a través de metodos de vacío-presión.



PUNTE CONTINUO DE DOS TRAMOS DE TABLERO DE MADERA POST-TENSADO

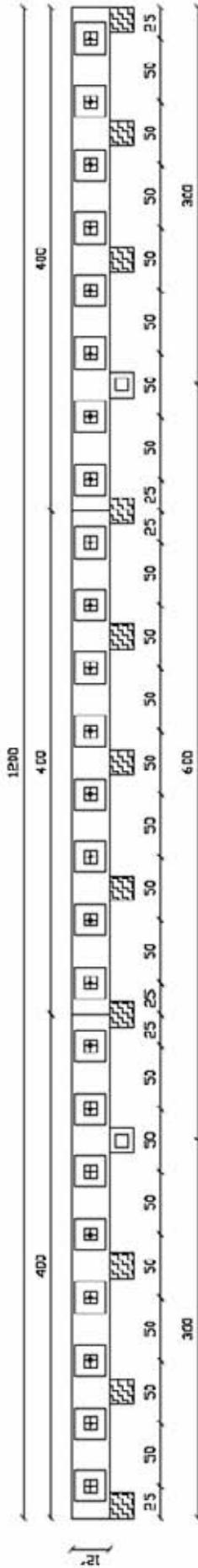
ESCALA 1:50
COTAS EN CM.

PREPARACION DE LA SUBESTRUCTURA
LAMINA: 5/5 VISTA TRANSVERSAL DE SOLERAS



LUGAR DEL ENSAMBLE

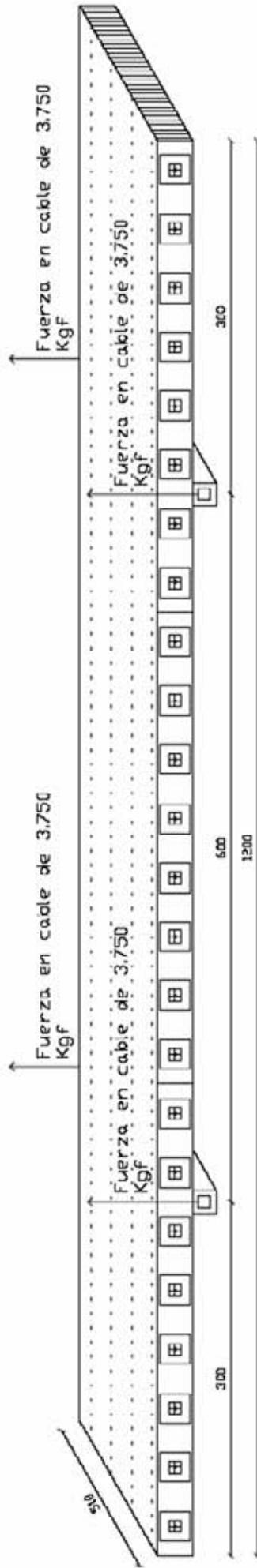
VISTA LATERAL TABLERO SOBRE SUPERFICIE DE CONSTRUCCION



El tablero se construye sobre apoyos distanciados cada 1 metro, los que conforman una superficie nivelada. Este se realiza para poder elevar el tablero terminado y tensado al momento de montarlo sobre la subestructura.

El tablero debe ser elevado desde una distancia de $L/4$ desde el borde, 300cm.

FORMA DE ELEVAR EL TABLERO PARA SU MONTAJE

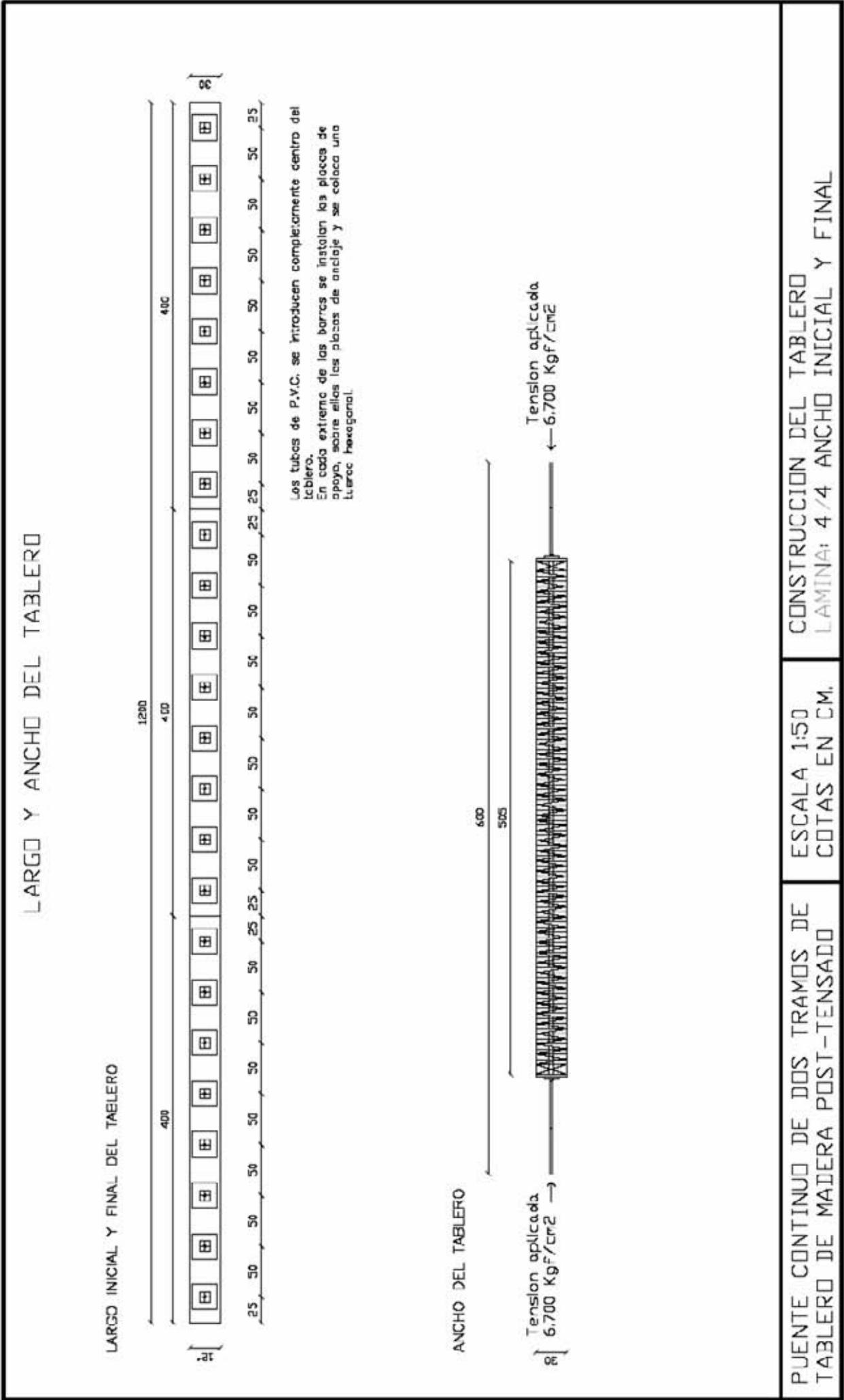


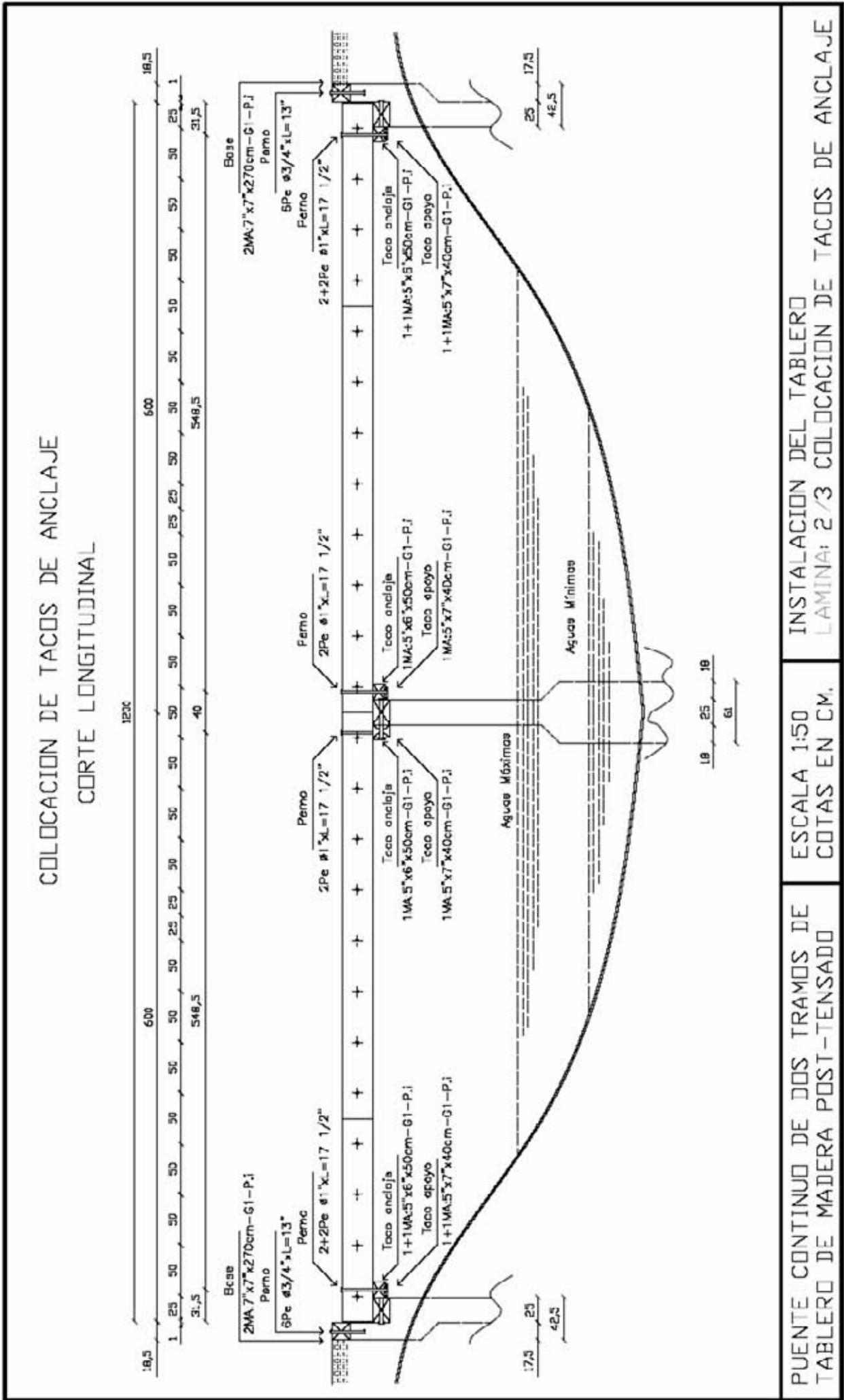
El tablero debe ser elevado desde una distancia de $L/4$ desde el borde, 300cm. Se genera una fuerza de 7,500 KgF en cada línea de elevación.

PUENTE CONTINUO DE DOS TRAMOS DE
TABLERO DE MADERA POST-TENSADO

ESCALA 1:50
COTAS EN CM.

CONSTRUCCION DEL TABLERO
LAMINA: 3/4 LUGAR DE ENSAMBLE

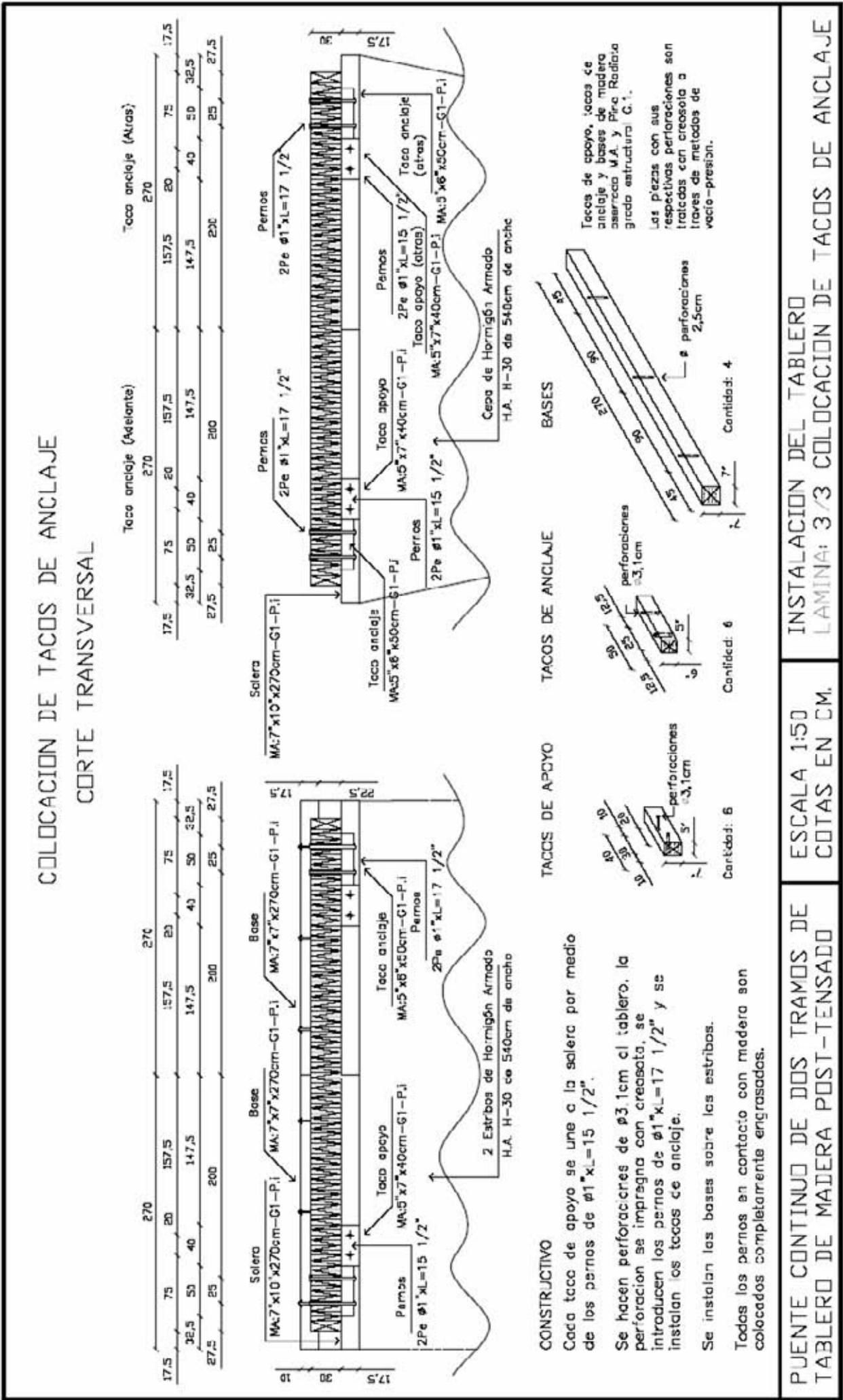


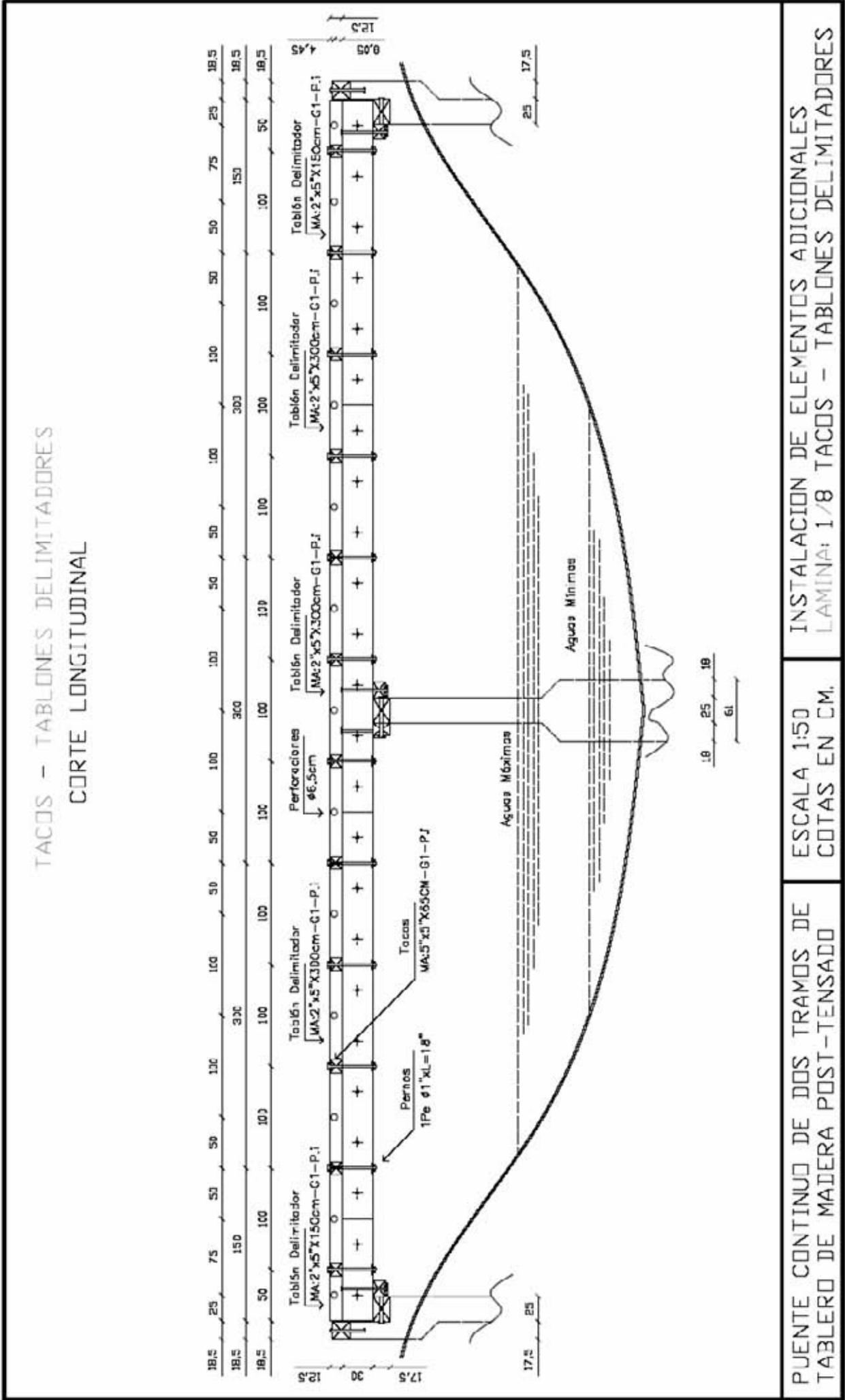


INSTALACION DEL TABLERO
LAMINA: 2/3 COLOCACION DE TACOS DE ANCLAJE

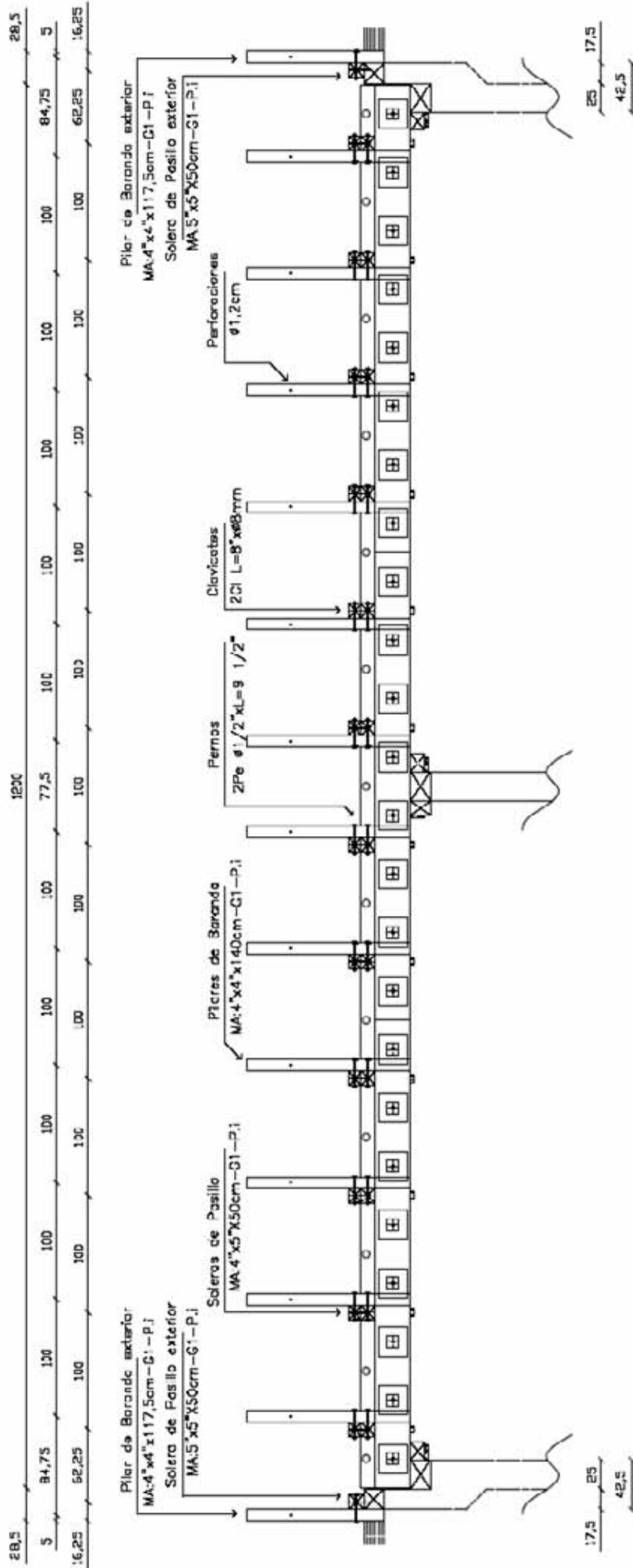
ESCALA 1:50
COTAS EN CM.

PUENTE CONTINUO DE DOS TRAMOS DE
TABLERO DE MADERA POST-TENSADO





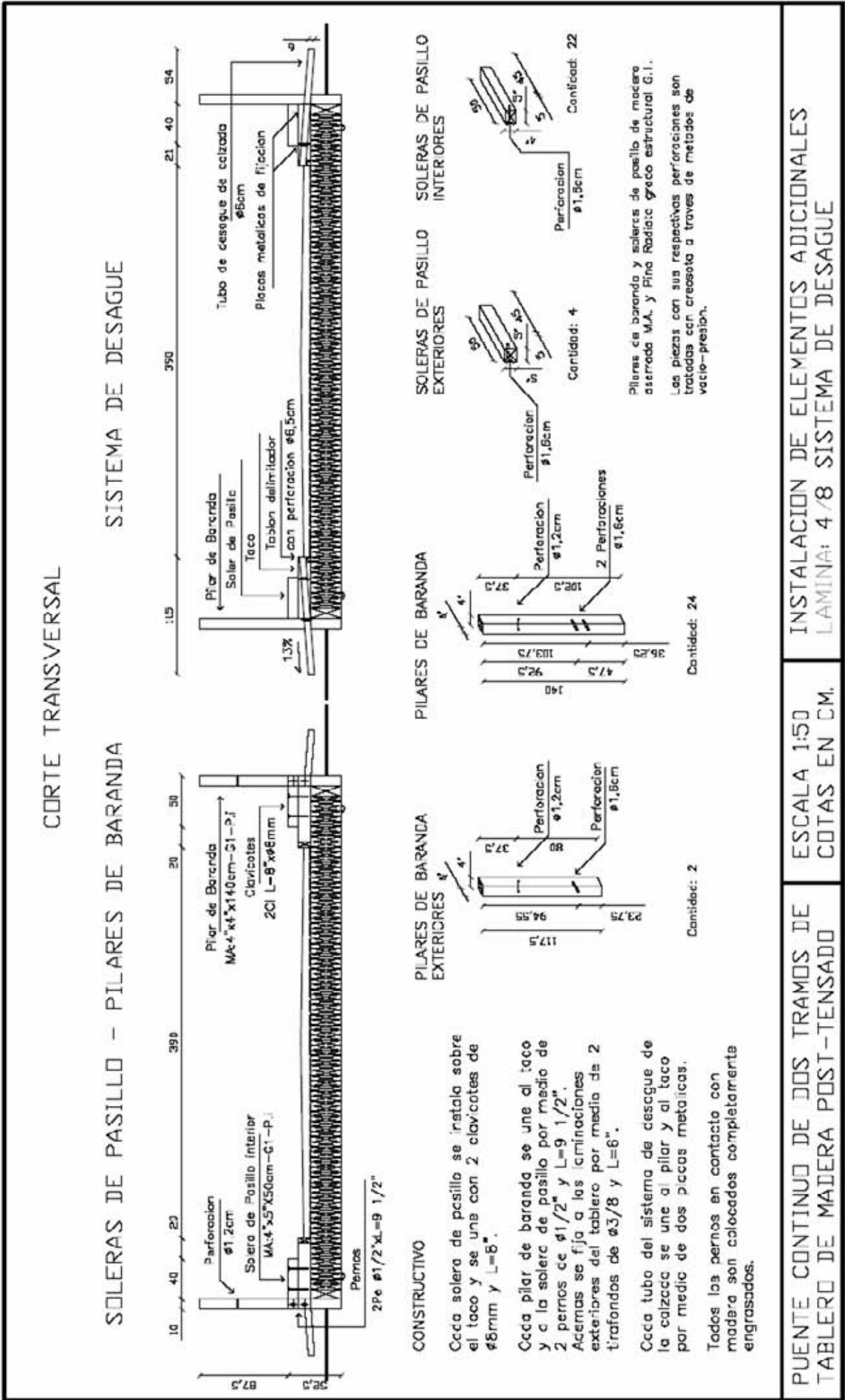
SOLERAS DE PASILLO – PILARES DE BARANDA

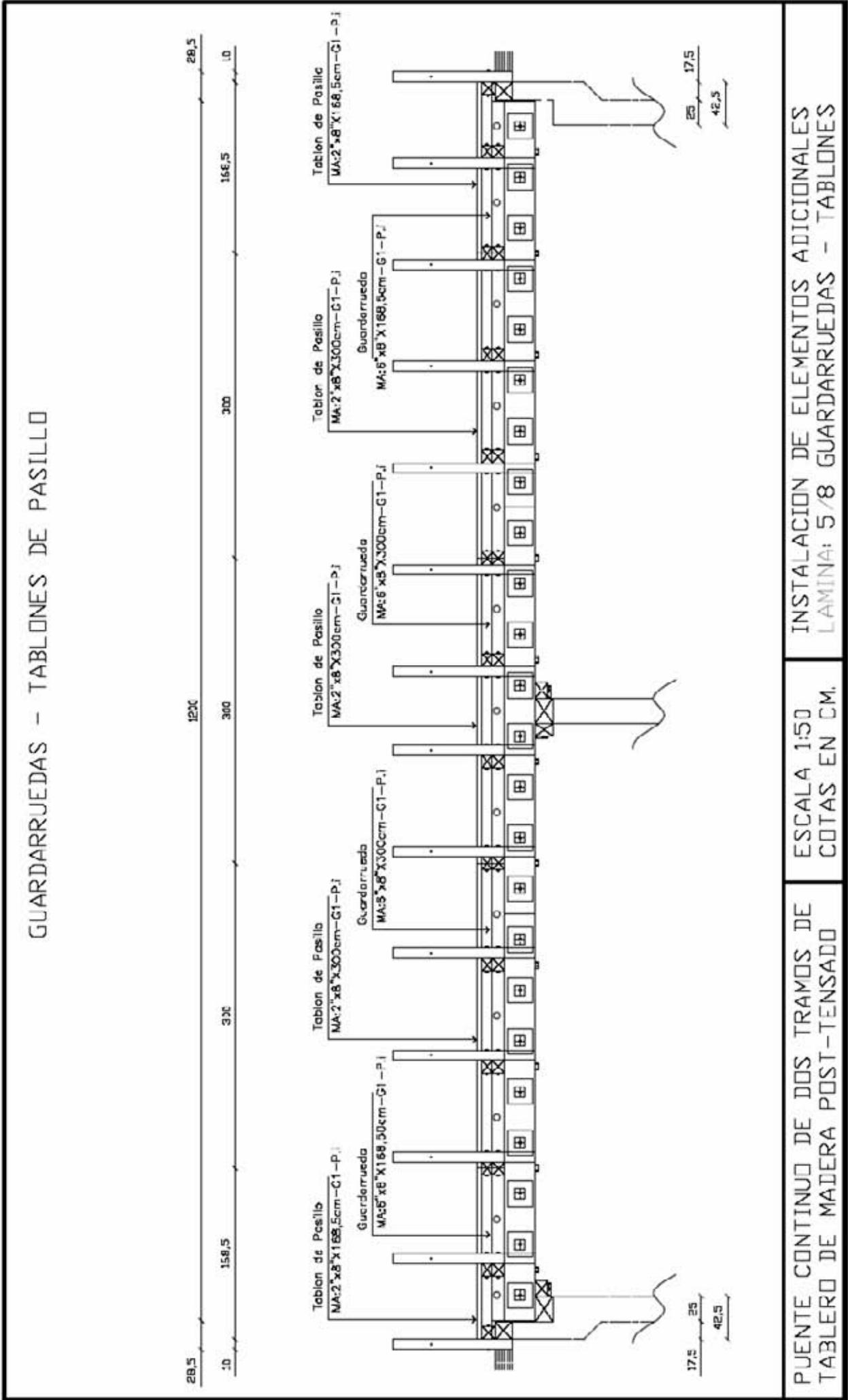


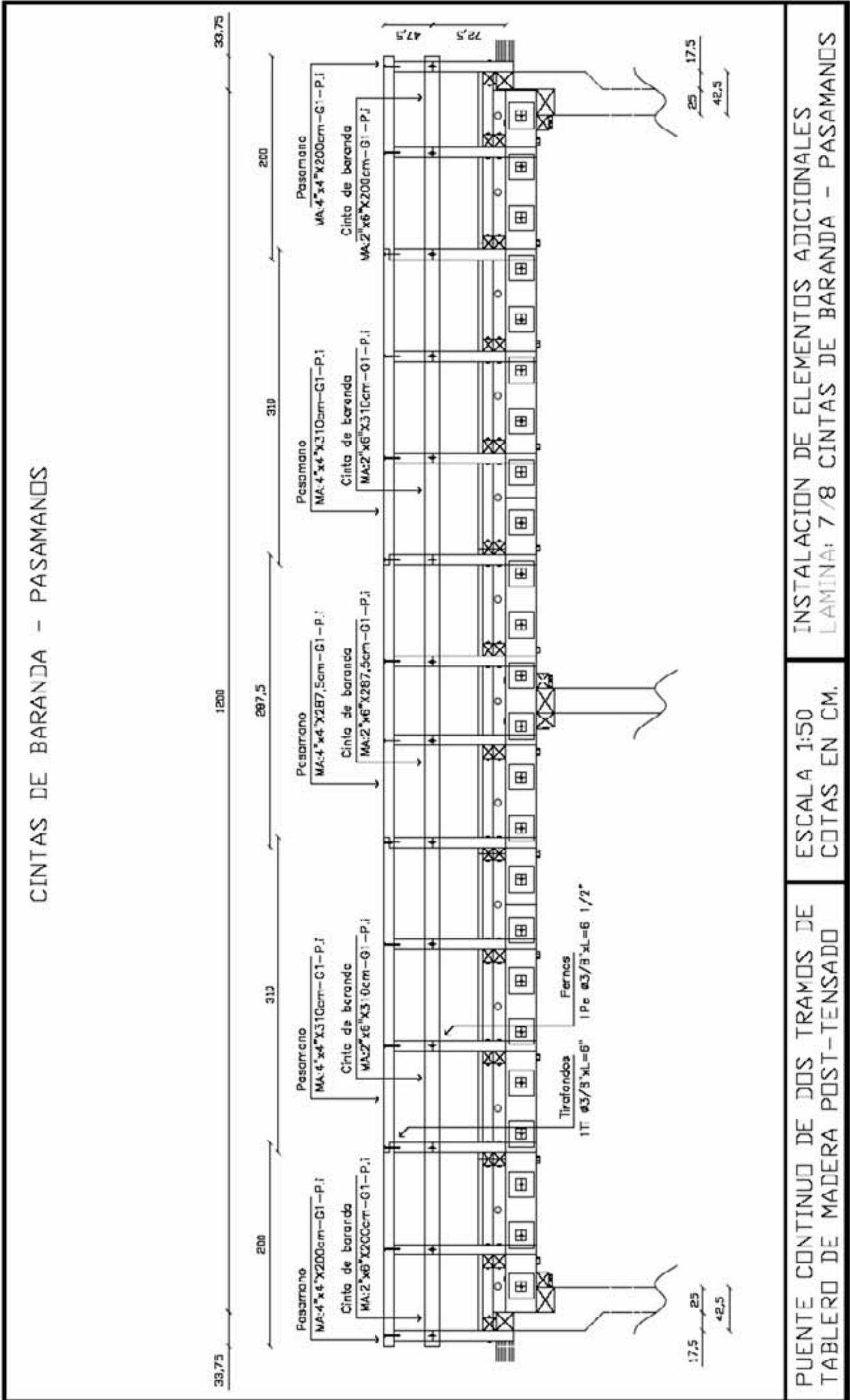
INSTALACION DE ELEMENTOS ADICIONALES
LAMINA: 3/8 SOLERAS DE PASILLO – PILARES

ESCALA 1:50
COTAS EN CM.

PUENTE CONTINUO DE DOS TRAMOS DE
TABLERO DE MADERA POST-TENSADO



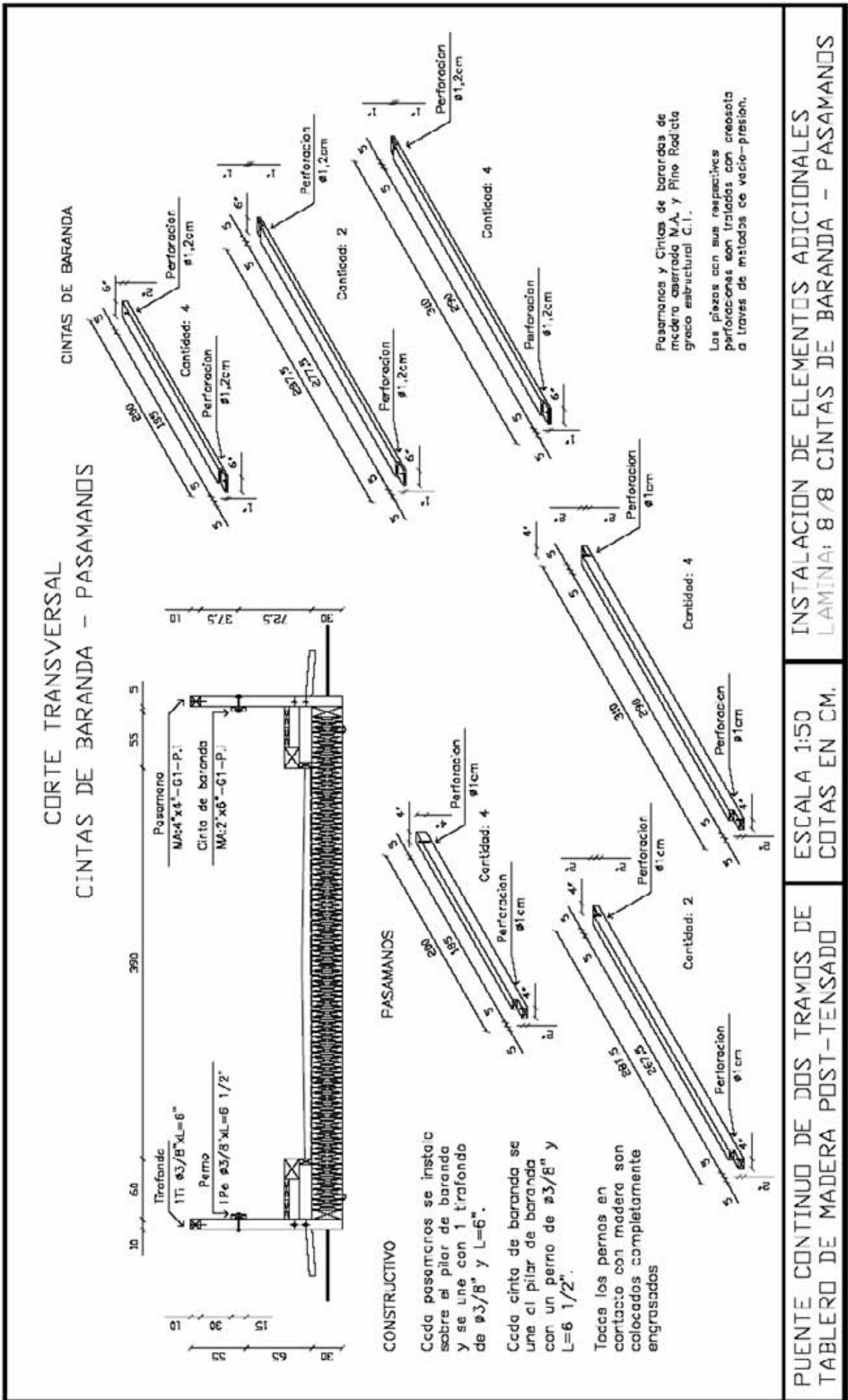




INSTALACION DE ELEMENTOS ADICIONALES
LAMINA: 7/8 CINTAS DE BARANDA - PASAMANOS

ESCALA 1:50
COTAS EN CM.

PUENTE CONTINUO DE DOS TRAMOS DE
TABLERO DE MADERA POST-TENSADO



CONCLUSIONES

GENERALES:

- ✓ Basándose en la normativa AASTHO 1991 "Guide Specifications for the Design of Stress-Laminated Wood Decks" el diseño de tableros de madera post-tensados presenta métodos simples y directos.
- ✓ La madera chilena de pino Radiata clasificada para uso estructural según normativa chilena NCh 1198, presenta propiedades físico-mecánicas teóricamente similares a las de las maderas utilizadas para calibrar la normativa AASTHO 1991, faltando investigación experimental que avale su certificación de calidad estructural (por alguna entidad), para su utilización en construcciones de gran envergadura en madera.
- ✓ La materia prima de utilizada en el diseño, pino Radiata, es un recursos altamente presente en Chile, pero debido a las menores escuadrías existentes para madera estructural actualmente se hace difícil, debido a la escasez, y encarecedor cumplir a cabalidad las disposiciones de diseño.
- ✓ La construcción de este tipo de puentes, principalmente en reemplazo de los puentes de madera existentes en caminos secundarios en Chile, resulta en un puente con mayores estándares de calidad, mayor vida útil y con un tiempo de construcción muy corto.
- ✓ Si bien este tipo de puentes presentan ventajas frente a los antiguos tableros tradicionales, falta desarrollar estudios que permitan conocer los reales valores de las constantes elásticas de la madera a utilizar, además de conocer el real comportamiento frente a fenómenos dependientes del tiempo, como el creep en la madera, con el fin de eliminar las incertidumbres generadas en el cálculo de estas estructuras debido al uso de información que pudiera no ser compatible con el real comportamiento de la madera utilizada en Chile.

SECUNDARIOS:

- ✓ Del ensayo se puede concluir que a diferencia de tableros sin uniones de tope, los tableros con uniones de tope presentan una leve dependencia lineal en su modulo de elasticidad longitudinal respecto al nivel de tensado, sin embargo se hace despreciable para efectos de cálculo debido a su mínima variación.

- ✓ Del ensayo se concluye que la presencia de uniones de tope reduce efectivamente la rigidez longitudinal en tableros de madera tensados transversalmente y al utilizar madera de pino Radiata esta reducción puede ser calculada efectivamente con el factor de ajuste C_{bj} propuesto por la normativa AASTHO 1991, debido a la similitud encontrada al verificar esta propiedad en laboratorio.

BIBLIOGRAFÍA

REFERENCIAS:

1. Ritter, M. Cali Jr, C. Timber Bridges in South America. 1996.
2. Ritter, M. Williamson, T. Maintenance Practices for Wood Bridges. 1995.
3. Ritter, M. Duwadi, S. Timber Bridges in the United States. 1997.
4. Ritter, M. Galloway, T. Initial Test of Kevlar Prestressed Timber Beams. 1996.
5. Muñoz, J. Tableros de Puentes de Madera Tensados Transversalmente. Universidad Concepción. 2002.
6. Pineda, P. Elasticidad ortotrópica de la madera. Universidad Concepción. 2001.
7. Ritter, M. Timber Bridges: Design, Construction, Inspection, and Maintenance. 1990.
8. Dechent, P. Valenzuela, L. Funcionamiento de Puentes Post-tensados en Madera. Universidad Concepción. 2001.
9. Ritter, M. Williamson, T. Maintenance Practices for Wood Bridges. 1995.
10. Davalos, J. Bending Stiffness of Stress Laminated Timber Decks with Butt Joint. 1993
11. Ritter, M. Duwadi, S. Timber Bridges in the United States. 1997.
12. Manual de Puentes Carreteros. Dirección de Vialidad. Departamento de Ingeniería. Puerto Montt. 1995.

NORMATIVA:

- AASHTO 1991. Guide specifications for the design of stress-Laminated wood decks. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.
- ASSTHO 1996. Standard specifications for highway bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.

- NCh 1198. Madera - Construcciones en madera - Cálculo. Instituto Nacional de Normalización. INN – Chile.

- NCh 1990. Madera - Tensiones admisibles para madera estructural. Instituto Nacional de Normalización. INN – Chile.

- NCh 1537. Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de Uso. Instituto Nacional de Normalización. INN – Chile.

Código de Diseño de Hormigón Armado. Basado en el ACI

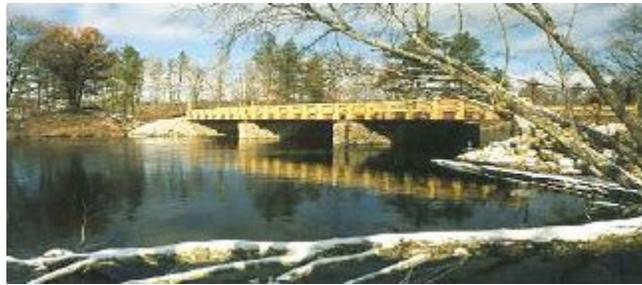
ANEXO A

ESTADO DEL ARTE

A.1 EXPERIENCIA EN EL EXTRANJERO.



Puente de tablero de madera postensado de 11 metros de largo (USA).



Puente de tablero de madera postensado apoyado en cepas centrales (USA).

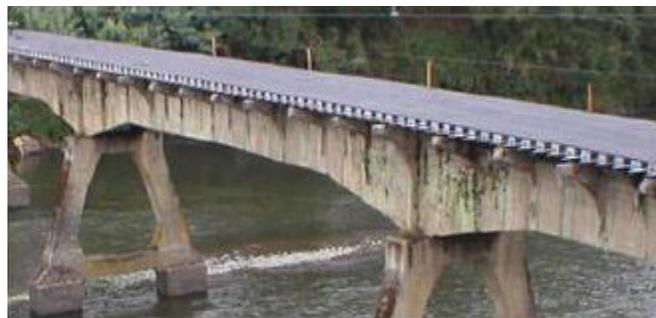


Puentes de tablero de madera postensado (Noruega).

A.2. EXPERIENCIA EN CHILE.



Puente Cautín, antes de su recuperación.



Tablero de madera postensado instalado sobre Puente Cautín.



Puente Cautín, terminado con carpeta asfáltica.

ANEXO B

FACTORES DE MODIFICACIÓN

B.1 CÁLCULO DE FACTORES DE MODIFICACIÓN.

Se necesita obtener los factores de modificación para conocer las tensiones de diseño. El cálculo se realiza sobre la base de la normativa Chilena, NCh 1198. Of. 91, Madera-Construcciones en Madera-Cálculo.

Se deben corregir las tensiones admisibles y el módulo de elasticidad, aplicando los factores de modificación. Los factores de modificación a aplicar serán, por contenido de humedad K_H , duración de la carga K_D , trabajo conjunto K_C , por temperatura K_T , por altura K_{hf} y por tratamiento químico K_q .

B.1.1 POR CONTENIDO DE HUMEDAD K_H .

Factor de modificación por humedad, aplicable a las tensiones admisibles y modulo elástico, definidos para una humedad de 12%. (7.1.1. Pág. 12). La madera vera incrementadas sus propiedades resistentes al disminuir su contenido de humedad, lo que dependerá de la protección dada al elemento. El factor se calcula:

$$K_H = (1 - \Delta H \times \Delta R)$$

Donde: ΔH : Diferencia entre el valor de contenido de humedad de equilibrio del lugar de servicio H_s y el estado seco con humedad de 12%.

ΔR : Variación de la resistencia por cada 1% de variación del contenido de humedad.

La diferencia en el contenido de humedad es $\Delta H = H_s - 12\%$; donde la humedad de servicio en la ciudad de Valdivia es $H_s = 17\%$, se calcula ΔH :

$$\Delta H = 17\% - 12\% = 5\%$$

La variación de la resistencia ΔR por cada 1% de variación en el contenido de humedad, dependerá del tipo de sollicitación (Tabla 8. Pág.13). Los valores de los factores de modificación por

contenido de humedad K_H para la madera de pino Radiata de grado estructural GS, para emplazamiento en la ciudad de Valdivia y para los tipos de solicitación son:

| | | | |
|------------|--------|----------|--------|
| | F_f | F_{cn} | E_f |
| ΔH | 5 | 5 | 5 |
| ΔR | 0,0205 | 0,0267 | 0,0148 |
| K_H | 0,8975 | 0,8665 | 0,9260 |

B.1.2 POR DURACIÓN DE LA CARGA K_D .

Según la duración de la carga que afecta a la estructura, se aplicara un factor de modificación. Cuando se combinen cargas de diferente duración, se utilizara el factor de modificación correspondiente a la carga de menor duración. El factor de modificación por duración de la carga no afecta al módulo de elasticidad en flexión ni a la tensión admisible normal a la fibra, para ello se considera $K_D = 1.0$. Para la tensión admisible en flexión y en cizalle se aplica el siguiente factor: (7.1.2. Pág. 13)

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

Donde: t : Duración de la carga en segundos.

La duración de las cargas permanentes como de las sobrecargas de uso se estiman de una misma duración, no existiendo otras sobrecargas que afecten la estructura durante algún periodo prolongado, como la nieve. Se consideran cargas de duración normal, por lo que la aplicación de las cargas máximas de diseño y solicitación total del elemento de modo de alcanzar tensiones admisibles en un periodo de 10 años, contabilizando este en forma continua o acumulada y/o la permanente aplicación del 90% de las cargas máximas de diseño sin alterar el factor de seguridad de la estructura. (Anexo G. Pág. 163)

Entonces para un periodo de duración de la carga de 10 años, se calcula el valor de la duración de la carga en segundos:

$$t = 10 \times 365 \times 24 \times 60 \times 60 = 315.360.000 \text{Seg.}$$

Los valores de los factores de modificación por duración de la carga K_D para la madera de pino Radiata de grado estructural GS y para los tipos de solicitación son:

| | | | |
|-------|--------|----------|--------|
| | F_f | F_{cn} | E_f |
| K_D | 0,9996 | 1,0000 | 1,0000 |

B.1.3 POR TRABAJO CONJUNTO K_C .

Aplicable a las tensiones admisibles para elementos estructurales que conforman un sistema que comparta la carga, consistente en tres o más elementos paralelos distanciados en no más de 610 mm y dispuestos de tal forma que pueden soportar la carga aplicada en conjunto, (7.1.3. Pág. 13). Las tensiones admisibles deben ser multiplicadas por un factor de modificación por trabajo en conjunto, para madera aserrada cuya dimensión es mayor que 114 mm. (Tabla 9. Pág. 14)

Los valores de los factores de modificación por trabajo conjunto K_C para la madera de pino Radiata de grado estructural GS y para los tipos de sollicitación son:

| | | | |
|-------|--------|----------|--------|
| | F_f | F_{cn} | E_f |
| K_C | 1,1500 | 1,1000 | 1,0000 |

B.1.4 POR TEMPERATURA K_T .

Cuando las condiciones de servicio de una estructura de madera determinen temperaturas ambientales marcadamente superiores a las normales, se deberá modificar el valor de las propiedades mecánicas admisibles. (7.1.4. Pág. 14)

La madera al enfriarse bajo la temperatura normal de 20 °C, aumenta su resistencia. Al ser calentada por sobre esta temperatura, su resistencia disminuye. Este efecto térmico es inmediato y su magnitud depende del contenido de humedad. Si no se superan los 67°C el efecto es reversible, recuperando la totalidad de su resistencia al recuperar la temperatura normal. Si la exposición a temperaturas superiores a 67°C es prolongada, se pueden originar reducciones de resistencia permanentes. Es recomendable que la madera no sea expuesta a temperaturas por sobre los 50°C por tiempo prolongado, pudiendo sufrir calentamientos ocasionales de corta duración a temperaturas no superiores a 67°C. (Anexo H. Pág. 166).

El factor debido a la temperatura se calcula:

$$K_T = (1 + \Delta T \times CT)$$

Donde: ΔT : Diferencia entre el valor de la temperatura normal 20°C y la temperatura media anual del lugar de servicio T_S .

CT : Incremento o decremento de los valores de resistencia por cada 1°C de incremento o decremento de temperatura.

La diferencia en el valor de la temperatura es $\Delta T = 20^{\circ}C - T_s$; donde la temperatura media anual en la ciudad de Valdivia es $T_s = 11,9^{\circ}C$, se calcula ΔT :

$$\Delta T = 20^{\circ}C - 11,9^{\circ}C = 8,1^{\circ}C \text{ (Enfriamiento)}$$

El valor del incremento o decremento de los valores de resistencia CT por cada $1^{\circ}C$ de incremento o decremento de temperatura, dependerá del tipo de sollicitación y el contenido de humedad, 12% (Tabla H.1. Pág.166). Los valores de los factores de modificación por temperatura K_T , debido al enfriamiento bajo los $20^{\circ}C$, para la madera de pino Radiata de grado estructural GS, para emplazamiento en la ciudad de Valdivia y para los tipos de sollicitación son:

| | F_f | F_{cn} | E_f |
|------------|--------|----------|--------|
| ΔT | 8,1 | 8,1 | 8,1 |
| CT | 0,0058 | 0,0058 | 0,0027 |
| K_T | 1,0470 | 1,0470 | 1,0219 |

B.1.5 POR ALTURA K_{hf} .

Para piezas de pino Radiata de altura superior a 90 mm, se debe considerar un factor de modificación por altura, que solo afecta a la tensión admisible a flexión, considerando para las demás tensiones admisibles $K_{hf} = 1.0$. La expresión es la siguiente: (8.2.2.3. Pág. 21)

$$K_{hf} = \left(\frac{90}{h} \right)^{1/5} \leq 1$$

Para el modulo de módulo de elasticidad, por tratarse del diseño de una viga que debe resistir cargas individuales, se debe corregir por altura aplicando el siguiente factor de modificación: (8.2.4.2. Pág. 28)

$$K_{hf} = \left(\frac{h}{180} \right)^{1/4} \leq 1$$

Donde: h : Ancho de la pieza traccionada o altura de la viga, en mm.

Se considera el espesor del tablero post-tensado como la una altura d igual a 304,8 mm, estimación basada en la luz del puente. Los valores de los factores de modificación por altura K_{hf} para la madera de pino Radiata de grado estructural GS y para los tipos de sollicitación son:

| | F_f | F_{cn} | E_f |
|----------|--------|----------|--------|
| K_{hf} | 0,7835 | 1,0000 | 1,0000 |

B.1.6 POR TRATAMIENTO QUÍMICO K_q .

En el caso que en el lugar de servicio de la estructura las condiciones ambientales sean favorables para el desarrollo de pudrición u otro deterioro, la madera deberá ser sometida a un tratamiento químico antes de construir la estructura, sometiéndola a un proceso de preservación con métodos y preservantes especificados en las normas chilena NCh. 630 y NCh. 1439.

La guía señala que la madera debe estar tratada con presión mediante un preservativo como aceite quemado, derivado del petróleo para asegurar la losa. Los preservantes creosotados y el pentaclorofenol disueltos en aceites derivados del petróleo son prácticamente inertes a la madera y no tienen una influencia química que pueda afectar su resistencia. (Anexo I. Pág. 167)

Los valores de los factores de modificación por tratamiento químico K_q para la madera de pino Radiata de grado estructural GS y para los tipos de sollicitación son:

| | F_f | F_{cn} | E_f |
|-------|--------|----------|--------|
| K_q | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |

B.2 FACTORES DE MODIFICACIÓN.

Las tensiones admisibles y el módulo de elasticidad se multiplican por los factores de modificación calculados para obtener las tensiones de diseño y el módulo de elasticidad de diseño, para madera de pino Radiata en estado seco 12% y grado estructural selecto GS.

Factores de modificación

| | F_f | F_{cn} | E_f |
|----------|--------|----------|--------|
| K_H | 0,8975 | 0,8665 | 0,9260 |
| K_D | 0,9996 | 1,0000 | 1,0000 |
| K_C | 1,1500 | 1,1000 | 1,0000 |
| K_T | 1,0470 | 1,0470 | 1,0219 |
| K_{hf} | 0,7835 | 1,0000 | 1,0000 |
| K_Q | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |

ANEXO C

MOMENTOS DE DISEÑO POR CARGA VIVA Y CARGA MUERTA

C.1 MOMENTO POR CARGA MUERTA.

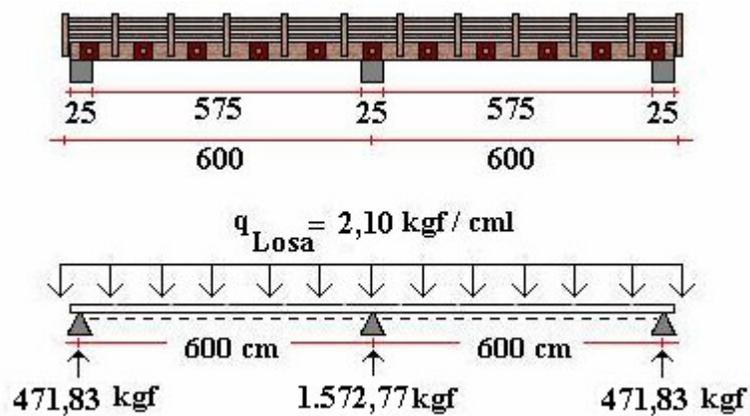
Con las cargas de diseño de superficie debido al peso propio de los elementos (Tabla 5-3) y con el ancho de distribución de carga $D_{Carga} = 111,76$ cm, se obtiene la carga de diseño uniformemente distribuida sobre la longitud entre centros de apoyo del tablero:

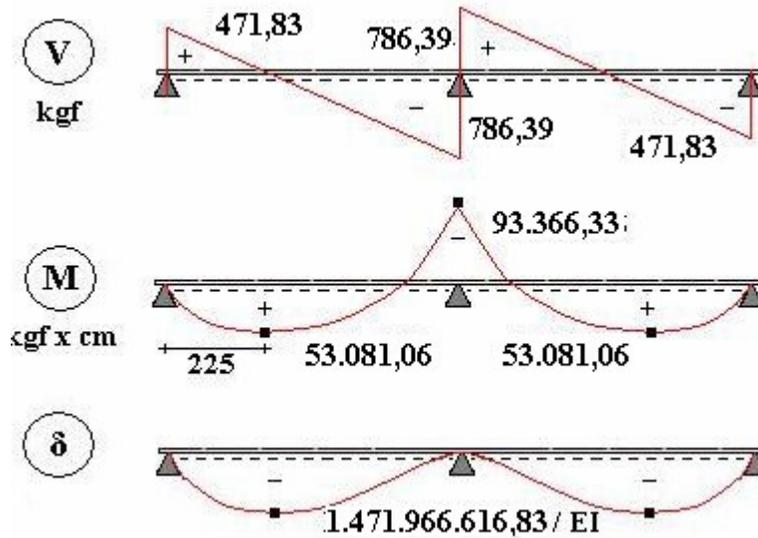
Tabla C-1: Cargas de diseño- Por carga muerta

| | |
|------------------------------|--------------------------------|
| Losa + elementos adicionales | $q_{Losa} = 2,10$ kgf / cml |
| Carpeta de rodado asfáltica | $q_{Carpeta} = 1,68$ kgf / cml |

C.1.1 MOMENTO DEBIDO AL PESO PROPIO DE LA LOSA Y ELEMENTOS ADICIONALES.

Con la carga uniformemente distribuida $q_{Losa} = 2,10$ kgf/cml debido al efecto del peso propio del tablero más los elementos adicionales, se resuelve la siguiente estructura y se obtienen los diagramas de corte, momento flector y deformación, respectivamente:





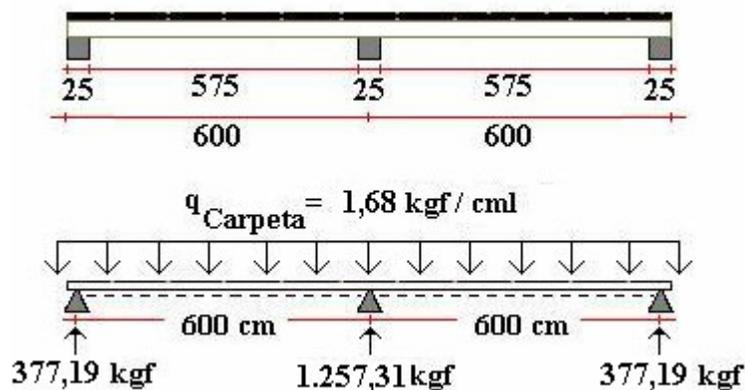
Debido al peso propio de la losa y de los elementos adicionales se obtienen los siguientes valores máximos:

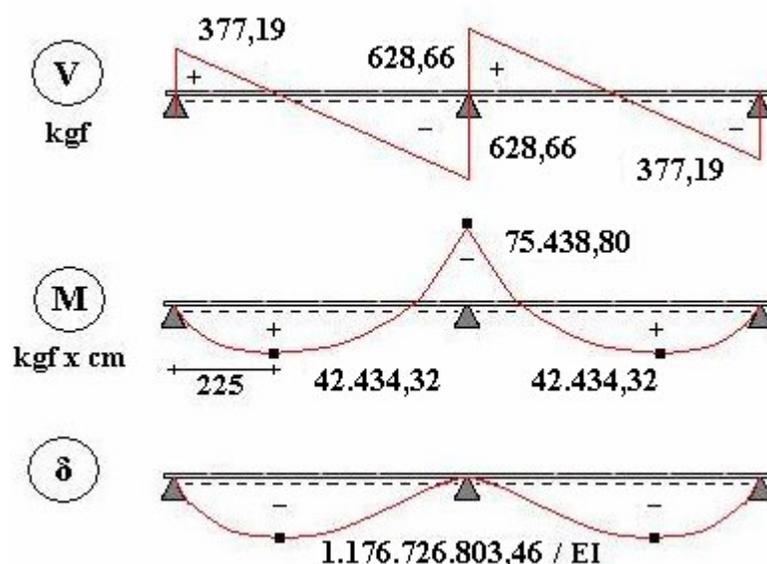
Tabla C-2: Reacciones-Losa+elementos adicionales

| | |
|--------------------|--|
| Reacción máxima | $R_{Losa} = 1.572,77$ kgf |
| Corte máximo | $V_{Losa} = 786,39$ kgf |
| Deformación máxima | $\delta_{Losa} / EI = 1.471.966.616,83$ cm / kgf x cm ² |
| Momento máximo | $M_{Losa} = 94.366,33$ kgf x cm |

C.1.2 MOMENTO DEBIDO AL PESO PROPIO DE LA CARPETA DE RODADO ASFÁLTICA.

Con la carga uniformemente distribuida $q_{Carpeta} = 1,68$ kgf / cml debido al efecto del peso propio de la carpeta de rodado asfáltica, se resuelve la siguiente estructura y se obtienen los diagramas de corte, momento flector y deformación, respectivamente:





Debido al peso propio de la carpeta de rodado asfáltica se obtienen los siguientes valores máximos:

Tabla C-3: Reacciones-Carpeta de rodado asfáltica

| | | |
|--------------------|--------------------------------|---|
| Reacción máxima | $R_{\text{Carpeta}} =$ | 1.257,31 kgf |
| Corte máximo | $V_{\text{Carpeta}} =$ | 628,66 kgf |
| Deformación máxima | $\delta_{\text{Carpeta}}/EI =$ | 1.176.726.803,46 cm / kgf x cm ² |
| Momento máximo | $M_{\text{Carpeta}} =$ | 75.438,80 kgf x cm |

C.1.3 MOMENTO DE DISEÑO POR CARGA MUERTA.

Para obtener las máximas reacciones sobre la estructura debido al peso propio, se combinan las obtenidas debido al peso propio de la losa y elementos adicionales, más las obtenidas debido al peso propio de la carpeta de rodado asfáltica:

Tabla C-4: Reacciones de diseño-Peso propio

| | | |
|--------------------|---------------------------|---|
| Reacción máxima | $R_{\text{PP}} =$ | 2.830,08 kgf |
| Corte máximo | $V_{\text{PP}} =$ | 1.415,05 kgf |
| Deformación máxima | $\delta_{\text{PP}}/EI =$ | 2.648.693.420,29 cm / kgf x cm ² |
| Momento máximo | $M_{\text{PP}} =$ | 169.805,13 kgf x cm |

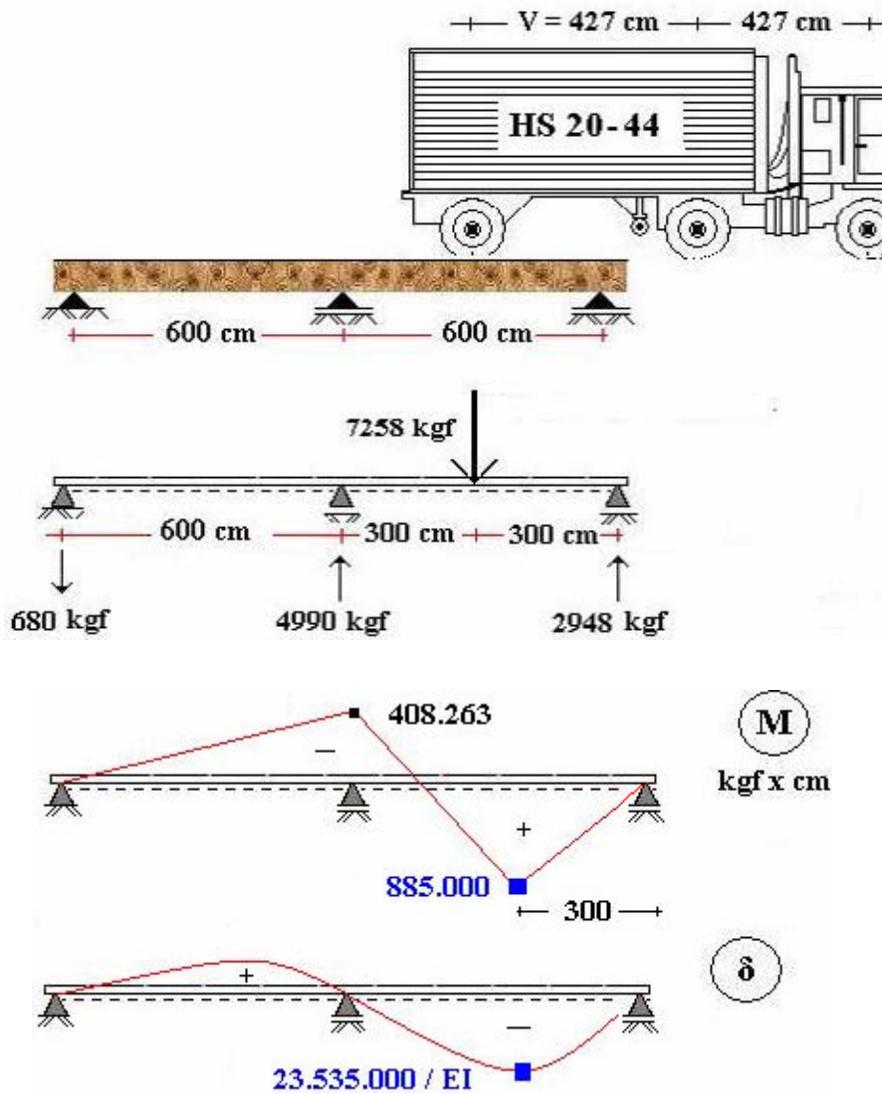
C.2 MOMENTO POR CARGA VIVA.

El momento de diseño por carga viva, debido a la sobrecarga de diseño M_{SC} , se calcula con el desplazamiento del camión de diseño HS 20-44 dentro de la luz efectiva del puente. La carga de faja no produce mayores solicitaciones en el tablero, debido a la poca longitud entre apoyos y debido a que el

puente solo presenta 2 tramos continuos, si se tratara de 3 tramos o más la carga de faja puede actuar en tramos no adyacentes elevando la sollicitación aplicada

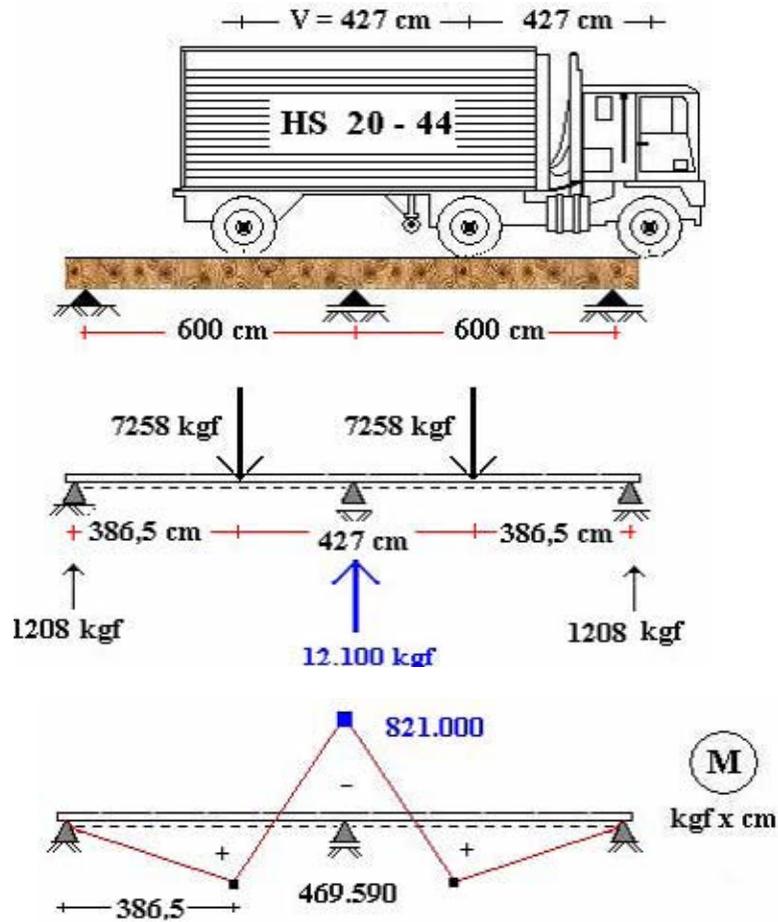
Con la carga máxima entregada por el camión de diseño HS 20-44, $P_w = 7.257,48 \text{ kgf}$, la distancia entre ejes traseros variables entre $v = 427 \text{ cm}$ y $v = 9,14 \text{ cm}$ y la viga continua de dos tramos de 600cm se encuentran las posiciones mas desfavorables que entregan una mayor sollicitación, obteniendo los máximos valores de corte, momento, deformación y reacción de apoyo.

El momento máximo positivo se obtiene con la aplicación de toda la línea de carga del camión de diseño HS 20-44 centrada dentro de uno de los tramos del puente continuo. El camión de diseño no puede entregar toda la línea de carga dentro del tramo, ya que la longitud del tramo es de 600cm y la mínima longitud entre ejes extremos del camión es 854cm, por lo que se encuentra el momento máximo positivo y la máxima deformación al resolver la estructura con la siguiente posición del camión sobre la viga continua, obteniendo los diagramas de momento flector y deformación, respectivamente:

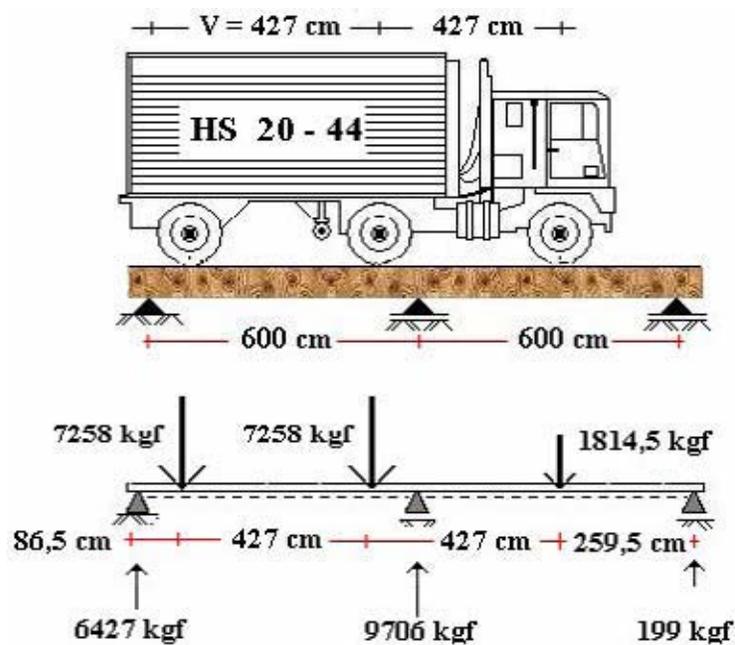


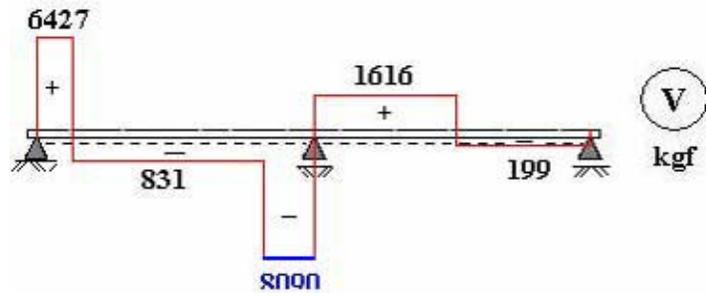
El momento máximo negativo se obtiene con la aplicación de toda la línea de carga del camión de diseño HS 20-44 cercana al apoyo interior. Se encuentra el momento máximo negativo y la máxima

reacción de apoyo al resolver la estructura con la siguiente posición del camión sobre la viga continua, obteniendo el diagrama de momento flector:



El corte máximo se puede obtener aplicando la carga del eje trasero sobre el apoyo interior y las demás dentro del tramo, para obtener el corte máximo junto al apoyo interior o toda la línea de carga del camión de diseño HS 20-44 dentro de uno de los tramos del puente continuo, para obtener el corte máximo en una sección cualquiera de la viga continua. El corte máximo se obtiene al resolver la estructura con la siguiente posición del camión sobre la viga continua, obteniendo el diagrama de corte:





Debido al paso del tren de carga se obtienen los siguientes valores máximos correspondientes a las reacciones de diseño por carga viva:

Tabla C-5: Reacciones de diseño-Sobrecarga

| | | |
|--------------------|--------------------|--|
| Reacción máxima | $R_{SC} =$ | 12.100,00 kgf |
| Corte máximo | $V_{SC} =$ | 8.090,00 kgf |
| Deformación máxima | $\delta_{SC}/EI =$ | 23.535.000.000,00 cm / kgf x cm ² |
| Momento máximo | $M_{SC} =$ | 885.000,00 kgf x cm |

ANEXO D

ESPECIFICACIONES GENERALES

D.4 MEDICIONES.

D.4.1 DESCRIPCIÓN Y ALCANCES.

La aceptación o rechazo de las diversas obras implica una correcta interpretación de las magnitudes y tolerancias señaladas en estas Especificaciones Técnicas, por lo tanto es importante definir los criterios precisos con que ellas deberán establecerse. El número de cifras significativas con que se expresa cada medición es un reflejo de la tolerancia que para ella se acepta. En atención a lo señalado, las mediciones para verificar el cumplimiento de los requerimientos cuantitativos señalados en las especificaciones, se deberán establecer con una cifra decimal adicional al número de cifras indicadas en la tolerancia. Así, si se especifica como valor tolerable una magnitud en centímetros, deberá medirse con precisión del milímetro, con lo que se asegura la exactitud de la penúltima cifra, y posibilita compararla con la tolerancia definida. El procedimiento correcto implica que las mediciones, deben redondearse a la penúltima cifra, llevándola hacia arriba si la última cifra es 5 o mayor. Los números así obtenidos son los que deben compararse con los valores especificados. El ejemplo muestra que se especificó un requerimiento en cm, por lo tanto la medición respectiva se hizo en décimas de centímetro (milímetros). La medida, redondeada a centímetros, es la que se deberá comparar con el valor requerido para determinar si el material inspeccionado cumple la tolerancia exigida. En el ejemplo, el valor medido cumple la especificación.

| Valores | | |
|--------------|----------|------------|
| Especificado | Medido | Redondeado |
| 800 cm | 799,5 cm | 800 cm |
| 800 cm | 800,4 cm | 800 cm |

Las exigencias establecidas en éste Proyecto, tienen por finalidad garantizar que durante la construcción se respeten las dimensiones previstas por el Proyectista, y por consiguiente asegurar el cumplimiento de las bases de cálculo. Por lo mismo tampoco es necesario exigir a las magnitudes a controlar mayor precisión que la indispensable, ya que esto generalmente eleva innecesariamente el costo de las obras y de los sistemas de control. Debe tenerse presente que el número de cifras significativas con que se expresan las magnitudes establecidas por el Proyectista, determina automáticamente la forma de hacer el respectivo control. Así por ejemplo, no es lo mismo especificar que un tablón del tablero tiene una longitud de 400,0 centímetros, a decir que la longitud del tablón es 400 centímetros. En efecto, si al verificar la longitud se obtiene un valor de 399,5 la longitud no cumple la exigencia establecida en primer término pero si cumple la

longitud exigida en el segundo caso. En el caso de la longitud de los tablonos se exige la precisión en décimas de centímetro, debido a la gran cantidad de tablonos que deben quedar con sus perforaciones correctamente alineadas.

D.5 ESPECIFICACIONES AMBIENTALES.

D.5.1 DESCRIPCIÓN Y ALCANCES.

La presente sección contiene las especificaciones ambientales generales, las que son válidas para todo contrato de obra que celebre la Dirección de Vialidad, cualquiera sea su naturaleza. El objetivo es conseguir que las faenas de construcción o conservación de las obras viales no alteren las condiciones medio ambientales del espacio físico tanto natural como artificial que circundan la obra, evitando modificaciones innecesarias del medio, la contaminación con residuos derivados de la construcción y otros impactos que atenten contra el ambiente.

Son aplicables al Contrato, todas las disposiciones que correspondan de la Ley de Bases del Medio Ambiente, Ley N° 19.300, y sus Reglamentos. Estos cuerpos legales establecen una serie de exigencias para un determinado grupo de proyectos y sus actividades relacionadas. En este contexto, se regulan ambientalmente todas las obras viales sin exclusión alguna, conformando un cuerpo normativo específico para proyectos viales y son complementarias a la Ley de Bases del Medio Ambiente y sus Reglamentos.

El Contratista, al margen de su propia responsabilidad legal y contractual, deberá acatar las instrucciones que imparta la Inspección Fiscal con relación a la protección del medio ambiente, instrucciones que se deberán efectuar siempre por escrito y conforme a los términos y condiciones del Contrato.

Al igual que el resto de las exigencias del Proyecto, el cumplimiento de las Especificaciones Ambientales será controlado por la Inspección Fiscal. Cuando se requieran autorizaciones de otros organismos técnicos (por ejemplo: Municipalidades, Servicio Nacional de Salud, SAG, CONAF, CONAMA, COREMA u otros), el Contratista deberá, antes de iniciar cualquier actividad, contar con dichas autorizaciones y presentarlas a la Inspección Fiscal.

En caso de incumplimiento de una instrucción de la Inspección Fiscal de cualquiera de estas disposiciones, el Inspector Fiscal podrá ordenar su cumplimiento con cargo a las garantías del Contrato, sin

perjuicio de la aplicación de las sanciones que correspondan. Ante la persistencia en el incumplimiento de las especificaciones ambientales, la Inspección Fiscal podrá ordenar la paralización temporal de las faenas de construcción mientras no se dé cumplimiento a ellas.

D.5.1.1 MANEJO Y TRANSPORTE DE MATERIALES PELIGROSOS:

El almacenamiento y transporte de materiales y elementos contaminantes, tóxicos o peligrosos, tales como combustibles, lubricantes, bitúmenes, aguas servidas no tratadas, desechos y basuras, deberán efectuarse considerando la normativa existente. Asimismo, deberán garantizarse las condiciones de seguridad necesarias y razonables, a juicio de la Inspección Fiscal, para prevenir derrames, pérdidas y daños por lluvia o anegamientos, robos, incendios u otros.

D.5.1.2 ESCOMBRERAS O BOTADEROS:

Como lugares de escombreras o botaderos, el Contratista deberá elegir áreas fuera de la vista de los usuarios a una distancia no inferior a 200 m del eje del camino y preferentemente aquellas áreas con menor valor edafológico, donde no se altere en forma significativa la fisonomía original del terreno y no se interrumpan o contaminen los cursos de aguas superficiales o subterráneos.

Los botaderos ubicados en propiedades particulares, deberán contar con una autorización previa y expresa por escrito del propietario, la cual deberá ser presentada a la Inspección Fiscal. Podrán utilizarse para estos efectos depresiones naturales o artificiales, las que se rellenarán por capas en forma ordenada, sin sobrepasar los niveles de los terrenos circundantes, permitiendo el drenaje en forma adecuada. Al escoger el lugar de botadero, el Contratista deberá procurarse que en el sitio no existan procesos evidentes de arrastre por aguas lluvias y erosión, de tal modo que no se exponga el material depositado a procesos naturales de lixiviación que puedan afectar cuerpos de agua próximos al lugar.

Todos los botaderos que utilice el Contratista deberán contar con la aprobación de la Inspección Fiscal. El lugar del botadero será elegido por el Contratista y para su aprobación se presentará a la Inspección Fiscal lo siguiente; Plano de ubicación; Tipo de materiales a depositar; Volumen del depósito; Descripción del área a rellenar y su entorno: suelos, geomorfología, hidrología, tipo de vegetación si la hubiere (identificación de especies, valor de especies, cuantificación de especies), sitios arqueológicos; Plano planimétrico y altimétrico del área en estado previo y después del depósito proyectado; Pendiente y longitud de las paredes terminales del depósito; Procedimientos de depositación de los materiales; Mecanismos de control de erosión hósca y eólica, derrumbes y deslizamientos; Diseño de medidas de restauración mecánica y paisajísticas; Definición del uso posterior del área afectada; Copia de convenio de autorización para la instalación de los botaderos, detallando las condiciones exigidas por el propietario; Fotografías del área: previo, durante y finalizado el relleno.

Los desechos químicos que se destinan a estas áreas deberán ser previamente envasados en depósitos adecuados a las características propias de cada tipo de sustancia, y enterrados a profundidades adecuadas según lo señale la reglamentación vigente. Los residuos, como maderos en mal estado deberán ser recubiertos con suelos orgánicos u otra vegetación de prendimiento natural en la zona, que permitan superficies razonablemente parejas para favorecer el desarrollo de la vegetación. Este recubrimiento deberá tener un espesor mínimo de 20 cm.

D.5.1.3 PROTECCIÓN DE LA FLORA Y FAUNA:

Cuando los trabajos se realicen en zonas donde existe el peligro potencial de incendio de la vegetación circundante y en especial cuando las faenas estén dentro o cerca de áreas protegidas, áreas ambientalmente sensibles, o bien, cerca de plantaciones naturales o artificiales importantes, el Contratista deberá tener un permanente cuidado y vigilancia, evitando la realización de fogatas u otra acción que pudiera originar un incendio.

Asimismo, si se descubriera durante la construcción áreas o ecosistemas biológicos (flora, fauna) sensibles que estén expuestos a sufrir una modificación directa por las actividades de la obra, se suspenderán de inmediato y temporalmente los trabajos, dando cuenta del hecho a la Inspección Fiscal.

El Contratista deberá adoptar todas las medidas necesarias para evitar que sus empleados efectúen actividades depredativas sobre la vegetación de especies nativas, caza u otros. También deberá dotar todos sus equipos e instalaciones con elementos adecuados para asegurar que se minimice la probabilidad de propagación del fuego. En particular se deberá evitar; colocar clavos, cuerdas, cables, cadenas u otros elementos similares en los árboles y arbustos; Encender fuego cerca de árboles y arbustos; Manipular combustibles, aceites y productos químicos en zonas de vegetación; Apilar materiales contra los troncos; Almacenar materiales en zonas de vegetación o estacionar maquinaria fuera de los lugares previstos; Seccionar ramas y raíces importantes si no se cubrieran las heridas con material adecuado; Enterrar la base del tronco de árboles; Dejar raíces sin cubrir y sin protección en las zanjas y desmontes; Realizar revestimientos impermeables en zona de raíces.

D.5.1.4 USO Y RESGUARDO DE CURSOS DE AGUA:

El agua requerida para las diversas faenas de construcción, que sea obtenida de fuentes naturales, deberá ser autorizada por la Dirección General de Aguas y la Inspección Fiscal.

Para utilizar los recursos de agua existentes en el área del Proyecto, el Contratista deberá presentar a la Inspección Fiscal la "Solicitud de Aprovechamiento de Derechos de Agua" que certifique la autorización para utilizar dichos recursos. Para ello deberá proceder de la siguiente forma; Realizar las averiguaciones en la oficina local de la Dirección General de Aguas, respecto al estado legal de los recursos, vale decir, si los derechos de aprovechamiento de las aguas que pretende usar el Contratista

están legalizados o no. Si así fuera, el Contratista deberá solicitar autorización al dueño de dichos recursos, estableciendo con éste un contrato o convenio de uso; Si los recursos que considera el Contratista no estuviesen legalizados, deberá elevar la solicitud de derechos de aprovechamiento a la Dirección General de Aguas, quien definirá el caudal disponible para ser utilizado. De no mediar estas autorizaciones, el Contratista estará contraviniendo la legislación vigente. El costo de utilización de los recursos de agua estará incluido en los gastos generales del Contrato.

La calidad de las aguas, tanto superficiales como subterráneas, podrá verse afectada por derrames de aceite, grasa combustible, asfalto u otras causas. No se permitirá bajo ninguna circunstancia que estos residuos tóxicos o cualquier otro elemento contaminante sea vertido en captaciones de ríos, canales, esteros o embalses, como tampoco en las proximidades de ellos. Asimismo, deberá evitarse el lavado o enjuague de equipos que puedan producir escurrimiento o derrames de contaminantes cerca de los cursos de agua (por ejemplo, betoneras).

D.5.1.5 RECUPERACIÓN DE LA VEGETACIÓN:

Cuando se produzca un daño que afecte a una cubierta vegetal importante en empréstitos, botaderos e instalaciones de faenas, no contemplado en las obras contratadas, será de cuenta y cargo del Contratista la recuperación de la cubierta vegetal, creando las condiciones óptimas que posibiliten en el corto plazo la implantación de especies herbáceas y en el largo plazo la colonización de la vegetación nativa inicial.

La vegetación que sea alterada según lo señalado en el párrafo anterior, será reemplazada con especies nativas, propias de la zona. En este caso la tasa de replantación será 2/1, es decir, por cada árbol o arbusto que se retire se plantarán dos. El lugar donde se destine cada especie y su tipo deberá ser aprobado por la Inspección Fiscal.

D.6 OTRAS DISPOSICIONES.

Cuando los trabajos deban realizarse en caminos entregados al uso público, el tránsito tanto vehicular como peatonal, deberá controlarse y regularse de acuerdo a las disposiciones generales contenidas en esta Sección.

El tránsito usuario y la señalización de faenas deberán regularse en conformidad con las disposiciones contenidas en el Decreto N° 63 del 15 de mayo de 1986 del Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones, que reglamenta sobre "Medidas de Seguridad Cuando se Efectúan Trabajos en la Vía

Pública", y con lo dispuesto en la Resolución D.V. N° 1.826 del 2 de Junio de 1983, incluso sus modificaciones posteriores.

D.6.1 REGULACIÓN DEL TRÁNSITO USUARIO.

El Contratista podrá o no suspenderá el tránsito de un camino existente durante la ejecución de las obras, debiendo habilitar desvíos en lo posible, paralelos al lado del puente en construcción para mantener el tránsito expedito. El Contratista podrá solicitar autorización para desviar el tránsito hacia otra ruta alternativa, la que deberá ser previamente aprobada por escrito por la Inspección Fiscal. En todo caso, el desvío deberá ajustarse a los siguientes requisitos mínimos; Las características del desvío deberán corresponder a una velocidad de diseño a lo menos igual a un tercio de la velocidad del camino donde se encuentra el puente, con un mínimo de 20 km/h.; Dentro del emplazamiento del desvío no deberán existir alcantarillas, estructuras o pavimentos que limiten los pesos máximos de los vehículos más allá de los límites impuestos al puente que reemplaza. No obstante lo anterior, para cumplir con los requisitos establecidos anteriormente, el Contratista podrá construir las obras y refuerzos necesarios por su cuenta y cargo.

Cuando el desvío del tránsito usuario de un camino implique circular por vías urbanas pavimentadas, el Contratista deberá obtener autorización por escrito de la Autoridad competente cuando proceda. Para esto, deberá presentar un estudio sobre la aptitud del pavimento y obras anexas para soportar el nuevo tránsito. De ser necesario se deberán reforzar las obras existentes antes de desviar el tránsito. En todo caso, la conservación del desvío será de cargo del Contratista.

El Contratista deberá prever todas las medidas y precauciones necesarias para que la circulación del tránsito usuario se realice con el máximo de seguridad durante la construcción de las obras. Para ello, se dispondrá de señalización diurna y nocturna adecuada, además de personal de control. Su provisión, colocación y retiro serán por cuenta del Contratista.

D.6.2 SEGURIDAD E HIGIENE.

Todos los trabajos que realice el Contratista dentro de los términos del Contrato, deberán ejecutarse respetando las disposiciones legales vigentes y las que señalen las Bases Administrativas respectivas del Contrato, en relación a prevención de accidentes, seguridad e higiene.

El almacenamiento y manipuleo de combustibles, el caso del asfalto, se regirá por lo establecido en el Decreto N°379, del Ministerio de Economía, del 8 de noviembre de 1985, incluso sus modificaciones

posteriores, que aprueba el Reglamento sobre Requisitos Mínimos de Seguridad para el Almacenamiento y Manipuleo de Combustibles Líquidos Derivados del Petróleo, destinados a Consumos Propios.

La Inspección Fiscal velará que los Contratistas y Subcontratistas cumplan las obligaciones y responsabilidades que guardan relación con esta materia.

Los gastos en que incurra el Contratista para cumplir con lo dispuesto, deberán ser reflejados en los gastos generales del Contrato.

D.6.3 INTERPRETACIONES DEL PROYECTO.

Cuando una parte del trabajo a realizar no se encuentre suficientemente detallada o explicada en las Especificaciones o Planos, el Contratista deberá solicitar por escrito a la Inspección Fiscal, antes del comienzo de esa parte de la obra, las aclaraciones y complementaciones necesarias, tras lo cual deberá ejecutar las obras en conformidad con esas indicaciones, las que pasarán a formar parte del Proyecto. Cualquier duda que surja de estas Especificaciones Técnicas o los planos, será resuelta por la Inspección Fiscal.