



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIVISIÓN DE INGENIERÍAS  
CIVIL Y GEOMÁTICA**

**DETERMINACIÓN DEL COMPORTAMIENTO  
Y CAPACIDAD DE CARGA DE UN SISTEMA  
DE PISO PARA VIVIENDA DE INTERÉS  
SOCIAL**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**I N G E N I E R O C I V I L**

P R E S E N T A:

**ARTURO CRUZ CRUZ**

DIRECTOR DE TESIS  
**ING. HÉCTOR JAVIER GUZMÁN OLGUÍN**

CO - DIRECTOR DE TESIS  
**M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ**



---

CIUDAD UNIVERSITARIA, MÉXICO. D.F.

**JUNIO 2007.**



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIRECCIÓN  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/075/07

Señor  
ARTURO CRUZ CRUZ  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. HÉCTOR JAVIER GUZMÁN OLGUÍN, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"DETERMINACIÓN DEL COMPORTAMIENTO Y CAPACIDAD DE CARGA DE UN SISTEMA DE PISO PARA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL"**

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. SISTEMAS DE PISO LOSACERO
- III. SISTEMAS DE PISO LOSAHABIT
- IV. ESTUDIO ANALÍTICO Y EXPERIMENTAL DE UN SISTEMA DE PISO PARA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL
- V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS
- ANEXOS

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 28 de junio de 2007  
EL DIRECTOR

MTRO. JOSÉ GONZALO GUERRERO ZEPEDA  
GGZ/RSU\*crc

## **Agradecimientos**

A mis padres por darme la vida y otorgarme una familia dónde realizarme

A mis tíos, hermanos y hermanas por su apoyo incondicional en aquellos  
momentos difíciles

A mis amigos en cada etapa de la vida por hacer que el recorrido se  
tornará más fácil

A mi querida Universidad y a la Facultad de Ingeniería por albergarme en  
todo este tiempo y permitirme ser parte de ella

A todos mis maestros por transmitirme sus conocimientos

A la Facultad de Ingeniería y al Departamento de Estructuras por las  
facilidades otorgadas y la información proporcionada, sin las cuales no  
fuese posible la realización de este trabajo

Al M.I. Octavio García Domínguez y al Ing. Héctor Javier Guzmán Olguín  
por su gran apoyo en la realización y revisión del escrito

A Dios por hacer realidad mi gran anhelo de ser ingeniero

## **REVISIÓN**

M.I. Octavio García Domínguez

Ing. Héctor Javier Guzmán Olguín

M.I. Agustín Demeneghi Colina

M.I. Miguel Ángel Rodríguez Vega

Ing. Carlos Manuel Chávarri Maldonado

|                                                                                                                     |           |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>INTRODUCCIÓN.....</b>                                                                                            | <b>1</b>  |
| <b>CAPÍTULO I. ANTECEDENTES.....</b>                                                                                | <b>4</b>  |
| <b>CAPÍTULO II. SISTEMAS DE PISO LOSACERO.....</b>                                                                  | <b>9</b>  |
| <b>II.1 GENERALIDADES.....</b>                                                                                      | <b>9</b>  |
| <b>II.2 ORIGEN.....</b>                                                                                             | <b>13</b> |
| <b>II.3 APLICACIONES EN LA CONSTRUCCIÓN.....</b>                                                                    | <b>15</b> |
| <b>II.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS.....</b>                                                                             | <b>16</b> |
| <b>II.5 BASES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL Y EJEMPLOS.....</b>                                                        | <b>19</b> |
| <b>II.6 ESPECIFICACIONES PARA SU CONSTRUCCIÓN.....</b>                                                              | <b>56</b> |
| <b>II.7 RIGIDEZ DEL SISTEMA LOSACERO COMPARADA<br/>        CON OTROS SISTEMAS DE PISO.....</b>                      | <b>62</b> |
| <b>CAPÍTULO III. SISTEMAS DE PISO LOSAHABIT.....</b>                                                                | <b>67</b> |
| <b>III.1 DEFINICIÓN DEL SISTEMA DE PISO LOSAHABIT.....</b>                                                          | <b>67</b> |
| <b>III.2 FUNCIONES CONSTRUCTIVAS.....</b>                                                                           | <b>68</b> |
| <b>III.4 PRINCIPALES VENTAJAS.....</b>                                                                              | <b>69</b> |
| <b>III.5 REVISIÓN DEL DISEÑO.....</b>                                                                               | <b>70</b> |
| <b>III.6 PROCESO CONSTRUCTIVO.....</b>                                                                              | <b>74</b> |
| <b>CAPÍTULO IV. ESTUDIO ANALÍTICO Y EXPERIMENTAL DE UN<br/>SISTEMA DE PISO PARA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL.....</b> | <b>78</b> |
| <b>IV.1 PREPARACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE APOYO.....</b>                                                       | <b>79</b> |
| <b>IV.2 CONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA “LOSAHABIT”.....</b>                                                               | <b>80</b> |
| <b>IV.3 DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYES Y RESULTADOS.....</b>                                                            | <b>84</b> |
| <b>IV.4 MODELACIÓN ANALÍTICA.....</b>                                                                               | <b>90</b> |
| <b>IV.5 COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....</b>                                                                          | <b>92</b> |
| <b>CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>                                                              | <b>93</b> |
| <b>BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.....</b>                                                                              | <b>96</b> |
| <b>ANEXO.....</b>                                                                                                   | <b>97</b> |

## INTRODUCCIÓN

El éxito en toda construcción depende de las destrezas y habilidades de los ingenieros y arquitectos para implementar sistemas e innovaciones que aumenten la producción de soluciones a los grandes problemas de espacio y habitación que se presentan en el mundo actual en todas las grandes urbes. En este sentido, la aplicación de nuevas tecnologías constructivas juega un papel muy importante, sin embargo estas no pueden surgir ni aplicarse en cualquier área sin que se amerite una exploración del conocimiento a través de investigaciones teóricas que en su gran mayoría resulta indispensable la aplicación de ensayos o modelos experimentales que permitan la evaluación de su comportamiento ante las diversas condiciones que pueden presentarse como estructura real, con la finalidad de entender y predecir su comportamiento, de tal manera que pueda diseñarse una estructura capaz de soportar las solicitaciones a las que estará sometida durante su vida útil, tomando en cuenta aspectos relacionados con el costo y tiempo de ejecución que necesariamente repercutirá en las utilidades de la empresa que realice la construcción. En general el diseño de toda estructura debe cumplir con tres requisitos fundamentales y estas deben cumplirse en el orden que se presentan: la estructura debe ser segura, con la finalidad de proporcionar a sus habitantes la confianza y seguridad de ocuparlo; debe ser barata, con el fin de invertir en el lo menos posible y obtener mayores utilidades y por último debe contar con algo de estética de lo contrario sus habitantes se desenvolverán en un ambiente incómodo.

En la construcción de todo edificio, ya sea para oficinas o para uso habitacional, los entresijos toman un valor importante, debido a los grandes tiempos de ejecución que consumen y al gran porcentaje de la inversión total que se llevan en su construcción. Es aquí donde la innovación tecnológica toma una de sus muchas aplicaciones, para el desarrollo de soluciones de entresijos de tal forma que puedan abatirse sus costos y reducirse sus tiempos de ejecución; de esta forma han surgido diferentes tipos de entresijos como la losa de concreto reforzado, losa de viga-bveda y otros prefabricados. Sin embargo recientemente ha surgido un tipo de entresijo, especial por sus grandes ventajas constructivas y reducciones de costo en comparación con los otros sistemas, se trata del sistema de piso metálico a base de losacero, cuyas ventajas y facilidades de instalación le han dado gran popularidad, que actualmente en México es utilizado en gran cantidad de edificios para oficina, bodegas, estacionamientos y para vivienda. Aunque originalmente apareció para utilizarse como estructura compuesta con vigas metálicas, sus grandes facilidades constructivas pronto hicieron que su uso abarcara también las estructuras a base de marcos de concreto o muros de mampostería. Sin embargo a pesar de las grandes ventajas que presenta, y pese a todas las aplicaciones que ha tenido, tanto en edificios como en puentes, este sistema de piso no ha sido completamente estudiado y se desconocen muchas características de su comportamiento que si se conocieran podrían hacerlo más eficiente y por qué no, reducir aún más su costo. En lo relativo al diseño no es posible realizarlo de forma clara y se efectúa proponiendo

secciones que después deben verificarse. Es por ello que la realización de ensayos para este sistema de pisos resulta necesario, y más aun en nuestro país en donde prácticamente no se han realizado investigaciones en lo que se refiere a este sistema de piso conocido comúnmente como losacero, lo cual es lamentable ya que a través de éstos podemos conocer su comportamiento e implementarlo en muchas otras áreas donde es necesario resolver los problemas de vivienda que tanto afligen al país.

Además de la revisión detallada de las características del sistema losacero, uno de los objetivos principales del presente trabajo es evaluar el comportamiento y la capacidad de carga de un sistema de piso de la misma familia, aplicado a vivienda de interés social, con la finalidad de que el sistema sea aprovechado en este ámbito, reduciendo los costos y tiempos de ejecución sin demeritar la calidad de la obra.

En el capítulo uno se procede con una breve descripción de lo que es un entrepiso y la finalidad para la cual se construye desde el punto de vista ingenieril, además se muestra cómo surgieron los primeros entrepisos, su evolución y las aplicaciones que tomaron. En este apartado se hace énfasis al surgimiento de los entrepisos metálicos y el proceso evolutivo que han sufrido hasta nuestros días; de igual forma se muestra algo referente a los códigos en que deben basarse para el diseño de estos sistemas de piso.

El capítulo dos está subdividido en siete subcapítulos, el primero denominado Antecedentes, trata de los sistemas de piso losacero, se muestra una definición del sistema de piso, los principales componentes; el segundo que cubre los orígenes del sistema, las características de la lámina de acero y los tipos más comunes que se presentan en el mercado. El tercer subcapítulo muestra las principales aplicaciones que ha tomado el sistema losacero en el ámbito de la construcción; el cuarto presenta las principales ventajas y desventajas con las que cuenta este sistema de piso, en lo que se refiere a la instalación, proceso de construcción y su respuesta ante condiciones de fuego. En el quinto subcapítulo se presentan las bases para el diseño estructural y algunos ejemplos de diseño para las dos etapas de construcción, la primera cuando la lámina actúa como cimbra y la segunda para cuando actúa como sección compuesta; se ha considerado en este apartado cuando la lámina trabaja en sección compuesta parcial haciendo usos de perfiles de acero, lo cual ha sido analizado por los métodos más comunes de análisis, el Método del ASD (Allowable Stres Design, Diseño por Esfuerzos Permisibles), por el Método del LRFD (Load Resistance and Factors Design, Diseño por Factores de Carga y Resistencia). En este mismo apartado se considera el diseño del sistema losacero, cuando no se desarrolla sección compuesta ya sea con vigas de perfiles de acero o vigas de concreto, en las cuales la lámina se encuentra simplemente apoyada y la función de las vigas es solo servir de apoyo. Posteriormente en el sexto subcapítulo se presentan las especificaciones para su construcción, en donde se hacen algunas recomendaciones en cuanto al transporte, descarga, almacenamiento, manejo, izaje e instalación de las láminas losacero en el lugar final de la obra. Finalmente,

en un séptimo subcapítulo se muestra una investigación de la comparación de la rigidez del sistema losacero en comparación con los sistemas de piso más comunes, la losa maciza, losa de vigueta-bovedilla, con la finalidad de evaluar su comportamiento como diafragma rígido, hipótesis indispensable para el análisis sísmico de estructuras.

En el capítulo tres se aborda un caso especial de la losacero como aplicación a la vivienda habitacional, la LOSAHABIT, propiedad de la empresa IMSA S.A. de C.V. Aquí se muestra la definición del sistema losahabit, las principales constructivas con las que cuenta, sus principales ventajas, la revisión del diseño de estos sistemas de piso y su proceso constructivo.

El capítulo cuatro, tema central de este trabajo, aborda el estudio analítico y experimental de un sistema de piso para vivienda de interés social, la losahabit. El estudio muestra las especificaciones de los tableros utilizados y la secuencia de la parte experimental llevada a cabo en ese entonces en el Laboratorio de Materiales del Departamento de Estructuras de la División de Ingenierías Civil y Geomática, Facultad de Ingeniería de la UNAM; además se presenta la descripción de cada uno de los tres ensayos realizados y sus respectivos resultados, analizando principalmente los diagramas de esfuerzos-deformaciones para cada tablero y sus respectivas curvas carga-deflexión. Posteriormente se muestra la modelación analítica con la ayuda de un modelo de elemento finito con la finalidad de complementar el estudio, se muestran los resultados de la distribución de esfuerzos normales y los contornos de momentos flexionantes; finalmente se hace una comparación de los resultados obtenidos del estudio analítico y del estudio experimental.

En el último capítulo se presentan las conclusiones del trabajo de investigación y de los modelos experimentales y analíticos realizados; además se hacen algunas recomendaciones útiles en la aplicación de este sistema de piso a viviendas de interés social.

## CAPÍTULO I

### ANTECEDENTES

En alguna época la gente tuvo la costumbre de construir sus viviendas en varios niveles, aunque no resultaba necesario ya que el espacio era abundante. De esta manera se empezaron a desarrollar los primeros entrepisos, aunque las excesivas conglomeraciones humanas eran tal vez impensables (<http://www.senamed.edu...>, ref.5). Hoy en día el uso de entrepisos resulta más bien una necesidad para satisfacer la demanda habitacional de los millones de habitantes en la mayoría de las ciudades no solo de México sino de todo el mundo donde el principal problema es la falta de espacio.

El objetivo fundamental de un entrepiso es el de soportar su peso y el de las cargas que pueda recibir. Para ello, debe ser capaz de transportar esas cargas hasta los puntos de apoyo, generalmente muros o columnas, que forman la periferia del espacio habitable. Ese transporte paralelo de las acciones gravitatorias supone equilibrar el momento flector que producen la acción y la reacción. El entrepiso equilibra ese momento sufriendo una compresión encima y una tensión debajo de la pieza o grupo de piezas que lo forman.

Remontándonos en la historia encontramos varias soluciones constructivas que bien pueden recibir la clasificación de entrepisos ya que cumplen perfectamente el objetivo primordial de estos sistemas. Los entrepisos siguientes fueron tomados de la referencia 5.

En primer lugar aparece el *entrepiso clásico romano* pensado originalmente como una alternativa al pavimento directamente ejecutado sobre el suelo, como un nuevo firme que debía intentar competir, gracias a su espesor, con el suelo natural convenientemente tratado. Para poder establecer esa competencia con el suelo, el techo romano preveía la colocación, sobre el entramado de madera, de sucesivas capas de cascote y mortero hasta llegar al mosaico del pavimento. *Figura 1.1.*

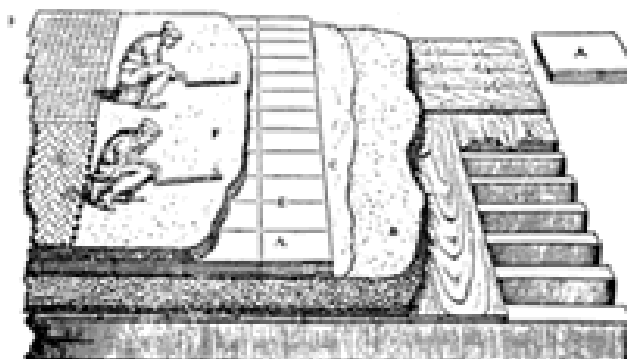


Figura1.1 Entrepiso clásico romano

El espesor total de estas capas era de unos 40 cm con un peso propio, por tanto, del orden de los 800 kg/m<sup>2</sup>. Esta solución constructiva podía cumplir perfectamente las exigencias fundamentales que se piden a estos elementos constructivos, puesto que las sobrecargas solo eran una mínima parte de las cargas, las escuadrías de la madera estaban claramente sobredimensionadas, el monolitismo general de la obra estaba garantizado por el espesor, y la traba de los muros y el aislamiento acústico eran sobradamente satisfechos por su enorme peso y por las cualidades de las capas interpuestas. Este tipo de solución constructiva sobrevivió durante muchos siglos. En la *figura 1.2* se muestra una de las muchas aplicaciones de este sistema de entrepiso.

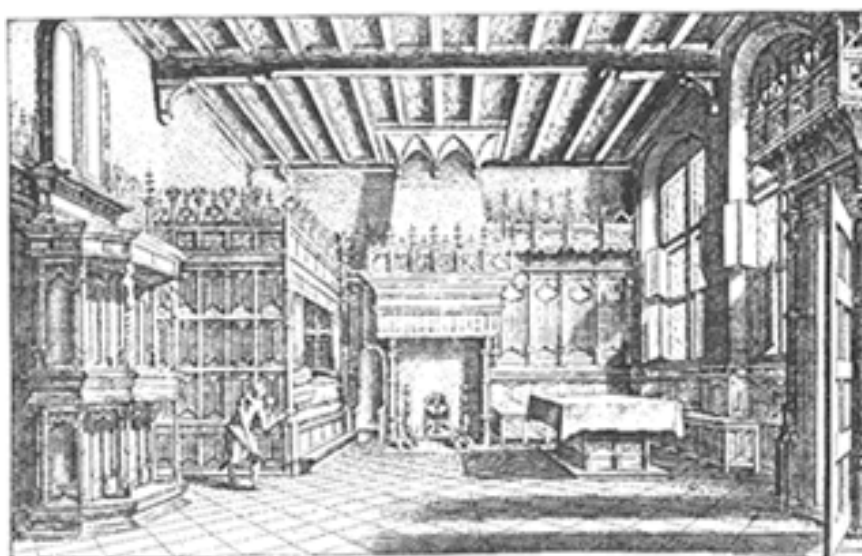


Figura 1.2 Habitación del gótico tardío como aplicación al entrepiso clásico romano

En la construcción popular colombiana, los entrepisos que basaban su calidad en su espesor y peso dieron paso a un claro proceso de aligeramiento a la manera de simples entarimados de tabla sobre vigas de madera minuciosamente espaciadas que en ocasiones se apoyan directamente sobre la totalidad de la sección de los muros interrumpiendo su continuidad. El conjunto formado por las tablas del piso, las vigas y las maderas del cielo raso, no llega a formar un diafragma de arrostramiento de la estructura de muros a la vez que presenta serios problemas de durabilidad.

A lo largo de la segunda mitad del siglo XIX el perfil metálico sustituye a la vigueta de madera, sin modificar la concepción general del entrepiso. Sigue, pues, el proceso de degeneración sin que esta sustitución suponga más mejora que la mayor resistencia mecánica y que el entrepiso no esté sometido a los riesgos de deformación que implicaba el uso de las maderas con deficiencias de secado.

Con el siglo crece el empleo de un nuevo tipo de entrepiso cuyo éxito sería sorprendente: los de concreto armado. Su difusión se hace a través de un complejo sistema de patentes extranjeras representadas por los ingenieros más significados de la época. A partir del desarrollo de las técnicas de construcción con concreto armado, los entrepisos han venido adoptando diversas variantes: con viguetas pretensadas y casetones ligeros, con plaquetas, en forma de reticular celular, etc., siempre formando una estructura monolítica y rígida, apoyada bien en muros portantes o en sistemas de vigas y columnas (marcos), *Figura 1.3*. La construcción de estos sistemas de entrepisos requiere de la colocación de una cimbra por lo que es necesario investigar los cuidados mínimos que requiere este proceso. *Figura 1.4*.



Figura 1.3 Entrepiso con elementos de concreto prefabricados



Figura 1.4 Cimbra para entrepisos de hormigón armado

Recientemente han resurgido los entrepisos metálicos en el mundo de la construcción (y de manera especial en nuestro medio), en virtud de su bajo peso propio, su rápido y fácil montaje y el bajo costo (como sistema). En este tipo de entrepisos se dispone de marcos y vigas sobre los que se monta la lamina de acero nervada, una malla como refuerzo por temperatura y el concreto formando una capa monolítica. *Figura 1.5.*

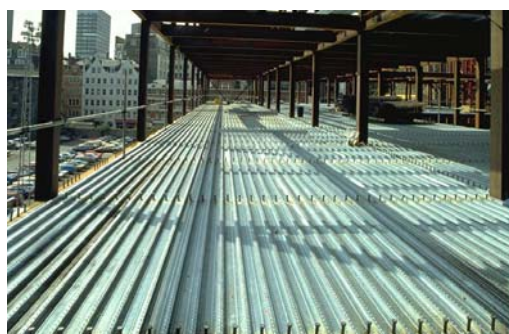


Figura 1.5 Entrepiso metálico a base de marcos y vigas.

Pues bien, resulta claro que la elección y el diseño de los entrepisos se somete a muchas exigencias, y debido a que los entrepisos son uno de los elementos más costosos de la construcción de un edificio, se han hecho grandes esfuerzos de optimización que han dado como resultado una gran variedad de soluciones técnicas.

Desde los sistemas basados totalmente en materiales amorfos hasta los más gigantescos componentes prefabricados, la gama de soluciones constructivas y las nuevas tecnologías para entrepisos son prácticamente continuas, hasta el punto que el uso de diversos materiales en una sola solución hace difícil establecer en qué apartado hay que clasificarla.

Así pues los entrepisos han experimentado un proceso evolutivo desde su aparición hasta la actualidad y pueden clasificarse de diferentes formas pero cada una de estas engloba variables como capacidad de carga, eficiencia, seguridad, facilidad de montaje y entre muchas otras el costo; variables que en determinadas circunstancias nos indicará que tipo de entrepiso es el más óptimo para determinado proyecto.

Sin embargo la aparición del acero ha cambiado en definitiva la forma de concebir los edificios en el mundo de la construcción. La homologación de precios y, sobre todo, las ventajas técnicas con respecto al concreto han comenzado a ser un factor que se toma en cuenta a la hora de planear un proyecto. Con el tiempo, la cartera de soluciones ha crecido y hoy existen opciones, como los entrepisos metálicos, que facilitan enormemente el proceso de edificación.

Aunque posteriormente se abordará con más detalle, conviene agregar algo sobre el sistema de piso metálico que como tema central lleva esta investigación, la losacero. Este sistema de piso es un sistema de losa compuesta que utiliza un perfil metálico que en la primera fase de construcción funciona como cimbra perdida y en una segunda etapa, después de que el concreto alcanza cierta resistencia, colabora con el concreto sustituyendo parcial o totalmente el acero de refuerzo positivo o de tensión.

La acción compuesta se fundamenta en la adherencia entre la lámina losacero y el concreto fraguado, que debe ser superior al esfuerzo cortante solicitado, y junto con las armaduras adicionales formar un solo elemento estructural. *Figura 1.6.*

Actualmente el sistema de piso losacero tiene una infinidad de aplicaciones y existen además gran cantidad de proveedores de lámina losacero, disponible en diversos calibres y formas; más adelante citaremos algunas de las más destacadas y algunas de sus principales características.

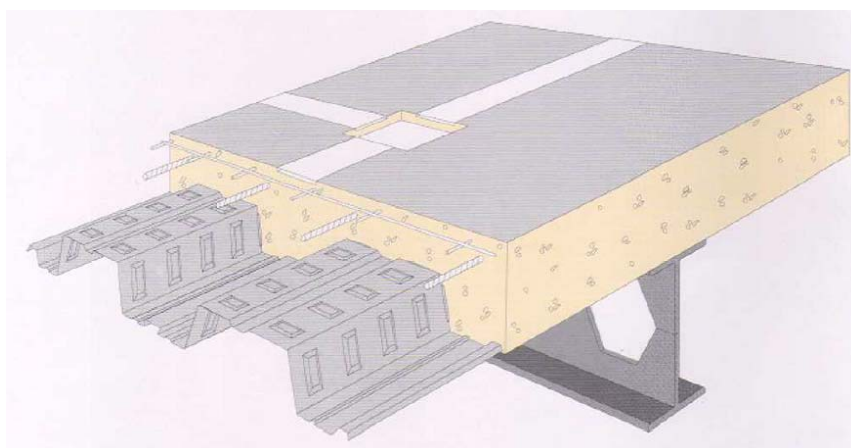


Figura 1.6 Losacero como un solo elemento estructural.

Es importante hacer notar que los estudios realizados a estos sistemas de piso realmente han sido muy pocos y la mayoría de los países en su respectivo reglamento, en el caso de México el *Reglamento de Construcciones para el D.F. (RCDF)*, o los *Reglamentos Estatales*, se apoyan en las formulas de diseño del *American Institute of Steel Construction (AISC)*, recomendaciones del *American Iron and Steel Institute (AISI)* y del *Steel Deck Institute (SDI)* para procesos constructivos, aunque lo hacen vagamente y tal vez sin comprenderlos. Los Estados Unidos fueron los primeros en desarrollar este tipo de documentos, debido a ello, inclusive los eurocódigos que son muy completos, al menos en su número 4, al que hace referencia a las losas compuestas, se apoya en ellos. Además de esto, para su diseño, los fabricantes proporcionan tablas de ayuda de diseño obtenidas mediante pruebas de carga en diferentes condiciones.

## CAPÍTULO II

### SISTEMAS DE PISO LOSACERO

#### II.1 GENERALIDADES

Es necesario estudiar antes que nada la relación y el comportamiento entre elementos concreto y acero para entender el concepto de lo que representa un sistema de piso losacero como losa compuesta. Pretendiendo darle una definición, podemos decir que es aquel en el que se utilizan láminas de acero como cimbra fija, capaz de soportar el concreto vertido, su propio peso y las cargas de ejecución. Posteriormente, la lámina losacero se combinan estructuralmente con el concreto endurecido y actúan como elemento a tensión en el sistema final, comportándose como un elemento estructural compuesto concreto-acero, <http://biblioteca.upc.cs...> (ref.11).

De esta forma, después de la fase de construcción, un sistema de piso losacero comprende la lámina metálica inferior (lámina losacero), la malla de refuerzo y el concreto colado *in situ*, interconectados de forma que los esfuerzos rasantes horizontales puedan transmitirse en la interfase acero-concreto. *Figura 2.1*

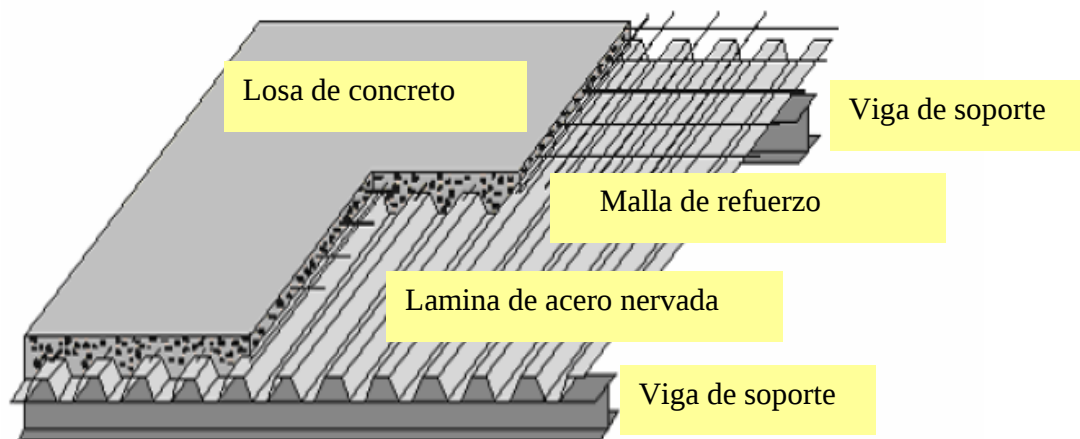


Figura 2.1 Componentes de un sistema de piso losacero soportado por dos vigas.

Por otro lado, la construcción de estos sistemas es esencialmente una superposición de elementos estructurales dispuestos en una dirección, las cuales se apoyan en las vigas secundarias, con las que normalmente actúan como piezas compuestas; éstas van apoyadas en las vigas primarias, que se sustentan en las columnas. Este conjunto de trayectorias recorridas por las cargas, conduce a

tableros rectangulares, con grandes claros en al menos una de las direcciones (hasta 12, 15 o incluso 20 m). La separación entre vigas y por tanto el claro de la losa, depende del método de ejecución:

- Si la separación entre vigas es inferior a 3.5 m, no es preciso apuntalar la losa durante el colado. En este caso, la etapa constructiva es crítica en el diseño de la lámina soporte de acero. Debido al poco claro, las tensiones en el sistema de piso losacero en el estado final, una vez que el concreto ha endurecido, son muy pequeñas. *Figura 2.2.*



Figura 2.2 Sistema de piso losacero sin requerimiento de puntales.

Para tales sistemas de entrepiso, lo más utilizado son las láminas de perfil trapezoidal con resistencia a la rasante horizontal y ductilidad limitadas. Estas presentan el menor peso de acero por metro cuadrado de colado.

Para otras disposiciones de los sistemas de piso donde el espaciado lateral de las vigas sea mucho mayor, se necesita disponer de puntales para soportar las láminas de acero durante la fase de colado. Como consecuencia del mayor claro, la losa se encuentra fuertemente tensionada en su estado final. Por ello este estado final gobierna normalmente el diseño. *Figura 2.3.*

En este caso la lámina de acero requerirá una buena resistencia de adherencia a la rasante horizontal por lo que, habitualmente, se utilizan perfiles con entrantes que conducen a un mayor peso propio de la lámina por metro cuadrado de entrepiso.

Para que la sección de concreto y lamina pueda responder adecuadamente como estructura compuesta, la propia lamina ha de llegar a aproximarse al agotamiento, por lo que es preciso que la sección tenga capacidad resistente suficiente a la tensión rasante a la que se ve solicitada en la interfaz entre la lámina y el concreto. Por ello, resulta determinante que el mecanismo de adhesión primero y conexión mecánica posterior, funcionen adecuadamente y ante las solicitaciones mayores posibles. Para conseguir aumentar esta capacidad resistente a tensiones rasantes, es posible adicionar al sistema elementos como conectores que,

situados en los apoyos, colaboran como tercer mecanismo en la absorción de las tensiones rasantes y pueden llegar a producir el agotamiento a tensión en la propia lámina.



Figura 2.3 Sistema losacero con apuntalamiento debido a los grandes claros.

La actuación de la *lámina losacero*, como elemento similar al de la armadura de positivos de una sección de concreto armado, hace que sea preciso que la misma deba mantenerse ligada al concreto con objeto que pueda trabajar como una sección compuesta. Por lo tanto, en este tipo de entresijos resulta determinante garantizar la transferencia de esfuerzos entre concreto y lámina que se realiza habitualmente a través de las denominadas indentaciones o embuticiones (estos pueden ser transversales, longitudinales a los nervios o circulares en algunos casos) que la propia lámina debe poseer. *Figura 2.4*

Las embuticiones o indentaciones son el elemento de anclaje, adherencia y colaboración con la losa de concreto. La cantidad y diseño de las indentaciones ha de asegurar una adherencia superior al esfuerzo rasante y cortante vertical.

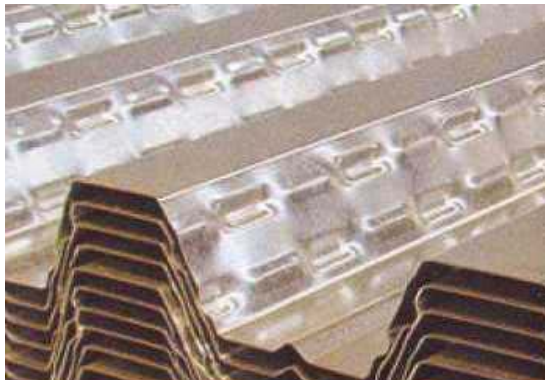
En la referencia 12 se especifica que la eficiencia de la lámina losacero en general es determinada además del proceso que se sigue para su colocación por los siguientes aspectos:

- Tamaño de la indentación.
- Intensidad de la indentación en la lámina.
- Posición de la indentación en el perfil.
- Longitud de la indentación.
- Orientación de la indentación en la parte vertical, inclinada u horizontal de la lámina.

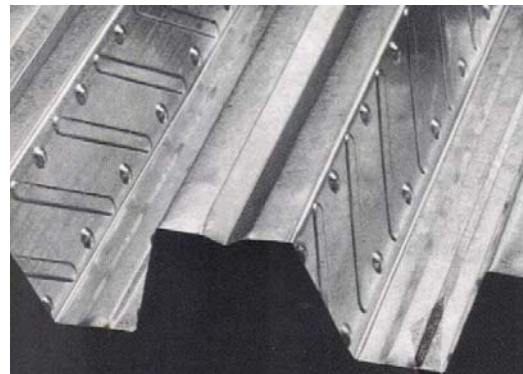
El no poder determinar numéricamente la incidencia de algunas de estas alternativas y sus variaciones, es uno de los motivos por lo que es preciso validar la idoneidad y capacidad de estos sistemas de entrepisos mediante ensayos.



a). Indentaciones transversales



b). Indentaciones longitudinales



c). Indentaciones circulares y transversales

Figura 2.4 Tipos de indentaciones en la lámina losacero

Como elemento estructural la lámina losacero puede incorporarse con todos los tipos de estructuras en las que se pueda materializar el apoyo correcto de la propia lámina, sin embargo es en las estructuras metálicas o compuestas en donde tiene una mayor aplicación para determinados claros, pensando también en las características como facilidad para soldar o anclaje mecánico de los conectores utilizados habitualmente.

## II.2 ORIGEN

Los orígenes de los sistemas de piso losacero se remontan a la aparición del acero corrugado, antecesor de la lámina de acero actual, que fue patentado en 1829 (ref.11). Sin embargo, la idea de dar forma al acero en delgadas láminas con ondulaciones que le aportan rigidez la tuvo Henry Robinson Palmer. No obstante, este sistema no apareció hasta finales de la década de 1930 en los Estados Unidos de Norte América, (en el año de 1938), aunque con bastantes limitaciones ya que la lámina fue pensada inicialmente para que actuara solo como cimbra perdida. Fue en 1950 cuando por vez primera se patenta en Sant Louis, Estados Unidos, un sistema de piso compuesto “lámina de acero y concreto” para sustituir las losas de concreto armado, ya que aportaban una notable reducción de carga, <http://www.acies-ed.com/pdf/...> (ref.12). Gracias a sus numerosas ventajas en poco tiempo tomaron relevancia en la construcción de estructuras de acero. Sin embargo, ha sido en la década de 1980 cuando el sistema de entrepiso de losas compuestas (“steel deck”) mejor conocido como “losacero” ha experimentado una expansión más importante.

En los inicios de este sistema de piso, el acanalado que la caracteriza no contaba con indentaciones, su función compuesta se lograba al dar al acanalado sencillo una especie de geometría de cuñas que incrementaba el costo del sistema, *figura 2.5*. En 1960 nuevamente en los Estados Unidos, se introduce la lámina con indentaciones hacia la cara de contacto con el concreto. Con el paso de los años se desarrollaron otros métodos hasta llegar a la que se conoce hoy en día, un acanalado con indentaciones que logra la acción compuesta por medio del troquelado sobrerelevie que se hace generalmente en las crestas y almas del perfil.

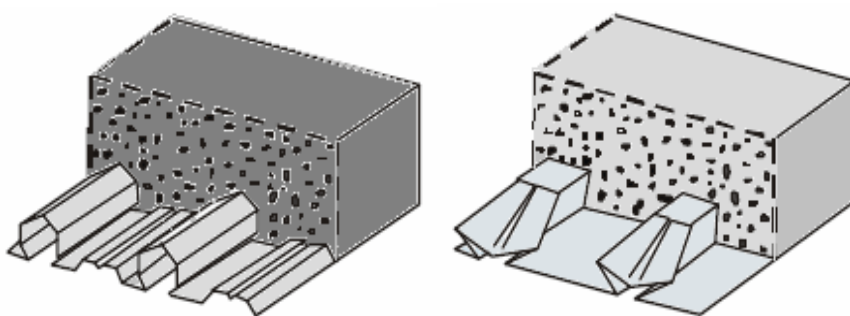


Figura 2.5 Losacero sin indentaciones

A finales de 1960, el American Iron And Steel Institute (AISI), inició un programa de pruebas que incluían ensayos destructivos para comprobar la capacidad de carga del sistema y desarrollar nuevos sistemas de cálculo para mejorarlo, Introducción al Desarrollo Tecnológico de la Construcción, ref. 10. Sin embargo los resultados obtenidos fueron muy conservadores ya que no se trataban de pruebas reales sino de laboratorio. Fue a principios de los ochenta cuando se

efectuaron pruebas con condiciones reales de instalación y uso del producto; a partir de ellos se logro demostrar que:

1.- La presencia de conectores de cortante en la losa metálica hace que el concreto se confine hacia la lámina evitando así los desplazamientos horizontales, incrementando sustancialmente la capacidad de carga. *Figura 2.6.*

2.-La presencia de la malla electro soldada incrementa aproximadamente un 10% de la capacidad de carga.

Con esto quedo demostrado la gran capacidad de carga, estabilidad y ligereza del sistema losacero, formado por láminas corrugadas para cimbra con un diseño de avanzada tecnología que le otorga características estructurales a la losa compuesta de las láminas y de concreto, lo que en definitiva lo convierte en una solución para la construcción de entrepisos y techos en estructuras de acero muy eficiente y económica, permitiendo sustituir grandes volúmenes de concreto en la construcción, traducido esto en economía de materiales, rapidez de construcción, innovación en los procesos constructivos y disminución del impacto ambiental por la extracción de materiales naturales (como utilizados para la fabricación de cemento, por ejemplo).



Figura 2.6 Sistema losacero con pernos de cortante

En la industria de la construcción se ha impuesto la necesidad de mejorar continuamente tanto en lo referente al tiempo de construcción como a la eficiencia de las estructuras, y los sistemas de piso losacero satisfacen estas demandas gracias al importante desarrollo que han experimentado en los últimos años, pese a que su comportamiento aún no se comprende totalmente.

De este modo, aparecen incógnitas, tales como la resistencia a cortante horizontal de la losa, los requerimientos de diseño para alcanzar un comportamiento dúctil, o la independencia de los datos obtenidos en los ensayos, que aún no han obtenido respuesta. Actualmente, los entrepisos a base de losacero han llegado a ser una solución muy común en la construcción de edificios de varios pisos. Como muestra, cabe mencionar que hoy día un 40% aproximadamente de los nuevos edificios de varios pisos que se construyen en el Reino Unido utilizan la losacero, y aunque sin entrar en detalles de porcentajes, en México y Estados Unidos, los edificios han adoptado un sistema similar en la construcción de entrepisos.

### II.3 APLICACIONES EN LA CONSTRUCCIÓN

Los sistemas de piso losacero se pueden emplear en estructuras con cargas impuestas considerablemente repetitivas o aplicadas bruscamente, y para proporcionar un arrostramiento lateral a las vigas de acero, actuando como diafragma para resistir la acción del viento. La protección estándar contra la corrosión de la lámina losacero consiste normalmente en una capa delgada de galvanizado. Esta protección es generalmente suficiente para los usos más comunes de la losacero (es decir, en atmósferas interiores secas).

Queda claro que el sistema de piso losacero dispone de un amplio uso en muchas ramas de la construcción industrial. Algunos ejemplos son:

- *Edificios industriales y plantas de proceso:* en estructuras de acero son fáciles y rápidas de colocar.
- *Almacenes:* el sistema de piso dota al almacén de la flexibilidad que éste siempre requiere, permitiendo además colocar instalaciones suspendidas y aspersores antiincendios.
- *Oficinas y edificios administrativos:* las estructuras de acero con losas a base de losacero disponen de grandes espacios libres y se adaptan a la colocación de conductos e instalaciones en falsos techos.
- *Puentes.* La gran mayoría de puentes a base de armaduras metálicas que se construyen en la actualidad utilizan este sistema de piso. *Figura 2.7.*
- *Edificios de viviendas y servicios comunitarios:* la losacero tiene buena capacidad de aislamiento térmico y acústico.
- *Reformas:* se suele requerir losas de formas irregulares; además, el acceso a la zona de construcción normalmente es complicado, por lo que la ligereza de las losas facilita su aplicación en estos casos.



Figura 2.7 Uso del sistema losacero en puentes

## II.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS

### VENTAJAS

Los sistemas de piso losacero son estructuralmente eficientes porque explotan la resistencia a la tensión del acero y la resistencia a compresión del concreto, mejorando tanto su resistencia como su rigidez. Pero además de ésta, presentan otras muchas ventajas tanto para el diseñador como para el cliente:

- La lámina losacero actúa como un molde fijo para el vertido del concreto y su posterior secado, facilitando en gran medida esta operación, ya que no será extraída en ningún momento.
- Ofrece una plataforma de trabajo segura e inmediata protegiendo a los trabajadores de abajo y acelerando así el proceso de construcción.
- Permite una mayor simplicidad y rapidez en la construcción, ya que la rigidez y el peso reducido de la losa facilitan su transporte, almacenamiento e instalación. Los paneles son ligeros y las losas prefabricadas pueden ser transportadas a la obra y colocadas rápidamente por pocos operarios.
- Elimina la utilización de cimbras provisionales y, en muchos casos, apuntalamientos, ya que la losa misma actúa como una cimbra permanente. Además, la lámina constituye una buena barrera ante el vapor, y el uso de láminas de diferentes colores puede ofrecer una solución estética a los techos. *Figura 2.8.*



Figura 2.8. La lámina funciona como cimbra

- La instalación de la lámina losacero proporciona un arrostramiento suplementario de los marcos de acero durante la construcción. La losacero asegura la transmisión de cargas horizontales y elimina la necesidad de arrostramientos horizontales bajo el piso.

- Permite ahorrar hasta un 30% de concreto, gracias al perfil ondulado y profundo de la lámina de acero. Esta reducción en el peso propio de la losa produce una reducción significativa de la carga que soporta la estructura, dando lugar a una construcción más ligera que un edificio tradicional de concreto. *Figura 2.9.*
- Dota de una gran flexibilidad a la edificación, ya que los sistemas losacero son adaptables y modificables durante la vida del edificio, sobretodo cuando actúan en colaboración con estructuras de acero. También permiten mucha flexibilidad en los servicios e instalaciones.
- Necesita menos construcción *in situ*, ya que los perfiles de acero se fabrican bajo condiciones controladas, lo que permite alcanzar tolerancias más estrictas y establecer procedimientos de calidad.

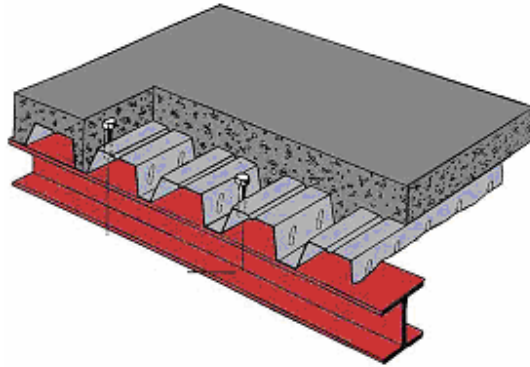


Figura 2.9 La forma acanalada de la lámina proporciona un ahorro de concreto.

### DESVENTAJAS

El sistema de piso a base de losacero padece una desventaja importante: su comportamiento ante el fuego. Los criterios de resistencia a tener en cuenta son tres:

- La *seguridad estructural*, que es la capacidad que tiene la losa para resistir bajo las cargas de servicio que se producen durante la exposición al fuego.
- El *aislamiento*, que es la limitación del aumento de temperatura sobre la cara no expuesta de la losa.
- La *integridad*, que es la capacidad de la losa de resistir la penetración de llamas o gas caliente debido a la formación de fisuras y aberturas.

Tomando en cuenta diferentes ensayos de resistencia al fuego, se ha demostrado que los sistemas a base de losacero, no sobrepasa los 30 minutos y que siempre falla a causa del primer criterio antes citado, por lo que si en algún caso se hace

necesaria una resistencia al fuego de más de 30 minutos, sería necesario colocar un lámina suplementaria; este hecho podría repercutir en la pérdida de alguna de las principales ventajas de la losa compuesta y la asemejaría a una losa de concreto armado. En caso de losas compuestas integradas en una estructura se puede conseguir una mayor resistencia al fuego mediante:

- Colocación de un falso techo protector. *Figura 2.10*
- Proyección de un material protector ignífugo en la cara inferior de la losa.



Figura 2.10 Protección contra el fuego mediante un plafón falso.

Además, no hay que olvidar que el comportamiento del sistema de piso losacero, dista hoy en día, de ser enteramente comprendido. Por ello es conveniente realizar estudios sobre su comportamiento que permitan profundizar nuestro conocimiento en este ámbito ya que siempre un buen entendimiento de cualquier técnica, aportará enormes beneficios en las aplicaciones que conlleve. Es por ello que este trabajo intenta contribuir al conocimiento de la respuesta estructural de este tipo de sistemas de piso, aplicado a la construcción de vivienda de interés social.

Las aplicaciones, ventajas y desventajas mostradas anteriormente para la losacero fueron tomadas en su mayoría de la referencia 11, aunque conviene aclarar que pueden presentarse muchos otros casos no considerados y que si sean considerados en otras referencias.

## II.5 BASES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL Y EJEMPLOS

El diseño de entrepisos con sistema losacero ha sido poco abordado ya que se le ha dado mayor importancia a los procedimientos constructivos de los que depende en gran parte su funcionamiento y estabilidad estructural, más que las condiciones de cargas que puedan presentarse en su vida útil, esto debido a que la mayor parte de los usos que ha tomado es para entrepisos y techos de edificios o casas para los cuales las cargas que pueden presentarse son relativamente pequeñas en comparación con las cargas que puede soportar el entrepiso funcionando como sección compuesta.

Debido a los pocos estudios que se han realizado sobre este sistema de entrepiso, la mayoría de los países han adoptado con algunas modificaciones las normas de diseño para lámina de acero en acción compuesta editada por el Steel Deck Institute (SDI), esto además de las especificaciones del *American Institute of Steel Construction (AISC)* y del *United Steel Deck (USD)*, tanto para diseño como para detalles de procesos constructivos.

Sin embargo, este sistema de entrepiso es posible diseñarlo como una viga compuesta, aunque los valores que presentan las tablas de ayudas de diseño para cargas y momentos resistentes en los diferentes manuales de diseño como el “Design Manual for Steel Form Deck, Floor Deck and Roof Deck” del SDI o el “Manual Losacero” de IMSA, entre otros, fueron obtenidos mediante pruebas de carga para diferentes tipos de lámina. El diseño como viga compuesta representa un ahorro en lo económico ya que las cargas de diseño que se obtendrían serían mucho menores; sin embargo el empleo de diversos tipos de laminas “losacero” dificulta que los entrepisos sean diseñados de esta forma ya que el diseño dependería del tipo de lámina utilizada para cada obra. En este trabajo se dará un bosquejo sobre el diseño de este sistema de entrepisos, tomando en cuenta que resulta necesario un mayor estudio y análisis para entender su funcionamiento y poder aprovechar las grandes ventajas que este sistema puede proporcionar en el ámbito de la ingeniería estructural y la construcción.

### LOSACERO TRABAJANDO COMO CIMBRA

Es necesario hacer una serie de consideraciones en el diseño de entrepisos a base de losacero. En primera instancia, su diseño involucra dos etapas principales:

- a) Cuando el concreto fresco no ha endurecido, en cuyo caso la lámina funciona como cimbra.
- b) Cuando el concreto ha endurecido y la losa trabaja como sección compuesta.

Por otro lado se debe garantizar el funcionamiento de la losa como diafragma de piso para que esta transmita efectivamente las fuerzas laterales generadas por el sismo a los elementos resistentes del entrepiso, como columnas, muros o diagonales.

Las propiedades de la lámina cuando esta trabaja como cimbra, tales como área de la sección transversal, momento de inercia y otras constantes para el cálculo en flexión, deben determinarse de acuerdo con lo establecido por las especificaciones del *AISI, Specification for the Design of Cold Formed Steel Structural Members*. Estas propiedades varían según el tipo de lámina. Para esta etapa, donde la losacero se encuentra en un estado no compuesto, de acuerdo con la *referencia 9*, la carga de diseño debe incluir:

- El peso propio del tablero
- El peso propio del concreto fresco
- Las cargas temporales de construcción, que se calculan como la más severa entre una carga uniformemente distribuida de 100 kg/m<sup>2</sup> sobre la superficie de la lámina y una carga concentrada de 300 kg que actúan sobre una sección de la cimbra de 1 m de ancho. Estas cargas de construcción corresponden a sobrepesos producidos por el manejo del concreto, a los pesos de la maquinaria y al de las personas que trabajan en la construcción de la losa.

Para el cálculo de las deflexiones verticales de la lámina trabajando como cimbra deberá considerarse, además del peso propio de la misma, el del concreto de acuerdo con el espesor de diseño. Las cargas de construcción no se toman en cuenta por ser éstas de carácter temporal.

Debido a que la lámina se diseña para permanecer en el rango elástico, ésta se recuperará una vez se retire la carga temporal. Las deflexiones verticales que se produzcan en condiciones de estado no compuesto, calculadas con las cargas establecidas y medidas con respecto a la deflexión vertical del apoyo deben limitarse a:

$$\delta_{cal} \leq \delta_{adm} = \text{menor} \left\{ \frac{100 L_e}{180} \right\} \text{ ó } 1.9 \text{ cm} \quad \text{Ec.2.5.1}$$

donde:

$L_e$  = Longitud del claro libre, (m)

$\delta_{cal}$  = Deflexión calculada, (cm)

$\delta_{adm}$  = Deflexión máxima admisible, (cm)

Los esfuerzos de tensión y de compresión por flexión en la lámina losacero no deben exceder:

$$f_s \leq f_{adm} = 0.6f_y \quad \text{Ec. 2.5.2}$$

Donde:

$f_s$  = Esfuerzo actuante en el acero, (kg/cm<sup>2</sup>).

$f_{adm}$  = Esfuerzo admisible en el acero (kg/cm<sup>2</sup>)

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia en el acero, (kg/cm<sup>2</sup>).

El cálculo de los módulos elásticos para las fibras superior e inferior de la lámina losacero y para condiciones de flexión positiva o negativa debe realizarse de acuerdo con la metodología propuesta por el AISI, *Specification for the Design of Cold Formed Steel Structural Members*.

Cuando se verifiquen los esfuerzos para la carga concentrada de construcción de 300 kg por metro de ancho de lámina, se permite un incremento del 33% en el esfuerzo admisible del acero.

Para el cálculo de esfuerzos actuantes y de deflexiones pueden utilizarse ayudas existentes como tablas de coeficientes para cálculo de cortantes, momentos y deflexiones.

Si los esfuerzos actuantes o las deflexiones calculadas sobrepasan los esfuerzos admisibles y/o las deflexiones admisibles respectivamente, se pueden utilizar apuntalamientos temporales adicionales durante la construcción, los cuales se colocan en general en los centros o tercios de los claros. Esto permite en casos específicos mantener las secciones más livianas de lámina, en lugar de considerar espesores mayores de lámina.

En caso de requerirse apoyos temporales, debe indicarse claramente en los planos de construcción el tipo de apoyo requerido, su ubicación y el tiempo necesario durante el cual debe garantizarse el apuntalamiento.

Las longitudes de apoyo del tablero sobre las vigas principales deben determinarse utilizando una carga de concreto húmedo, más el peso propio de la lámina losacero, más una carga de construcción uniformemente distribuida de 100 kg/m<sup>2</sup>. Como regla general se recomienda utilizar una longitud de apoyo de por lo menos 4 cm, cuando la lámina se instale sobre la viga, la cual, en general, impedirá que el tablero se resbale de su apoyo, *figura 2.11*. Si esta condición no puede cumplirse por razones constructivas o cuando se esperen reacciones considerables en los apoyos, deberán verificarse los esfuerzos en el alma de la lámina losacero.

Cuando se utilice el sistema de colado monolítico o semi-monolítico (colado de viga y losa simultáneamente), es recomendable utilizar una longitud de apoyo de la lámina losacero sobre la viga de 2.5 cm. *Figura 2.12.*

En casos críticos se recomienda de todas maneras sujetar convenientemente la lámina a la viga o elemento de apoyo para evitar el deslizamiento.

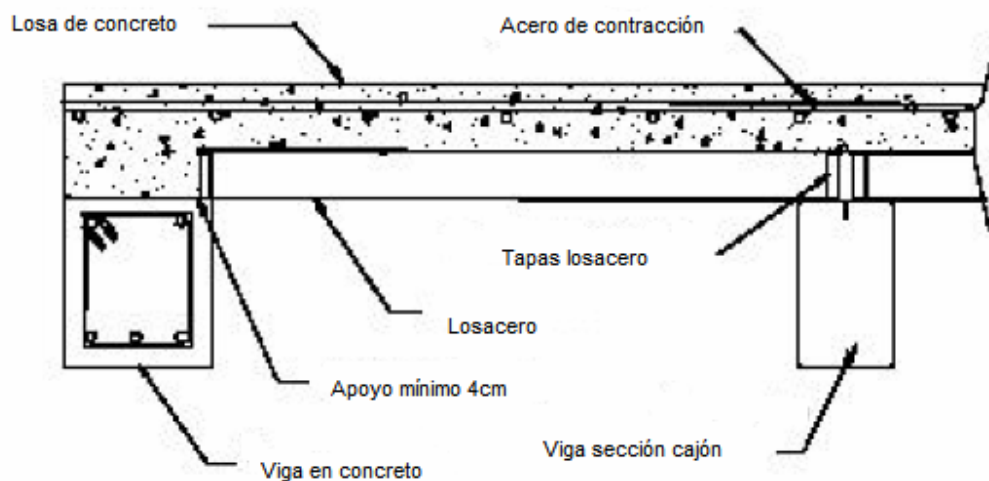


Figura 2.11 Apoyo mínimo para la lámina losacero

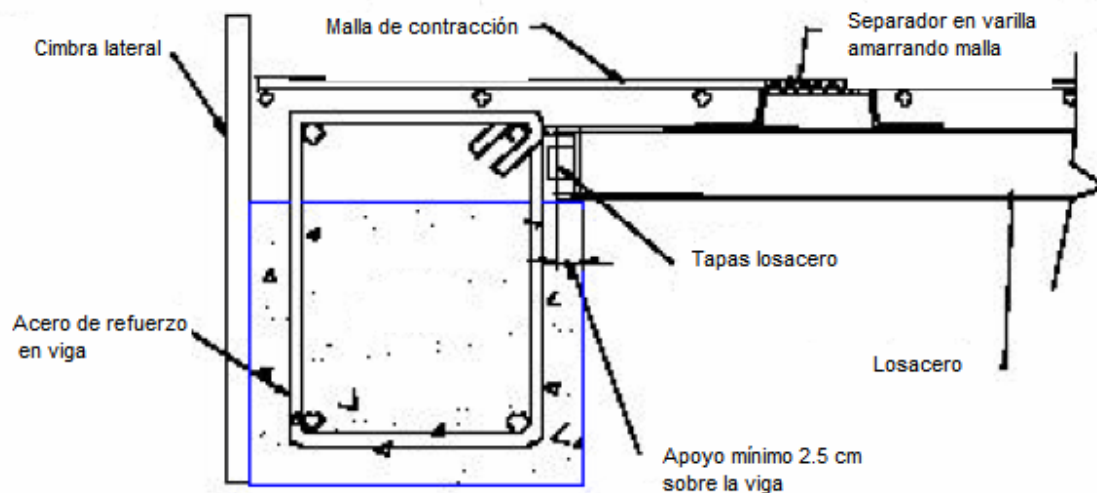


Figura 2.12 Esquema de apoyo de colado monolítico.

### LOSACERO EN ACCIÓN COMPUESTA

El análisis del sistema losacero y en general de las losas compuestas al tratarlas como vigas tiene el inconveniente de estimar la porción de la losa que actúa como parte de la viga, lo cual varía según su separación. De acuerdo con la referencia 3, cuando las vigas se encuentran relativamente cerca una de otra, los esfuerzos de flexión en la losa se distribuyen en forma bastante uniforme en la zona de compresión. Sin embargo, si la distancia entre ellas es grande, los esfuerzos varían mucho y se distribuyen en forma no lineal a través del patín; de esta forma los esfuerzos de flexión en la losa son menores en las fibras más alejadas de la viga.

Una forma de abordar el problema anterior es reemplazar la losa real por una losa efectiva menos ancha, pero con un esfuerzo constante, haciendo la suposición de que esta última soporta la misma compresión total que la losa real.

Las especificaciones del Allowable Stres Design, ASD (Diseño por Esfuerzos Permisibles), establecen que el ancho efectivo de la losa de concreto debe tomarse igual al menor de los valores siguientes:

1. Un octavo del claro de la viga medido entre centros de apoyos para claros simples o continuos.
2. La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central de la viga adyacente.
3. La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa

El concepto de “ancho efectivo” es útil para determinar la resistencia de elementos sujetos a esfuerzos no uniformes, como las losas de secciones compuestas, en la que la compresión es máxima sobre el patín de la viga y disminuye al considerar puntos cada vez más alejados de él. Estudios teóricos han demostrado que el ancho efectivo no es función del ancho de la losa. Se aplica el mismo método para determinar el ancho efectivo bajo cargas de servicio que para cálculo de resistencias cuando la falla es inminente, Comentarios, Ayudas de Diseño, ref. 6.

Los esfuerzos que se presentan en la sección compuesta pueden calcularse según los métodos del ASD o del Load and Resistance Factors Design, LRFD, (Diseño por Factores de Carga y Resistencia). Actualmente el método del LRFD es el que tiene mayor auge por su facilidad y aunque la mayor parte de la estructuras en Estados Unidos son aún diseñadas por el método del ASD se espera que el método del LRFD lo sustituya por completo.

Las deflexiones que se producen en la losa pueden calcularse por los métodos tradicionales independientemente del método usado para el cálculo de esfuerzos, sin embargo deberán tomarse en cuenta las condiciones de apoyo en los cálculos.

Sea el método del ASD o del LRFD a utilizar y debido a que una sección compuesta no es homogénea, ambos métodos requieren hacer uso de un artificio

conocido como *sección transformada*, empleado para hacer equivalente el concreto en cierta cantidad de acero que produzca los mismos efectos que el concreto, LRFD Steel Design, ref. 8. La mayoría de las especificaciones indica que después de que el concreto ha adquirido el 75% de su resistencia a los 28 días, la sección ya trabaja como sección compuesta y todas las cargas aplicables a partir de este momento pueden considerarse como resistidas por la sección.

En el análisis elástico de vigas compuestas continuas sin cartelas en los extremos es aceptable suponer que la rigidez es constante en toda la longitud de la viga, y que puede calcularse con el momento de inercia de la sección compuesta transformada en la región de momento positivo. Esta suposición es análoga a la que se hace en el diseño de estructuras de concreto reforzado, Diseño de Estructuras de Acero y Construcción Compuesta, ref. 7.

El primer requerimiento es considerar que las deformaciones en el concreto en cualquier punto sean iguales a las del acero en ese mismo punto:

$$\epsilon_c = \epsilon_s \quad \text{ó} \quad \frac{f_c}{E_c} = \frac{f_s}{E_s}$$

Por lo tanto:

$$f_s = \frac{E_s}{E_c} f_c = n f_c \quad \text{Ec. 2.5.3}$$

Donde:

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \text{razón modular} \quad \text{Ec.2.5.4}$$

La ecuación 3.5.3 puede ser interpretada como sigue:

“n” representa las unidades cuadradas de concreto requerido para resistir la misma fuerza que una unidad cuadrada de acero. Para determinar el área de acero que resiste la misma fuerza que el concreto, se divide el área de concreto por n. De esta forma  $A_c$  es reemplazado por  $A_c/n$ . El resultado es el área transformada.

Según en AISC, el módulo de elasticidad del concreto se puede determinar como:

$$E_c = w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 2.5.5}$$

Donde:

$w_c$  = peso volumétrico del concreto en lb/ft<sup>3</sup>

$f'_c$  = esfuerzo de compresión del concreto a los 28 días en kips/in<sup>2</sup>

El peso del concreto normal es de aproximadamente 145 lb/ft<sup>3</sup>

Al pasar de unidades en el sistema ingles a unidades del SI, la ecuación se ve afectada por un factor:

$$E_c = 0.1373 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec.2.5.6}$$

Donde:

$w_c$  = Peso volumétrico del concreto, en kg/m<sup>3</sup> (comprendido entre 1500 y 2500 kg/m<sup>3</sup>).

$f'_c$  se toma en kg/cm<sup>2</sup> y  $E_c$  se obtiene en estas mismas unidades.

Por su parte el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, ref.4, especifica para el cálculo del modulo de elasticidad del concreto dos formulas en función de la clase de concreto, que a su vez dependen del tipo de agregado. De esta forma se tiene para:

Concreto clase 1

$$E_c = 14000 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec.2.5.7}$$

Concreto clase 2

$$E_c = 8000 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec.2.5.8}$$

Los concretos clase 1 tienen un peso volumétrico, en estado fresco, superior a 2200 kg/m<sup>3</sup>, y una resistencia  $f'_c$  no menor que 250 kg/cm<sup>2</sup>; el peso volumétrico de los concretos clase 2 está comprendido entre 1900 y 2200 kg/m<sup>3</sup>, y su resistencia está comprendida entre 200 y 250 kg/cm<sup>2</sup>.

En la referencia 3, se hace notar de acuerdo con las especificaciones del ASD I2.2, que cuando se construyen secciones compuestas con conectores apropiados de cortante sin apuntalamiento, los esfuerzos en el acero deben calcularse antes de que se desarrolle la acción compuesta. El esfuerzo obtenido de esta forma no debe exceder el valor previamente considerado para vigas de acero dado por la especificación ASD F1.1. El valor del esfuerzo permisible  $F_b$  podría tal vez reducirse por pandeo lateral torsionante pero comúnmente se usa  $0.66F_y$ , considerando el soporte lateral proporcionado por la cubierta de los tableros de acero.

De esta forma, para el cálculo de esfuerzos por el ASD, resulta necesario suponer que la sección de acero sola resiste todas las cargas aplicadas antes del fraguado del concreto y que la sección compuesta resiste todas las cargas aplicadas posteriormente. Las ecuaciones para el cálculo de esfuerzos en el acero son las siguientes:

$$f_a = \frac{M_M}{S_a} \leq F_b, \text{ antes del fraguado del concreto} \quad \text{Ec. 2.5.9}$$

$$f_a = \frac{M_M}{S_a} + \frac{M_V}{S_{trf\ inf}} \leq 0.9F_y, \text{ después del fraguado del concreto} \quad \text{Ec.2.5.10}$$

Donde:

$M_M$  = Momento debido al peso de la viga de acero y el concreto fresco.

$M_V$  = Momento debido a las cargas aplicadas después del fraguado del concreto.

$S_{trf\ inf}$  = Módulo de sección de la sección compuesta transformada referido al patín de tensión.

Los límites impuestos al esfuerzo del acero al calcularlo de esta manera garantizan que la viga de acero permanece en una condición elástica impidiéndose así una deformación permanente bajo cargas severas.

El módulo de la sección transformada referido a la fibra extrema del concreto en compresión ( $S_{trf\ sup}$ ) se usa para calcular el esfuerzo en el concreto bajo cargas aplicadas después del fraguado, ec. 2.5.11.

$$f_c = \frac{M_V}{nS_{trf\ sup}} \leq 0.45f'_c, \text{ después del fraguado del concreto} \quad \text{Ec. 2.5.11}$$

Para la obtención de las propiedades de secciones compuestas, en el manual ASD, tablas de secciones compuestas, se encuentran los valores aproximados de momentos de inercia y módulos de sección ( $\bar{I}_{tr}$  y  $\bar{S}_{tr}$ ) de muchas secciones compuestas usadas comúnmente. Sin embargo en el manual, los valores de los momentos de inercia de las áreas transformadas de concreto se han simplificado usando  $\frac{1}{2}A_{ctr}t^2$  con  $t=1$ . Los valores  $I$  y  $S$  obtenidos de esta forma son un poco menores que los exactos y se les denomina  $\bar{I}_{tr}$  y  $\bar{S}_{tr}$ . Los valores teóricos correctos se obtienen por medio de las siguientes expresiones:

$$I_{tr} = \bar{I}_{tr} + \frac{1}{2}A_{ctr}(t^2 - 1) \quad \text{Ec. 2.5.12}$$

$$S_{tr} = I_{tr} \left( \frac{\bar{S}_{tr}}{\bar{I}_{tr}} \right) \quad \text{Ec. 2.5.13}$$

$$y_b = \frac{S_{tr}}{I_{tr}} \quad \text{Ec. 2.5.14}$$

La figura 2.13 muestra la nomenclatura usada en las ecuaciones anteriores y algunos términos usados en las tablas de secciones compuestas del Manual ASD.

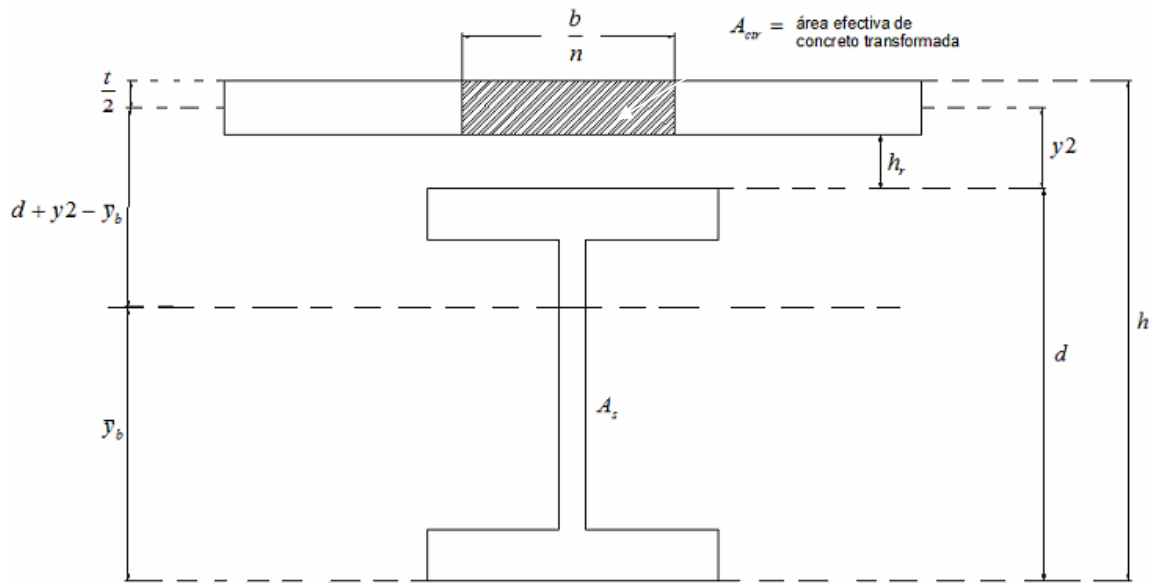


Figura 2.13 Nomenclatura usada para secciones compuestas

Por otra parte en la referencia 2, se especifica que si el eje neutro se localiza en la losa, puede determinarse el valor del espesor "t" reducido efectivo de concreto utilizando un procedimiento de tanteos o la siguiente expresión cuadrática. Después de determinar t puede hacerse uso del manual ASD y encontrar  $\bar{I}_{tr}$  y  $\bar{S}_{tr}$ .

$$t = A_s \left\{ \frac{-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \left( \frac{b}{n} \right) \left( \frac{d}{2} + hr + t_0 \right)}{A_s}}}{\frac{b}{n}} \right\} \leq t_0 \quad \text{Ec.2.5.15}$$

Donde:

$t_0$  es el espesor real de la losa

$A_s$  es el área transversal del perfil de acero

En cuanto a la transmisión de cortante en secciones compuestas, se ha experimentado con diversos tipos de conectores de cortante incluyendo barras, espirales, canales, zetas, ángulos y espárragos, aunque los más utilizados por consideraciones económicas son los espárragos redondos soldados a los patines superiores de las vigas. Comercialmente se disponen de espárragos con diámetros de 1/2 a 1 pulgada y en longitudes de 2 a 8 plg, pero los tamaños más comúnmente usados son 3/4" o 7/8" y 2" o 4" de longitud, ref. 2. Los espárragos son barras de acero de sección circular soldadas por uno de sus extremos a las vigas de acero. El otro extremo cuenta con una cabeza para impedir la separación vertical de la losa y la viga.

Los conectores deben ser capaces de resistir movimientos tanto horizontales como verticales. El espaciamiento longitudinal centro a centro entre conectores está limitado por las especificaciones ASD a un valor máximo igual a 8 veces el espesor de la losa (En el caso de tableros de lámina losacero el máximo es de 36"). La separación centro a centro permisible mínima es de 6 veces el diámetro del conector a lo largo del eje longitudinal y de 4 diámetros en la dirección transversal. La *tabla 2.1* muestra la carga cortante horizontal permisible ( $q$ ) para un conector, en klb.

| Conector                                                  | Resistencia a compresión especificada del concreto ( $f'_c$ ), klb/plg <sup>2</sup> |                   |                   |
|-----------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------|-------------------|
|                                                           | 3.0                                                                                 | 3.5               | ≥ 4.0             |
| Espárrago de 1/2 plg de diámetro x 2 plg de altura        | 5.1                                                                                 | 5.5               | 5.9               |
| Espárrago de 5/8 plg de diámetro x 2 1/2 plg de altura    | 8.0                                                                                 | 8.6               | 9.2               |
| Espárrago de 3/4 plg de diámetro x 3 plg de altura        | 11.5                                                                                | 12.5              | 13.3              |
| Espárrago de 7/8 de plg de diámetro x 3 1/2 plg de altura | 15.6                                                                                | 16.8              | 18.0              |
| Canal C3 x 4.1                                            | 4.3w <sup>b</sup>                                                                   | 4.7w <sup>b</sup> | 5.0w <sup>b</sup> |
| Canal C4 x 5.4                                            | 4.6w <sup>b</sup>                                                                   | 5.0w <sup>b</sup> | 5.3w <sup>b</sup> |
| Canal C5 x 6.7                                            | 4.9w <sup>b</sup>                                                                   | 5.3w <sup>b</sup> | 5.6w <sup>b</sup> |

Tabla. 2.1. Fuerza cortante horizontal permisible para un conector en klb.

La tabla anterior es aplicable sólo a concreto hecho con agregados según la norma ASTM C33. Las cargas horizontales permisibles tabuladas se permiten también para espárragos de alturas mayores. El termino w<sup>b</sup> representa la longitud del canal en pulgadas.

El método del ASD basa el diseño por cortante bajo condiciones de carga última y para estimar las condiciones bajo cargas de trabajo, divide los valores entre 2.

Si el eje neutro queda en la losa, la fuerza cortante máxima horizontal (o fuerza horizontal en el plano entre el concreto y el acero) es igual a  $A_s f_y$ , y si el eje neutro queda en la sección de acero, la fuerza de corte máxima horizontal se considera igual a  $0.85 f'_c A_c$ . Las especificaciones ASD establecen que deben calcularse las dos expresiones siguientes para  $V_h$  y usarse el menor valor.  $V_h$  es

la fuerza cortante total que debe resistirse entre el punto de máximo momento positivo en una viga simple y el extremo de la viga. (En vigas continuas, sería entre el punto de máximo momento positivo y el punto de inflexión). El número de conectores requeridos a cada lado del punto de momento máximo positivo se puede determinar dividiendo  $V_h$  entre la resistencia  $q$  de un conector del tamaño y tipo considerado.

$$V_h = \frac{0.85 f'_c A_c}{2} \quad \text{Ec. 2.5.16}$$

$$V_h = \frac{A_s f_y}{2} \quad \text{Ec.2.5.17}$$

Cuando se tiene acero de refuerzo longitudinal (con área  $A'_s$  y un esfuerzo mínimo de fluencia especificado  $F_{yr}$  dentro del ancho efectivo del patín de concreto y cuando éste se ha incluido en el cálculo de las propiedades de la sección compuesta, la primera de las expresiones para  $V_h$  debe escribirse de la siguiente manera:

$$V_h = \frac{0.85 f'_c}{2} + \frac{A'_s F_{yr}}{2} \quad \text{Ec.2.5.18}$$

Debido a que en la losacero, resulta imposible utilizar el número de conectores requeridos para que trabaje de forma compuesta total, esto debido a los espaciamientos entre costillas, es necesario analizarla como una sección compuesta parcial, y el tratarla como tal es benéfico ya que minimiza los costos. De esta forma, la fuerza cortante requerida en la acción compuesta total se reduce a  $V'_h$  de acuerdo a la siguiente ecuación. El valor obtenido es el que se usa para el cálculo del número de conectores de cortante necesarios para la acción compuesta parcial.

$$V'_h = V_h \left( \frac{S_{req} - S_a}{S_{tr} - S_a} \right)^2 \quad \text{Ec.2.5.19}$$

Se estima que la resistencia  $V'_h$  permisible total de los conectores de cortante usados en una viga particular no debe ser menor que el 25% de la resistencia cortante permisible requerida para la acción compuesta total ( $0.25 V_h$ ). Esta resistencia cortante mínima permisible se considera necesaria para prevenir deslizamientos excesivos y pérdida de rigidez.

Especificaciones del ASD estipulan que la fuerza cortante horizontal reducida  $V'_h$  usada para calcular el módulo de sección efectivo  $S_{ef}$  de la sección compuesta

parcial debe tomarse igual a  $q$  veces el número de conectores por usarse entre el punto de momento máximo y el punto más cercano de momento nulo.

$$V'_h = qN \geq 0.25V_h \quad \text{Ec.2.5.20}$$

Este valor no debe ser menor que  $0.25V_h$ . Si  $V'_h/V_h$  tiene un valor entre 0.5 y 0.75, la reducción correspondiente de conectores resulta muy ventajosa desde el punto de vista económico, ref.2. Una reducción del 10 al 30% en el número de conectores no reduce usualmente el  $S_{tr}$  en más de un 5 o 10%.

Las deflexiones por carga viva que ocurren después de que se establece la acción compuesta son un poco mayores en una sección parcialmente compuesta. El momento de inercia efectivo para la acción compuesta parcial puede calcularse como sigue.

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{V'_h}{V_h}} (I_{tr} - I_a) \quad \text{Ec.2.5.21}$$

La deflexión por carga viva  $\Delta_{cv}$  en una sección parcialmente compuesta es igual a  $I_{tr}/I_{ef}$  veces la  $\Delta_{cv}$  en una sección totalmente compuesta.

Las especificaciones para losas parcialmente compuestas son aplicables a la losacero, sin embargo especificaciones del ASD señala requisitos especiales que deben cumplirse en el empleo de éste. Los requisitos se enlistan a continuación:

1. La altura de las costillas está limitada a un valor máximo de 3".
2. El ancho promedio de las costillas de concreto no debe ser menor de 2" pero en los cálculos no se debe tomar un ancho mayor que el ancho mínimo libre cerca de la parte superior del tablero de acero.
3. Los conectores de cortante no deben tener diámetros mayores de 3/4" y éstos deben prolongarse por lo menos 1 1/2" por encima del tablero de acero.
4. La losa de concreto sobre el tablero de acero debe tener un espesor mínimo de 2".
5. Si las costillas son perpendiculares a la viga de acero, el concreto bajo la parte superior del tablero de acero debe despreciarse en el cálculo de las propiedades de la sección transformada y en el área  $A_c$  usada para calcular  $V_h$ . Si las costillas son paralelas a las vigas de acero, este concreto puede considerarse en los cálculos.

Además de esto se requiere que la capacidad de cortante horizontal para los conectores de cortante sea reducida. Si las costillas corren perpendicularmente a

la viga de acero, caso más común, el factor de reducción esta dado por la ecuación siguiente:

$$\left( \frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \right) \left( \frac{w_r}{h_r} \right) \left( \frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1.0 \quad \text{Ec.2.5.22}$$

Donde:

$h_r$  altura nominal de la costilla (plg)

$H_s$  longitud del conector después de soldado (plg). Para calcular el factor de reducción el conector no debe ser mayor de  $h_r + 3$  plg.

$N_r$  número de espárragos en una costilla. No debe ser mayor de 3 aun si se instalan más de ellos.

$w_r$  ancho promedio de las costillas de concreto (plg).

### Ejemplo de diseño.

Diseñar el sistema de piso a base de losacero, con costillas perpendiculares a la viga de acero, usando las especificaciones del ASD para el caso mostrado en la figura 2.14a. No se emplee apuntalamiento, y no se despatinen las vigas, suponer claros simples. Determinar las deflexiones por carga muerta y viva. Considerar 2" para la altura de la costilla y un espesor de 2" para la losa de concreto. Suponer  $w_r = 2 \frac{1}{2}$ ". La figura 2.14b muestra la cubierta de acero y sus dimensiones. Considere los datos siguientes:

$$CV = 120 \text{ lb/pie}^2$$

$$\text{Peso del plafón} = 10 \text{ lb/pie}^2$$

$$\text{Peso de los muros divisorios} = 15 \text{ lb/pie}^2$$

$$\text{Peso del concreto} = 150 \text{ lb/pie}^3$$

$$f'_c = 3 \text{ klb/plg}^2$$

$$f_c = 1.35 \text{ klb/plg}^2$$

$$n=9$$

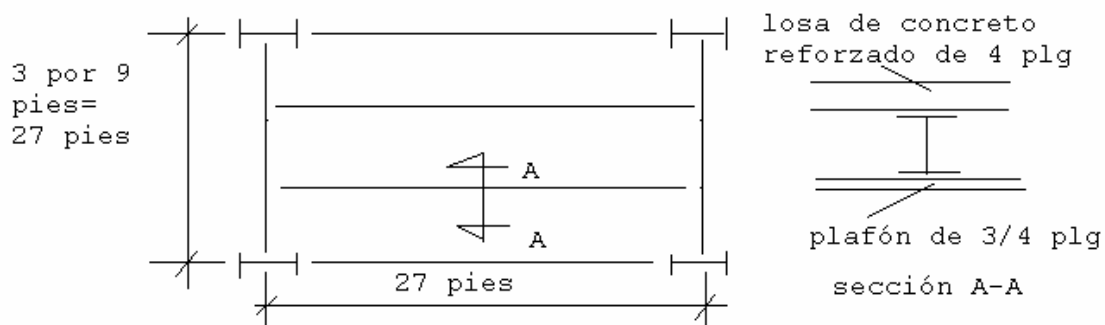


Figura 2.14a.

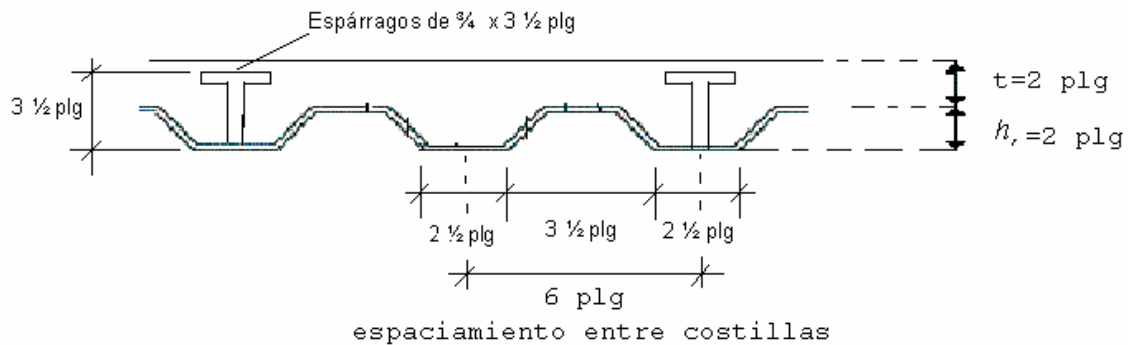


Figura 2.14b Esquema del tablero losacero.

Solución.

Cálculo de los momentos y fuerzas cortantes:

Cargas de construcción

$$\text{Losa} = (4/12) (150) (9) = 450 \text{ lb/pie}$$

$$\text{Peso supuesto del tablero} = (7) (9) = 63 \text{ lb/pie}$$

$$\text{Peso supuesto de la viga} = 35 \text{ lb/pie}$$

$$\text{Carga Total} = 548 \text{ lb/pie}$$

$$M_M = \frac{wl^2}{8} = \frac{(0.548)(27)^2}{8} = 49.9 \text{ pie-klb}$$

Cargas aplicadas después del fraguado del concreto

$$\text{Plafón} = (9) (10) = 490 \text{ lb/pie}$$

$$\text{Muros divisorios} = (9) (15) = 135 \text{ lb/pie}$$

$$\text{CV} = (9) (120) = 1080 \text{ lb/pie}$$

$$\text{Total} = 1305 \text{ lb/pie}$$

$$M_v = \frac{(1.305)(27)^2}{8} = 118.9 \text{ pie-klb}$$

Momento máximo

$$M_{m\acute{a}x} = M_M + M_v = 49.9 + 118.9 = 168.8 \text{ pie-klb}$$

Fuerza cortante máxima

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{wl}{2} = (27/2)(0.548 + 1.305) = 25.0 \text{ klb}$$

Ancho efectivo de la losa

$$b = (1/4)(27.0) = 6.75 \text{ pies} = 81 \text{ plg}$$

$$b = 9 \text{ pies} = 108 \text{ plg}$$

El menor valor es el de 81 plg, por lo que  $b_e = 81 \text{ plg}$

Módulo de sección requerido:

$$S_{tr} \text{ para el } M_{m\acute{a}x} = \frac{(12)(168.8)}{24} = 84.4 \text{ plg}^3$$

$$S_a \text{ para el } M_M = \frac{(12)(49.9)}{24} = 25 \text{ plg}^3$$

Seleccionando una sección de las tablas

$$(S_{tr} = 84.4 \text{ plg}^3, Y_2 = 3 \text{ plg y } A_{ctr} = (81/9)(2) = 18 \text{ plg}^2):$$

Ensayamos una W18 x 35 ( $A_a = 10.3 \text{ plg}^2$ ,  $t_w = 0.300 \text{ plg}$ ,  $t_f = 0.425 \text{ plg}$ ,  $d = 17.70 \text{ plg}$ ,  $I_a = 510 \text{ plg}^4$ ,  $S_a = 57.6 \text{ plg}^3$ ,  $m\acute{a}x V_h = 185 \text{ klb}$ )

Notar que en el c\`alculo de  $A_{ctr}$  no se toma en cuenta el concreto bajo la parte superior del tablero ya que las costillas son perpendiculares a las vigas de acero.

Se determina  $\bar{I}_{tr}$  y  $\bar{S}_{tr}$  con el manual y se procede a la correcci3n:

Por interpolaci3n

$$\bar{I}_{tr} = 1427.2 \text{ plg}^4$$

$$\bar{S}_{tr} = 87.2 \text{ plg}^3$$

$$I_{tr} = 1427.2 + (1/12)(18)(2^2 - 1) = 1431.7 \text{ plg}^4$$

$$S_{tr} = 1431.7 \left( \frac{87.2}{1427.2} \right) = 87.5 \text{ plg}^3$$

$$y_b = \frac{1431.7}{87.5} = 16.36 \text{ plg}$$

$$Y_{f \text{ sup}} = 17.70 + 4 - 16.36 = 5.34 \text{ plg}$$

$$S_{trf \text{ sup}} = \frac{1431.7}{5.34} = 268.1 \text{ plg}^3$$

C\`alculo de esfuerzos.

Antes de que fragüe el concreto

$$f_a = \frac{(12)(49.9)}{57.6} = 10.41 \text{ klb/plg}^2 < 0.66F_y = 24 \text{ klb/plg}^2$$

Después de que fragüe el concreto

$$f_a = 10.41 + \frac{(12)(118.9)}{87.5} = 26.7 \text{ klb/plg}^2 < 0.9F_y = 32.4 \text{ klb/plg}^2$$

$$f_c = \frac{(12)(118.9)}{(9)(268.1)} = 0.59 \text{ klb/plg}^2 < 0.45f'_c = 1.35 \text{ klb/plg}^2$$

$$f_v = \frac{V_{max}}{dt_w} = \frac{25}{(17.70)(0.300)} = 4.7 \text{ klb/plg}^2 < 0.4F_y = 14.4 \text{ klb/plg}^2$$

Cálculo de las deflexiones

Para las cargas de montaje antes de que fragüe el concreto

$$\Delta_{cv} = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{(5)\left(\frac{548}{12}\right)(12 \times 27)^4}{384(29 \times 10^6)(510)} = 0.44 \text{ plg}$$

Para cargas aplicadas después de que fragüe el concreto

$$\Delta_{cv} = \frac{(5)\left(\frac{485}{12}\right)(12 \times 27)^4}{(384)(29 \times 10^6)(1431.7)} = 0.16 \text{ plg}$$

Conectores de cortante para acción compuesta total

Espárragos de 3/4" x 3 1/2".

Diámetro máximo de los espárragos según especificaciones del ASD:

$$(2.5)(0.425) = 1.06 \text{ plg} > 3/4 \text{ plg}$$

$V_h$  de las tablas = 185 klb

$q = 11.5$  klb de la tabla 3.14

Cálculo del factor de reducción de conector suponiendo  $N_r = 1$ ,  $H_s = 3.5$  plg y los valores dados de  $h_r = 2$  plg y  $w_r = 2 \frac{1}{2}$  plg.

$$\text{Factor de reducción} = \left(\frac{0.85}{\sqrt{1}}\right)\left(\frac{2.5}{2}\right)\left(\frac{3.5}{2} - 1.0\right) = 0.797$$

$$q \text{ reducida} = (0.797)(11.5) = 9.2 \text{ klb}$$

$$N_{req} = \frac{185}{9.2} = 20.1 \text{ o sea } 41 \text{ espárragos}$$

Se usarán 20 espárragos a cada lado del centro de la viga

Número de espárragos para una acción parcialmente compuesta, que es como funciona la losa con lámina losacero:

$$V_h' = 185 \left( \frac{84.4 - 57.6}{87.5 - 57.6} \right)^2 = 148.6 \text{ klb} > (1/4) (185) = 46.25 \text{ klb}$$

$$N = 148.6 / 9.2 = 16.1$$

Se usarán 16 espárragos a cada lado del centro de la viga.

Los espárragos se colocarán en las costillas de los tableros que están espaciadas a 6 plg centro a centro. Se pondrán a cada 6 o cada 12 plg. El espaciamiento no debe ser mayor que 8 veces el espesor de la losa ( $t = 8 \times 2 = 16$  plg) de acuerdo con la especificación del ASD

Deflexiones para la acción parcialmente compuesta

$$\Delta_{cv}' = \frac{I_{tr}}{I_{ef}} \Delta_{cv}$$

$$I_a = 510 \text{ plg}^4, \text{ momento de inercia en el acero}$$

$$I_{tr} = 1431.7 \text{ plg}^4, \text{ calculado anteriormente}$$

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{V_h'}{V_h}} (I_{tr} - I_a) = 510 + \sqrt{\frac{148.6}{185}} (1431.7 - 510) = 1336.06 \text{ plg}^4$$

Para las cargas de montaje antes de que fragüe el concreto

$$\Delta_{cv}' = \frac{1431.7}{1336.06} 0.44 = 0.47 \text{ plg}$$

Para cargas aplicadas después de que fragüe el concreto

$$\Delta_{cv}' = \frac{1431.7}{1336.06} 0.16 = 0.17 \text{ plg}$$

**MÉTODO DEL LRFD**

En el caso del método del LRFD, los criterios y consideraciones aplicados al diseño por el método del ASD tanto para determinar el ancho efectivo del patín, o para la sección transformada, son aplicables a éste. En este caso, los esfuerzos de flexión y los esfuerzos cortantes en vigas homogéneas pueden ser calculadas con las siguientes formulas:

$$f_b = \frac{M_c}{I} \quad y \quad f_v = \frac{VQ}{It} \quad \text{Ec. 2.5.23 y 2.5.24}$$

Sin embargo una viga compuesta no es una sección homogénea y por lo tanto las formulas anteriores no son aplicables. Para el cálculo de esfuerzos, localizamos el eje neutro de la sección compuesta y calculamos el correspondiente momento de inercia. Podemos calcular los esfuerzos de flexión empleando la formula de flexión, ref. 8. De esta forma se tiene en la fibra superior del acero:

$$f_{st} = \frac{My_t}{I_{tr}} \quad \text{Ec.2.5.25}$$

Y en la fibra inferior del acero,

$$f_{sb} = \frac{My_b}{I_{tr}} \quad \text{Ec.2.5.26}$$

donde:

M= Momento flexionante aplicado.

I<sub>tr</sub>= Momento de inercia alrededor del eje neutro (el mismo que el eje centroidal para la sección homogénea transformada).

y<sub>t</sub>= Distancia del eje neutro a la fibra superior del acero.

y<sub>b</sub>=Distancia del eje neutro a la fibra inferior del acero.

Los esfuerzos en el concreto pueden ser calculados de la misma forma, pero debido a que el material bajo consideración es el acero, el resultado deberá ser dividido por n, de esta forma:

$$Máximof_c = \frac{My}{nI_{tr}} \quad \text{Ec.2.5.27}$$

donde:

y = La distancia del eje neutro a la fibra superior del concreto.

Este procedimiento es valido solo para momento flexionante positivo, con compresión en la parte superior, debido a que los esfuerzos de tensión que se presentan en el concreto son insignificantes. La *figura 2.15* muestra los detalles.

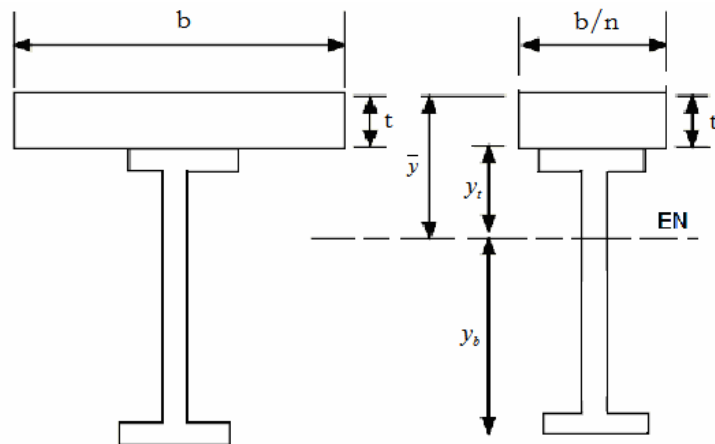


Figura 2.15 Dimensiones de la sección transformada

Con respecto a la fuerza cortante tomada por los conectores, en la referencia 3 el autor hace énfasis en la especificación LRFD-I5.2, la cual establece que para que se tenga acción compuesta, la fuerza cortante horizontal total entre los puntos de máximo momento positivo y de momento nulo, deberá tomarse como el menor de los siguientes valores, donde  $\sum Q_n$  es la resistencia nominal total por cortante de los conectores.

- a)  $0.85 f'_c A_c$
- b)  $A_s f_y$  (Para vigas híbridas esta fuerza de fluencia debe calcularse por separado para cada uno de los componentes de la sección transversal)
- c)  $\sum Q_n$

Por otra parte para las secciones parcialmente compuestas, al igual que para el método ASD, se considera generalmente que la resistencia total de los conectores usados en una viga específica no debe ser menor que el 25% de la resistencia al cortante, necesaria para una acción compuesta plena ( $A_s f_y$ ), ya que de otra forma los cálculos no mostrarán con exactitud la rigidez y resistencia de una sección compuesta.

Las especificaciones LRFD proporcionan los valores de las resistencias de los espárragos y de longitud, después de instalados no menor de cuatro diámetros. Sin embargo, no proporciona los factores de resistencia para el cálculo de la resistencia de los conectores. Esto se debe a que el factor utilizado para determinar la resistencia por flexión del concreto, se considera suficiente para tomar en cuenta las variaciones en dicha resistencia, incluyendo las variaciones asociadas con los conectores de cortante.

En cuanto a la resistencia nominal por cortante en kilolibras de un espárrago embebido en una losa sólida de concreto, se determina con la fórmula siguiente, según la especificación LRFD-15.3, (Diseño de Estructuras de Acero...., ref. 3).

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc}F_u \quad \text{Ec. 2.5.28}$$

donde

$A_{sc}$  es el área de la sección transversal del mango del conector en pulgadas cuadradas

$f'_c$  es el esfuerzo de compresión especificado del concreto en ksi (kilolibras/plg<sup>2</sup>)

$E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto en ksi

$F_u$  es la resistencia a compresión mínima especificada del conector en ksi.

En la *tabla 2.2*, *tabla 5-1* de la parte 5 del manual LRFD, se muestran una serie de valores  $Q_n$  calculados con la ecuación anterior para espárragos de 3/4 plg de acero A36 y embebidos en losas de concreto con valores de  $f'_c$  y peso de 115 y 145 lb/pie<sup>3</sup>.

| $f'_c$ ksi | W lb/pie <sup>3</sup> | $Q_n$ klb |
|------------|-----------------------|-----------|
| 3.0        | 115                   | 17.7      |
| 3.0        | 145                   | 21.0      |
| 3.5        | 115                   | 19.8      |
| 3.5        | 145                   | 23.6      |
| 4.0        | 115                   | 21.9      |
| 4.0        | 145                   | 26.1      |

Tabla 2.2. Resistencia nominal a cortante de conectores de 3/4 plg con espárragos

La resistencia nominal a cortante en klb de un canal se determina con la formula dada en la especificación LRFD-I5.4 en donde  $t_f$  y  $t_w$  son, respectivamente, los espesores del patín y del alma del canal;  $L_c$  es su longitud. Todos los valores deberán estar en pulgadas.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f'_c E_c} \quad \text{Ec. 2.5.29}$$

El LRFD-I6 establece que para otro tipo de conectores, sus resistencias nominales deben determinarse por medio de pruebas apropiadas.

En el caso de lámina losacero, cuando se colocan conectores en las costillas, la especificación LRFD-13.5 establece que sus capacidades nominales determinadas deben reducirse por la expresión  $Q_n$  apropiada.

El número de conectores entre el punto de momento máximo y cada punto adyacente de momento nulo es igual a la fuerza horizontal que debe resistirse, dividida entre la resistencia nominal  $Q_n$  de un conector.

Dentro de las costillas de la lámina losacero, el espaciamiento mínimo permisible es de 4 diámetros en las dos direcciones. Si las costillas de la cubierta son paralelas al eje de la viga de acero y se requieren más conectores que los que pueden colocarse dentro de la costilla, el comentario LRFD-I5.6 permite la división de la cubierta de modo que se tenga espacio suficiente. En cuanto el espaciamiento máximo, la especificación LRFD-I5.6 establece que la separación máxima entre los conectores no debe exceder de 8 veces el espesor total de la losa.

Según el LRFD-13.2, cuando se usa cubierta de lámina losacero, la viga de acero debe conectarse a la losa de concreto con conectores cuyos diámetros no excedan 3/4 de plg. Estos pueden soldarse a través de la cubierta o directamente a la viga de acero. Después de instalados, deben sobresalir por lo menos 1 1/2 plg por encima de la parte superior de la cubierta y el espesor de la losa de concreto debe sobresalir no menos de 2 plg.

La resistencia nominal por flexión,  $M_n$ , en la región de momento positivo puede determinarse por la resistencia plástica de la sección, por la de la losa de concreto o por la de los conectores de cortante. La resistencia por flexión positiva ( $\phi_b M_n$  con  $\phi_b = 0.85$ ) de una sección compuesta se deberá determinar suponiendo una distribución plástica de esfuerzos si  $h/t_w \leq 640/\sqrt{F_{yf}}$ . Donde  $h$  es la distancia entre las puntas de los filetes del alma, o sea  $d-2k$ ;  $t_w$  es el espesor del alma y  $F_{yf}$  es el esfuerzo de fluencia del patín de la viga. Todos los perfiles laminados en el manual LRFD (W, S, M, HP, C) cumplen con este requisito hasta valores  $F_y$  de 65 ksi. (Para secciones compuestas  $h$  es la distancia entre líneas adyacentes de sujetadores o la distancia libre entre patines cuando se usan soldaduras).

Si  $h/t_w > 640/\sqrt{F_{yf}}$  el valor de  $\phi_b M_n$  con  $\phi_b = 0.90$  debe determinarse sobreponiendo los esfuerzos elásticos. Los efectos de apuntalamiento deben tomarse en cuenta en estos cálculos.

La capacidad nominal por momento de las secciones compuestas, determinada por medio de pruebas puede estimarse en forma precisa con la teoría plástica. En ella se supone que la sección de acero durante la falla está totalmente plastificada y que una parte de la losa de concreto (zona de compresión) tiene esfuerzos iguales a  $0.85f'_c$ . Si cualquier parte de la losa está en tensión, ésta se supondrá agrietada e incapaz de soportar esfuerzos.

El eje neutro plástico (ENP) puede recaer en:

1. la losa de concreto
2. en el patín de la viga de acero
3. en el alma de la viga

## 1. Eje neutro en la losa de concreto

Con la finalidad de simplificar los cálculos, se considera que los esfuerzos de compresión en la losa entre el ENP y la parte superior de la losa tienen un valor constante igual a  $0.85f'_c$  sobre un área de profundidad  $a$  y ancho  $b_e$ , aunque en realidad presentan una pequeña variación. Con esta distribución, se logra proporcionar un bloque de esfuerzos con la misma compresión total  $C$  y el mismo centro de gravedad para la fuerza total que el que se tiene en la losa real. La *figura 2.16* muestra la distribución de esfuerzos para este caso.

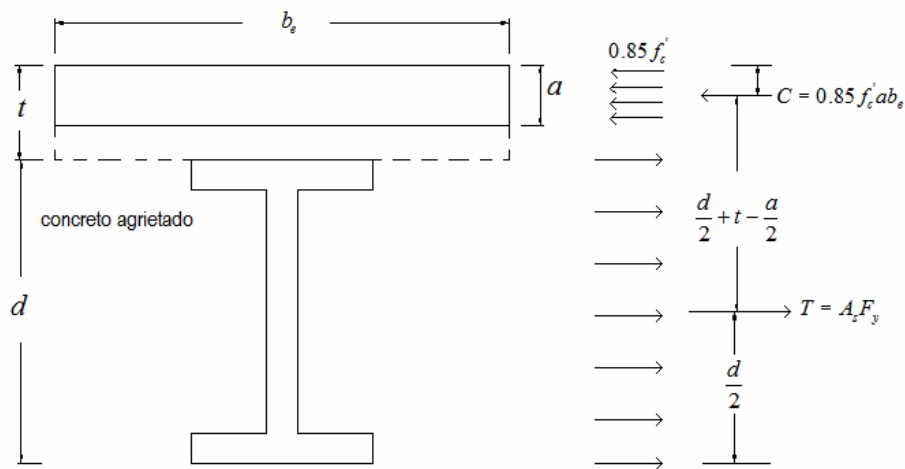


Figura 2.16 Distribución de esfuerzos para ENP en la losa

El valor de  $a$  puede determinarse con la siguiente expresión en donde la tensión total en la sección de acero se iguala a la compresión total de la losa.

$$A_s F_y = 0.85 f'_c a b_e$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b_e} \quad \text{Ec.2.5.30}$$

Si  $a$  es igual o menor que el espesor de la losa, el eje neutro plástico recae en la losa y la capacidad por momento plástico o nominal de la sección compuesta puede expresarse como la tensión total  $T$  o la compresión total  $C$ , multiplicada por la distancia entre sus centros de gravedad.

$$M_p = M_n = A_s F_y \left( \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec.2.5.31}$$

## 2. Eje neutro en el patín superior de la viga

Si el valor de  $a$  calculado con la ecuación anterior es mayor que el espesor  $t$  de la losa, el ENP quedará en la sección de acero. En este caso es necesario determinar si el ENP recae en el patín o debajo de él. Suponiendo que se encuentra en la base del patín. La fuerza de compresión total  $C$  es igual a  $0.85f'_c b_e t + A_f F_y$  en donde  $A_f$  es el área del patín y la fuerza total de tensión es  $T = F_y(A_s - A_f)$ . Si  $C$  es mayor que  $T$ , el ENP estará en el patín. Si  $C < T$ , el ENP quedará por debajo del patín.

Suponiendo que el ENP está en el patín, puede encontrarse su posición haciendo que  $\bar{y}$  sea la distancia al ENP medida desde la parte superior del patín e igualando  $C$  con  $T$ , como sigue:

$$0.85f'_c b_e t + F_y b_f \bar{y} = F_y A_s - F_y b_f \bar{y}$$

de donde  $\bar{y}$  es igual a

$$\bar{y} = \frac{F_y A_s - 0.85f'_c b_e t}{2F_y b_f} \quad \text{Ec.2.5.32}$$

La capacidad por momento plástico o nominal de la sección puede determinarse con la expresión siguiente y haciendo referencia a la figura 2.17. Tomando momentos con respecto al ENP se obtiene:

$$M_n = M_p = 0.85f'_c b_e t \left( \frac{t}{2} + \bar{y} \right) + 2F_y b_f \bar{y} \left( \frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y A_s \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right) \quad \text{Ec.2.5.33}$$

Si se tiene una sección parcialmente compuesta con  $\sum Q_n$  menor que  $A_s F_y$ , el ENP estará en la sección de acero, y si esta en el patín, el valor de  $M_u$  puede calcularse con la ecuación anterior.

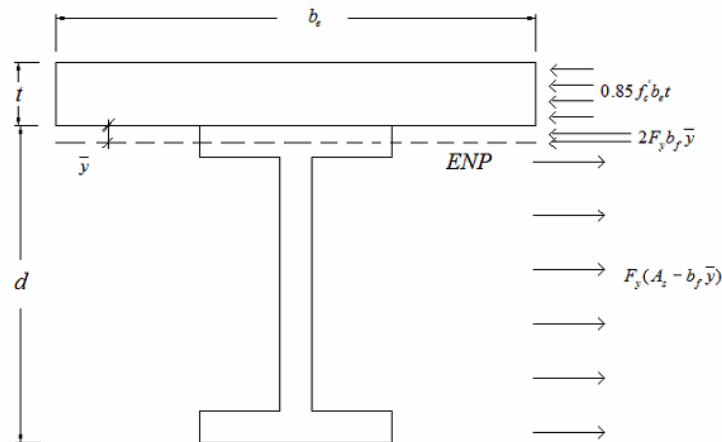


Figura 2.17 Eje neutro plástico en el patín superior de la viga

### 3. Eje neutro en el alma de la sección de acero

Si para una sección compuesta determinada resulta que  $a$  es mayor que el espesor de la losa, suponemos que el ENP se localiza en la base del patín de acero, calculamos  $C$  y  $T$  y resulta que  $T$  es mayor que  $C$ , entonces el ENP recaerá en el alma. Los cálculos pueden efectuarse de manera similar para el caso donde el ENP se localizaba en el patín; sin embargo las tablas de diseño compuesto del manual LRFD contienen los casos más comunes, por lo que aquí no se muestran los cálculos.

En cuanto a las deflexiones, estas pueden calcularse con los mismos métodos usados para otros tipos de vigas. Deberá ponerse especial atención a los tipos de carga que actúan y a la sección que se aplica; en caso de que el efecto a largo plazo se considere importante, deberá tomarse en cuenta. En caso de que se use concreto de peso ligero, debe considerarse el módulo de elasticidad real de ese concreto para el momento de inercia en la sección transformada en el cálculo de las deflexiones.

En el diseño de secciones compuestas, a veces resulta útil estimar el peso de la viga de acero. En la parte 5 del manual LRFD se proporciona la siguiente fórmula empírica para este fin:

$$\text{Peso estimado de la viga} = \left[ \frac{12M_u}{(d/2 + Y_{con} - a/2)\phi F_y} \right] 3.4 \quad \text{Ec.2.5.34}$$

donde:

- $M_u$  = resistencia a la flexión requerida para la sección compuesta
- $d$  = peralte nominal de la viga de acero
- $Y_{con}$  = distancia entre la parte superior de la viga de acero y la parte superior de la losa de concreto
- $a$  = espesor efectivo de la losa de concreto (que puede estimarse conservadoramente igual a poco más o menos 2 plg)
- $\phi = 0.85$

En la parte 5 del manual LRFD se presentan unas tablas con valores del límite inferior del momento de inercia que sirven para calcular las deflexiones bajo carga de servicio de secciones compuestas. Estos valores se calculan con base en el área de la viga de acero y un área de concreto equivalente igual a  $\sum Q_n / F_y$ . El resto del patín de concreto no se usa en esos cálculos, de tal forma que para secciones parcialmente compuestas, se reflejara esta situación ya que  $\sum Q_n$  será más pequeño. El límite inferior del momento de inercia puede calcularse con la siguiente expresión. La *figura 2.18* muestra algunos detalles de referencia.

$$I = I_x + A_s \left( Y_{ENE} - \frac{d}{2} \right)^2 + \left( \frac{\sum Q_n}{F_y} \right) (d + Y_2 - Y_{ENE})^2 \quad \text{Ec.2.5.35}$$

donde:

$Y_{ENE}$  = es la distancia entre el fondo de la viga y el eje neutro elástico

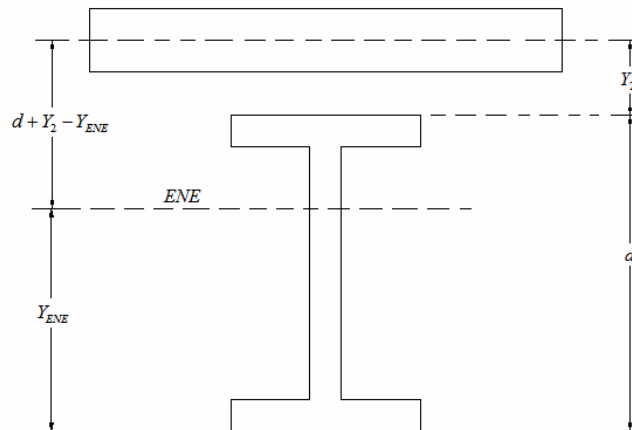


Figura 2.18. Detalles para el límite inferior del momento de inercia

En la práctica pueden aparecer grietas en la losa debido a la presencia de momentos negativos que surgen por considerar en los cálculos que los claros se encuentran simplemente soportados, pero en la realidad las vigas no presentan extremos perfectamente planos. Para prevenir o disminuir el agrietamiento, es necesario la colocación de un refuerzo complementario (adicional al refuerzo por temperatura y contracción) en la parte superior de la losa sobre una longitud de 2 a 3 pies, según especificaciones del American Concrete Institute, ACI.

### Ejemplo de diseño.

Seleccione vigas de 36 pies de claro simple, colocadas a 10 pie entre centros, para soportar una losa de concreto ligero de 4 plg de espesor, colocada sobre una cubierta de lámina losacero de 3 plg de peralte sin apuntalamiento. Las costillas de las cubiertas están colocadas perpendicularmente al eje longitudinal de las vigas y tienen anchos promedios de 6 plg. La carga muerta de servicio (incluido el peso de la viga) es de 0.78 klb por pie de longitud de viga y la carga viva de servicio es de 1.2 klb/pie. Considerando acero  $F_y = 50$  ksi,  $f'_c = 3$  ksi, concreto de 145 lbs/ft<sup>3</sup>. Resolver las siguientes tareas:

- Seleccione la viga de acero
- Si el factor de reducción de los espárragos para losacero es igual a 1.0, determine el número necesario de espárragos de 3/4 plg.

- c) Revise la resistencia de la viga antes de que fragüe el concreto.
- d) Calcule la deflexión por carga de servicio antes de que fragüe el concreto. Suponga una carga viva de construcción de 20 psf.
- e) Determine la deflexión por carga viva de servicio cuando ya se tiene acción compuesta.
- f) Revise el cortante
- g) Seleccione una sección de acero para soportar todas las cargas si no se usan conectores y calcule su deflexión total por carga de servicio.

Solución.

Cargas y momentos

$$w_u = (1.2)(0.78) + (1.6)(1.2) = 2.856 \text{ klb/pie}$$

$$M_u = \frac{(2.856)(36)^2}{8} = 462.7 \text{ klb}\cdot\text{pie}$$

Ancho efectivo  $b_e$  del patín

$$b_e = (2) \left( \frac{1}{8} \times 36 \times 12 \right) = 108 \text{ plg}$$

$$b_e = (2)(5 \times 12) = 120 \text{ plg}$$

$$108 < 120, \text{ por lo que } b_e = 108 \text{ plg}$$

a). Selección de un perfil W

$$Y_{con} = 4 + 3 = 7 \text{ plg} \text{ (distancia entre partes superiores del patín y de la losa)}$$

Suponemos  $a = 2 \text{ plg}$  (por lo general es un valor muy pequeño, sobre todo en secciones relativamente ligeras)

$$Y1 = 0 \text{ (distancia entre el ENP y la parte superior del patín de acero)}$$

$$Y2 = 7 - 2/2 = 6 \text{ plg} \text{ (distancia entre el centro de gravedad de la fuerza en el patín de concreto y la parte superior del patín de acero)}$$

Ensayamos una W18x35 ( $A = 10.3 \text{ plg}^2$ ,  $d = 17.70 \text{ plg}$ ,  $t_w = 0.30 \text{ plg}$ )

$$\text{Suponemos } \sum Q_n = A_s F_y = (10.3)(50) = 515 \text{ klb}$$

$$a = \frac{515}{(0.85)(3)(108)} = 1.87 \text{ plg}$$

$$Y2 = 7 - \frac{1.87}{2} = 6.065 \text{ plg}$$

$M_u$  (del manual LRFD, por interpolación)

$$= 542 + \left( \frac{0.065}{0.50} \right) (560 - 542) = 544.3 \text{ klb}\cdot\text{pie} > 462.7 \text{ klb}\cdot\text{pie}, \text{ por lo que se}$$

acepta.

b). Diseño de los espárragos

$Q_n = 17.7 \text{ klb}$  (de la tabla 3.2 para espárragos)

Podemos recorrer la tabla de la w18 x 35 a  $Y1=0.21 \text{ plg}$  y aún obtener el  $M_u$  requerido (se halla entre 487 y 500 klb·pie)

$$\sum Q_n = 388 \text{ klb}$$

$$\text{Número de conectores necesarios} = \frac{2 \times 388}{17.7} = 43.8$$

Deberán usarse 22 conectores a cada lado del centro del claro

c). Revisión de la resistencia de la sección W antes del fraguado.

Suponemos que el concreto fresco es una carga viva durante la construcción y además añadimos una carga viva por construcción de 20 psf.

$$\text{Peso del concreto fresco} = \left( \frac{4}{12} \right) (145)(10) = 483 \text{ klb/pie}$$

$$\text{Otras cargas muertas} = 0.780 - 0.483 = 0.297 \text{ klb/pie}$$

$$w_u = (1.2)(0.297) + (1.6)(0.020 \times 10 + 0.483) = 1.449 \text{ klb/pie}$$

$$M_u = \frac{(1.449)(36)^2}{8} = 234.7 \text{ klb}\cdot\text{pie}$$

$\phi_b M_p$  de las tablas para W18 x 35 = 249 klb·pie > 234.7 klb·pie, por lo que se acepta.

d). Deflexión por carga de servicio antes del fraguado.

$C_1=161$  es una constante que denota la relación claro/peralte y puede obtenerse de la tabla 4.2 del Manual LRFD o la figura 10.8 de la referencia 3 citada en este estudio.

$I_x$  de la W18 x 35 = 510 plg<sup>4</sup> (no es el límite inferior  $I$ )

$$\text{Use } w_D = 0.78 + (10)(0.02) = 0.98 \text{ klb/pie}$$

$$M_{DL} = \frac{(0.98)(36)^2}{8} = 158.8 \text{ klb}\cdot\text{pie}$$

$$\Delta_{DL} = \frac{(158.8)(36)^2}{(161)(510)} = 2.51 \text{ plg}$$

(Podríamos darle combeo a esta viga por esta deflexión y/o usar conexiones PR.)

e). Deflexión por carga viva de servicio cuando se tiene ya acción compuesta

$$M_L = \frac{(1.2)(36)^2}{8} = 194.1 \text{ klb}\cdot\text{pie}$$

Límite inferior  $I$  con  $Y1 = 0.21 \text{ plg}$  y  $Y2 = 6.065 \text{ plg}$

$$I = 1490 + \left( \frac{0.065}{0.50} \right) (1550 - 1490) = 1498 \text{ plg}^4$$

$$\Delta_{LL} = \frac{(194.4)(36)^2}{(161)(1498)} = 1.04 \text{ plg} < \frac{L}{360} = 1.2 \text{ plg}, \text{ por lo que se acepta.}$$

f). Revisión del cortante

$$V_u = \frac{(36)(2.856)}{2} = 51.4 \text{ klb}$$

$$\phi V_n = (0.9)(0.6)(50)(17.70)(0.30) = 143.4 \text{ klb} > 51.4 \text{ klb}, \text{ por lo que se acepta.}$$

g). Seleccione perfil si no se tiene acción compuesta

$$M_u = 462.7 \text{ klb}\cdot\text{pie} = \phi_b M_p$$

Se necesita una W24 x 55 ( $I_x = 1350 \text{ plg}^4$ ) de la tabla de selección por diseño de factor de carga en el manual LRFD.

$$\Delta = \frac{(462.7)(36)^2}{(161)(1350)} = 2.76 \text{ plg} > \frac{L}{360} = 1.2 \text{ plg}$$

$$\text{Mínima } I \text{ para limitar la deflexión a } 1.2 \text{ plg} = \left( \frac{2.76}{1.2} \right) (1350) = 3105 \text{ plg}^4$$

Por lo que deberá usarse una W30 x 90 (si se tiene acción compuesta se requiere una W18 x 35).

## LOSACERO TRABAJANDO SIN VIGAS

Como se había comentado anteriormente, debido a la diversidad tan amplia que existe en el mercado sobre este tipo de láminas de acero formado en frío y a la existencia de muchos fabricantes de tableros, la mayor parte de ellos han desarrollado sus propias formas de sección transversal y sus detalles particulares, aunque en este apartado trataremos el problema de manera general.

Para este caso, el diseño en el que la lámina trabaja como cimbra, se efectúa del mismo modo a lo considerado en el empleo de vigas de acero de tal forma que se satisfagan los límites impuestos a los esfuerzos y a las deflexiones en el estado no compuesto. De acuerdo al método LRFD, las cargas o los efectos de las cargas que deben resistirse se encuentran aplicando coeficientes de sobrecargas a las cargas de servicios y las resistencias de diseño se estiman multiplicando por las resistencias nominales por los coeficientes de reducción de resistencia  $\phi$ . En la referencia 14, Diseño de Estructuras de Concreto, por Arthur Nilson, se muestran algunas ecuaciones específicamente para losas compuestas, método de corte adherencia, siguiendo la nomenclatura usual:

$$V_u \leq \phi V_n \quad \text{Ec. 2.5.36}$$

$$M_u = \phi M_n \quad \text{Ec. 2.5.37}$$

En las ecuaciones anteriores,  $V_u$  y  $M_u$ , se basan en las cargas mayoradas:

$$W_u = 1.4(W_1 + W_3) + 1.7LL \quad \text{Ec. 2.5.38}$$

donde

$W_1$  = peso del tablero de acero y del concreto en lb/pie<sup>2</sup>

$W_3$  = carga muerta adicional sin incluir  $W_1$ , lb/pie<sup>2</sup>

$LL$  = carga viva de servicio, lb/pie<sup>2</sup>

Los coeficientes  $\phi$  que deben aplicarse a las resistencias nominales  $V_n$  y  $M_n$  para determinar las resistencias de diseño varían según el tipo de resistencia que se calcule, de acuerdo con las especificaciones de la ASCE, al igual que para el caso de construcciones de concreto reforzado común.

Para la transferencia de cortante entre concreto y lámina se utilizan una variedad de dispositivos. En la mayoría de los casos consiste en una serie de realces poco espaciados, o en huecos, botones soldados, conectores de cortante o alambres transversales.

Bajo carga una losa compuesta puede fallar en una forma que combina falla a cortante y de adherencia, de ahí que se le llame *falla por adherencia a cortante*, con ciertas características peculiares para este tipo de construcción.

Con base en varios ensayos, se encuentra que la resistencia de adherencia a cortante de losas compuestas reforzadas con losacero puede expresarse en

términos de una ecuación similar a la ecuación 2.5.39 para la resistencia a cortante de elementos reforzados a flexión en la forma convencional:

$$V_n = \left( 1.9\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad \text{Ec. 2.5.39}$$

Las constantes 1.9 y 2500 de la ecuación anterior no son aplicables a tableros compuestos, puesto que son válidos sólo para vigas y losas comunes reforzadas con barras. Para losas compuestas, los valores de estas constantes dependerán de las peculiaridades de la lámina losacero, es decir, de la forma de sección transversal, del espaciamiento y profundidad de las nervaduras, del espesor de la lámina y de la forma, del espaciamiento y de la localización de los dispositivos de transferencia de cortante, entre otros. Así que, como consecuencia de la considerable variedad de tableros que producen los diferentes fabricantes, es necesario determinar con ensayos las constantes apropiadas para cada tipo.

Estos ensayos se encuentran estandarizados y se llevan a cabo sobre especímenes de losa a escala real, sometidos a flexión mediante dos cargas puntuales; para mayor detalle de cómo se realizan y evalúan los ensayos para la determinación de las constantes, se recomienda revisar la referencia 14.

Al identificar las constantes desconocidas mediante  $k$  y  $m$ , la ecuación para la resistencia de adherencia a cortante puede formularse como:

$$V_n = \left( k\sqrt{f'_c} + m \frac{\rho d}{l'} \right) b d \quad \text{Ec. 2.5.40}$$

donde

$d$  = espesor efectivo de la losa, es decir, distancia de la parte superior del concreto al centroide de la sección transversal del tablero de acero, ver figura 2.19.

$b$  = ancho unitario, generalmente 12 pulgadas.

$l'$  = claro de corte, es decir, para un ensayo con dos cargas puntuales es la distancia al apoyo más cercano.

$\rho = A_s / bd$  es la cuantía de refuerzo, donde  $A_s$  es igual al área de la sección transversal del tablero losacero por unidad de ancho.

$V_n$  = resistencia nominal de adherencia a cortante por unidad de ancho.

$k, m$  = constantes que deben determinarse para cada tipo de tablero mediante un procedimiento estandarizado de ensayo y evaluación.

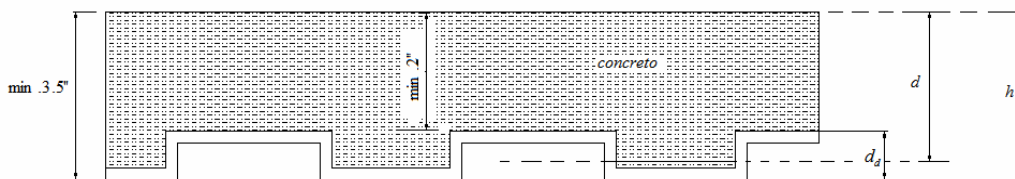


Figura 2.19 Sección transversal de la losacero

Cada fabricante de paneles para tableros debe establecer su propia resistencia de adherencia a cortante mediante ensayos realizados de la manera descrita en la referencia 14. Estos deben cubrir el intervalo completo de espesores de la losa  $h$  y de claros  $l$  para los cuales el tablero determinado se va a utilizar.

Mientras que el concreto colocado sobre un tablero de acero, sin cimbras, no haya fraguado, todo el peso  $W_1$ , que incluye el tablero y el concreto fresco, lo soporta sólo el tablero. Únicamente las cargas muertas adicionales  $W_3$ , más las cargas vivas  $LL$ , aplicadas después de que el concreto se endurezca, producen esfuerzos de adherencia. Por otro lado, si el tablero estuviese temporalmente soportado hasta que el concreto se endureciera para luego retirar las cimbras, todas las cargas  $W_1$ ,  $W_3$ , y  $LL$  producirían esfuerzos de adherencia. Esta diferencia debe tenerse en cuenta tanto en la evaluación de los ensayos como en el diseño de la estructura real. Tomando en cuenta esto, para los ensayos se tiene que la resistencia a cortante por adherencia es:

$$V_e = \frac{P_e}{2} + \frac{\gamma W_1 l}{2} \quad \text{Ec. 2.5.41}$$

donde

$\gamma = 1.0$  cuando hay apoyo completo durante el vaciado

$\gamma = 0$  cuando no hay cimbras durante el vaciado

$\gamma = 0.63$  cuando hay cimbras a lo largo de una línea en el centro del claro

$\gamma = 0.73$  cuando hay cimbras en los tercios del claro

El diseñador utiliza entonces las constantes  $k$  y  $m$  para estimar la resistencia de adherencia a cortante de los paneles, como se usan en la estructura particular de acuerdo con la ecuación 2.5.40. En las obras muchas losas se diseñan para soportar cargas uniformemente distribuidas, no cargas concentradas. Para cargas distribuidas, como una buena aproximación, puede tomarse un valor de  $l' = l/4$ .

Al estimar las cargas mayoradas en la estructura real, que se utilizan para calcular  $V_u$  con el fin de verificar la resistencia de adherencia a cortante, la influencia de las cimbras puede tenerse en cuenta utilizando una forma modificada de la ecuación 2.5.38 de la siguiente manera:

$$W_u = 1.4(\gamma W_1 + W_3) + 1.7LL \quad \text{Ec. 2.5.42}$$

donde los valores de  $\gamma$  son los mismos determinados para las condiciones de apuntalamiento. El requisito de diseño que estipula  $V_u \leq \phi V_n$  fácilmente se verifica con  $\phi = 0.80$  para resistencia de adherencia a cortante, de acuerdo con la especificación de la ASCE.

Aunque es aparentemente lógico tener en cuenta el efecto que producen de esta manera las cimbras en la estructura real, descontando la parte de la carga de

servicio real que no produce esfuerzos de adherencia a cortante, la posición tanto de la especificación de la AASHTO para puentes de construcción compuesta como de la especificación de la AISC para vigas compuestas para edificios, es que deben suministrarse los conectores de cortante para desarrollar la resistencia total del elemento compuesto que regula la flexión. De acuerdo con esto, los conectores de cortante se diseñan en efecto, según estas especificaciones, para las cargas mayoradas totales, independientemente de que las cargas se apliquen desde el inicio en el estado no compuesto o en el compuesto, lo que representa de forma obvia una base más conservadora para el diseño.

El espesor de la lámina de acero y de los tableros de refuerzo se determina generalmente con el requisito referente a que, durante la construcción y antes de que el concreto endurezca, el tablero debe soportar su propio peso y el del concreto más las demás cargas de construcción que puedan presentarse; lo que significa que, aunque el tablero en la estructura terminada sirve de refuerzo a la losa, las dimensiones de su sección transversal y por tanto su área  $A_s$  por lo general controlan las condiciones temporales de construcción. En consecuencia, las losas compuestas con tableros de acero se deben sobrerreforzar o subreforzar, según la combinación particular de claros, cargas, resistencia de materiales y condiciones de cimbras.

Para tableros de relativamente poca profundidad y losas gruesas, es decir, cuando el espesor de la losa  $h$  es sustancialmente mayor que la altura  $d_d$  del tablero de acero (ver figura anterior 2.19), es probable que la fluencia se propague sobre toda la altura  $d_d$  antes de que la deformación a compresión del concreto alcance el valor límite  $\varepsilon_u = 0.003$ . Entonces, la fuerza de tensión en el acero actúa en el centroide de la sección del tablero losacero. En este caso, la losa se encuentra subreforzada y se aplica la ecuación usual para la resistencia nominal a la flexión:

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec. 2.5.43}$$

donde

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$d$  = altura efectiva de la parte superior de la losa al centroide del acero

$b$  = ancho de una franja unitaria, generalmente 12 plg

$A_s$  = área de la sección transversal de acero,  $\text{plg}^2$

La resistencia de diseño es  $\phi M_n$  calculada con  $\phi = 0.9$  para falla a flexión subreforzada.

Fácilmente se desarrolla una ecuación para la cuantía de acero balanceada con base en que, para el caso balanceado, la deformación de tensión en la superficie superior del panel del tablero de acero alcanza la deformación de fluencia

exactamente en el mismo instante de aplicación de carga cuando la superficie superior del concreto logra la deformación límite  $\varepsilon_u = 0.003$ . La deducción es exactamente análoga a la de la cuantía balanceada de acero para vigas corrientes con barras de refuerzo, y que genera:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_y} \frac{h - h_d}{d} \quad \text{Ec. 2.5.44}$$

Con  $\varepsilon_u = 0.003$  y tomando  $E_s = 29.5 \times 10^6$  lb/plg<sup>2</sup> (valor ligeramente mayor para tableros de acero formados en frío, losacero, que para barras de refuerzo), esta última ecuación también puede formularse de la siguiente manera:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{88,500}{88,500 + f_y} \frac{h - h_d}{d} \quad \text{Ec. 2.5.45}$$

En las ecuaciones anteriores,  $\beta_1$  es generalmente una constante ya que depende de la resistencia a compresión del concreto utilizado, de esta forma para concretos con  $f'_c \leq 280$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\beta_1$  siempre es igual a 0.85.

Las losas compuestas con una cuantía de acero menor que  $\rho_b$  están subreforzadas, mientras aquellas con una cuantía de acero por encima de este límite se encuentran sobrerreforzadas con un esfuerzo de acero menor que  $f_y$  cuando el concreto alcanza su deformación límite.

El cálculo de la resistencia a flexión de las losas sobrerreforzadas es complicado por el hecho de que las deformaciones en la sección del tablero metálico varían con la altura, según el historial de las cargas, es decir, dependen si el tablero de acero se cargó en estado no compuesto, de si se colocaron cimbras o no y en caso afirmativo de cómo se colocaron, etc. Para el caso cuando se proporcionan cimbras continuas en la estructura, es decir, cuando todas las cargas son compuestas y con la aproximación de que el refuerzo en toda la altura del tablero es igual a su valor en el centroide, un análisis de compatibilidad ofrece los siguientes resultados.

Con respecto a la común sección transversal, *figura 2.20*, con deformaciones en la falla de flexión en el diagrama de deformaciones, se tiene que:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_u \frac{d - k_u d}{k_u d}$$
$$f_s = \varepsilon_u E_s \frac{1 - k_u}{k_u}$$

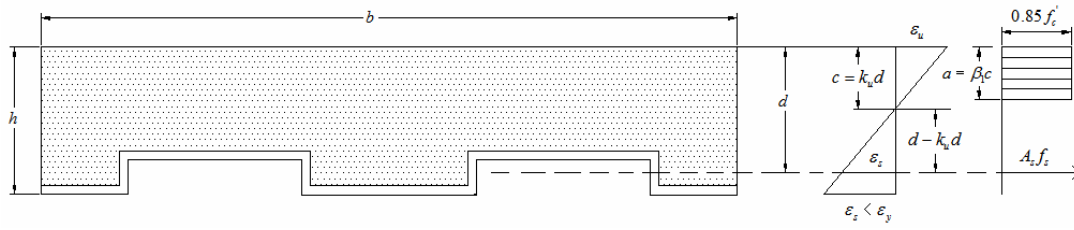


Figura 2.20 Compatibilidad de deformaciones a flexión para un sistema de piso losacero sobrerreforzado.

Al sumar fuerzas en la dirección  $X$  en la figura 2.20 en el diagrama de esfuerzos y hacer equivalente a cero se obtiene:

$$\rho b d \varepsilon_u E_s \frac{1 - k_u}{k_u} = 0.85 \beta_1 f'_c b k_u d \quad (a)$$

Se define el parámetro del material

$$\lambda = \frac{\varepsilon_u E_s}{0.85 \beta_1 f'_c} \quad (b)$$

La ecuación (a) puede formularse con una ecuación cuadrática en  $k_u$  de la siguiente manera:

$$k_u^2 + \rho \lambda k_u - \rho \lambda = 0 \quad (c)$$

a partir de la cual

$$k_u = \sqrt{\rho \lambda + \left( \frac{\rho \lambda}{2} \right)^2} - \frac{\rho \lambda}{2} \quad \text{Ec. 2.5.46}$$

Entonces  $c = k_u d$  y  $a = \beta_1 c$  como en las losas reforzadas con barras. Así que, la resistencia a flexión nominal puede encontrarse a partir de la siguiente ecuación:

$$M_n = 0.85 f'_c a b \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec. 2.5.47}$$

y la resistencia de diseño  $\phi M_n$  se encuentra aplicando el coeficiente de reducción de resistencia  $\phi = 0.75$  para el caso sobrerreforzado según la especificación de la ASCE.

En caso de que no se suministren cimbras continuas durante la construcción, las deformaciones previas en el panel de acero que generan las cargas de construcción afectarán la distribución de deformaciones en la sección compuesta en la falla, y el diagrama sencillo de deformaciones en la figura 2.20 no es

completamente válido. Sin embargo, ignorar estas deformaciones previas es totalmente coherente con el supuesto referente a que toda la sección del tablero se somete a esfuerzo que actúa en el centroide  $f_s$ , como se supuso en el análisis, lo que llevará por lo general solo a un error pequeño.

Para losas compuestas sobrerreforzadas, la especificación ASCE exige en todos los casos la realización de ensayos para confirmar la capacidad calculada.

En cuanto a las deflexiones, las disposiciones del Código ACI para el cálculo de las deflexiones y sus limitaciones, que incluyen las consideraciones para flujo plástico del concreto puesto que éstas afectan las deflexiones, pueden ser aplicadas a las losas compuestas con tableros de acero. La única diferencia indicada en la especificación ASCE se refiere al momento de inercia efectivo utilizado en el cálculo de las deflexiones. De acuerdo con ensayos realizados, se demuestra que un valor satisfactorio para el momento de inercia efectivo es el siguiente:

$$I_e = \frac{I_c + I_u}{2} \quad \text{Ec. 2.5.48}$$

donde

$I_c$  = momento de inercia de la sección transformada con fisura, en  $\text{plg}^4$

$I_u$  = momento de inercia de la sección transformada no fisurada,  $\text{plg}^4$

En cualquier caso, debe incluirse el momento de inercia del tablero con respecto al eje neutro compuesto, fisurado o no fisurado.

La retracción de fraguado y por temperatura, debe proporcionar un refuerzo transversal a las losas compuestas, al igual que otros tipos de losas armadas en una dirección. Se sugiere que la cantidad de este tipo de refuerzo puede reducirse aproximadamente en un 60% del que exige el Código ACI para losas corrientes, puesto que el tablero mismo, aunque sea nervado, suministrará algún grado de restricción contra los efectos transversales de retracción de fraguado y por temperatura.

Las losas compuestas con tableros de acero, pueden diseñarse para claros sencillos o para claros continuos. En el caso de claros continuos, deben proveerse barras negativas de refuerzo nominales sobre los apoyos para controlar el ancho de las grietas. Para losas diseñadas como continuas sobre los apoyos, las partes de la losa sometidas a flexión negativa requieren barras adicionales que se colocan cerca de la superficie superior de la losa de concreto, y éstas pueden diseñarse de acuerdo con los métodos usuales para losas reforzadas con barras, teniendo en cuenta los vacíos en la zona de compresión producto de la forma de la sección transversal del panel particular utilizado. En general no es significativa la contribución del tablero de acero en el lado de compresión en la sección sometida a flexión negativa.

**Ejemplo de diseño.**

La losa compuesta de la *figura 2.21* consta de un panel de acero con espesor de 0.04 plg y una sección transversal con la forma expuesta, sobre la cual se vacía una losa de concreto con un espesor total  $h=5$  plg. La losa se utilizará como parte de un piso de un edificio de oficinas, con claros de 10 pies entre apoyos. Para controlar el agrietamiento se suministrará malla de refuerzo sobre los apoyos, pero los claros se diseñarán como simplemente apoyadas. Las cargas muertas supuestas que generan el piso y los muros divisorios, totalizan  $28 \text{ lb/pie}^2$  y la carga viva de servicio es de  $50 \text{ lb/pie}^2$ . Las resistencias de los materiales son  $f'_c = 4,000 \text{ lb/plg}^2$  y  $f_y = 60,000 \text{ lb/plg}^2$ . Verificar si el estado de losa propuesto es adecuado: a) en flexión, b) con respecto a la resistencia de adherencia a cortante. Los ensayos realizados por el fabricante indican que las constantes de adherencia a cortante son  $k = 0.4$  y  $m = 3,400$

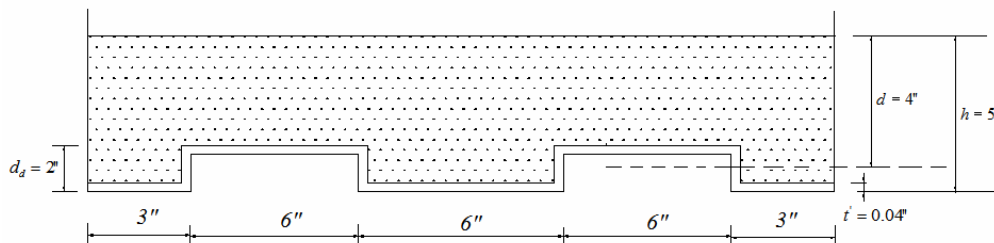


Figura. 2.21 Losa compuesta del ejemplo

Se verificará la resistencia a flexión y la adherencia a cortante de la losa compuesta para el estado de sobrecarga aplicando coeficientes de carga a todas las cargas, independientemente de si éstas se aplicaron originalmente en los estados no compuesto o compuesto. El propio peso de la losa compuesta se calculará con base en el espesor promedio de 4 plg y se ignorará el poco peso del tablero de acero. Por tanto, el propio peso es  $W_0 = 150 \times 4/12 = 50 \text{ lb/plg}^2$ , y la carga mayorada que debe considerarse es:

$$W_u = 1.4(50 + 28) + 1.7 \times 50 = 194 \text{ lb/pie}^2$$

y las resistencias requeridas por cortante y flexión son:

$$V_u = 194 \frac{10}{2} = 970 \text{ lb}$$

$$M_u = 194 \times \frac{100}{8} = 2,430 \text{ lb.pie}$$

Para revisar la resistencia a flexión, primero debe determinarse si la losa compuesta es subreforzada o sobrerreforzada. De esta forma, la cuantía balanceada de acero se determina con la ecuación 2.5.45 dando como resultado:

$$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \frac{4,000}{60,000} \frac{88,500}{500 + 60,000} \frac{5 - 2}{4} = 0.0215$$

El área de acero a tensión se encuentra multiplicando el espesor de la lámina por el perímetro en 12 plg de ancho. Así que,  $A_s = 0.04 \times 16 = 0.64 \text{ plg}^2$  y la cuantía de acero es  $\rho = 0.64 / (12 \times 4) = 0.013$ . Este valor está muy por debajo del valor balanceado, de manera que la fluencia del acero controla la resistencia a la flexión, que puede calcularse con la ecuación 2.5.43. Con  $a = 0.64 \times 50 / (0.85 \times 4 \times 12) = 0.78 \text{ plg}$ , la resistencia nominal a la flexión es  $M_n = 0.64 \times 50 (4 - 0.78 / 2) = 116 \text{ klb}\cdot\text{plg}$  por 12 plg de ancho ó  $9,670 \text{ lb}\cdot\text{pie}$ . De tal forma que la resistencia de diseño  $\phi M_n = 0.90 \times 9,670 = 8,700 \text{ lb}\cdot\text{pie}$ , valor que esta muy por encima del valor requerido  $M_u = 2,430 \text{ lb}\cdot\text{pie}$ .

La resistencia de adherencia a cortante se calculará con la ecuación 2.5.40. El claro efectivo de corte es  $l' = 120 / 4 = 30 \text{ plg}$ . Con una altura efectiva hasta el centroide del acero  $d = 4 \text{ plg}$  y con un ancho  $b = 12 \text{ plg}$ , utilizando los valores de  $k$  y  $m$  obtenidos, de los resultados de ensayos realizados por el fabricante, la resistencia de adherencia a cortante nominal es:

$$V_n = \left( 0.40 \sqrt{4,000} + \frac{3,400 \times 0.013 \times 4}{30} \right) \times 12 \times 4 = 1,500 \text{ lb}$$

y la resistencia de diseño es  $\phi V_n = 0.80 \times 1,500 = 1,200 \text{ lb}$  para 12 pulgadas de ancho de losa. Este valor esta por encima del valor requerido de  $V_u = 970 \text{ lb}$ , confirmando que el diseño propuesto es satisfactorio con respecto a la adherencia a cortante.

Para este tipo de construcción, la carga última se controlará comúnmente por adherencia a cortante y no por flexión. El área de la sección transversal del panel se determina en general por los requisitos de cargas muertas y cargas de construcción no compuestas sin exceder los esfuerzos admisibles a los límites de flexión, con el resultado de que el valor de  $A_s$  proporcionado es mayor que el necesario para resistir los momentos por cargas mayoradas.

## II.6 ESPECIFICACIONES PARA SU CONSTRUCCIÓN

Las especificaciones para la construcción con lámina losacero varían de acuerdo a cada proyecto y las consideraciones de manejo, asegurado, instalación que se hagan deberán basarse en las especificaciones técnicas del distribuidor y las del proyecto en cuestión. Sin embargo en este trabajo se presentan algunas consideraciones tomadas del *SDI Manual of Construction with Steel Deck, ref.15* y del *Manual Técnico para el uso de Placas Colaborantes para Losas de Entrepisos, ref.16*, aunque esta última se basa en las especificaciones del SDI. Las consideraciones presentadas muestran algunos aspectos a considerar en el manejo, transporte, almacenamiento, izaje e instalación.

La manera correcta y más común de instalar la lámina es con las costillas perpendiculares a las vigas de acero, aunque en algunas construcciones se colocan con las costillas paralelas a las vigas de acero; en este caso deberán considerarse las especificaciones de la lámina hechas por el fabricante cuando trabaje en estas condiciones.

En el proceso desde el empaque de las placas de acero deberán tomarse en cuenta algunos cuidados para mantener la calidad de la pieza a utilizar.

Las placas listas antes de la colocación, deberán agruparse en paquetes de unidades de las mismas dimensiones y con aproximadamente 20 unidades, con la finalidad de facilitar el manejo; los paquetes así preparados, tienen un peso aproximado de 1.5 toneladas. Si las longitudes de las láminas exceden de 5 metros, deberán reducirse la cantidad de láminas por paquete.

Los paquetes se prepararán en planta amarrados en los extremos para mayor seguridad, además, las láminas deberán identificarse con las dimensiones geométricas marcadas en su superficie. La superficie para el transporte deberá prepararse antes de su colocación. Es recomendable poner apoyos para no producir deformaciones ni golpes de impacto que puedan dañar la superficie de las láminas. No se recomienda colocar muchos paquetes uno encima de otro, porque podrían producirse daños en las láminas inferiores.

La descarga deberá llevarse a cabo en coordinación con el transporte para evitar problemas de estacionamiento y pérdida innecesaria de tiempo. Debe efectuarse por personal debidamente capacitado para este tipo de tareas. El personal humano y la maquinaria necesaria para el izaje de los paquetes de losacero deben prepararse con anticipación. La *figura 2.22* muestra una forma de transporte en obra de las láminas losacero.

El acceso debe estar libre desde el lugar de recepción del vehículo de transporte, hasta el lugar final de almacenamiento de las láminas.

Terminado el proceso de descarga del material, es necesario realizar un inventario del material recibido. En caso de existir alguna discrepancia con la cantidad solicitada, debe ser notificado a la empresa para su revisión.

El almacenamiento de los paquetes de losacero debe realizarse sobre una superficie preparada, protegida de efectos dañinos, separada de la superficie del terreno natural y de los efectos de intemperismo. Los paquetes deben colocarse preferentemente sobre los tabloncillos de madera de forma que no estén en contacto directo con la humedad del suelo. Además deberá contarse con un lugar ventilado y libre de la lluvia y/o cualquier otro tipo de humedad que podría dañar las láminas. En lo posible debe mantenerse a temperaturas medias normales. No es conveniente que se expongan los paquetes al sol directamente ni cerca de una fuente de calor que podría ser perjudicial. La *figura 2.23* muestra un esquema de almacenamiento de los paquetes.

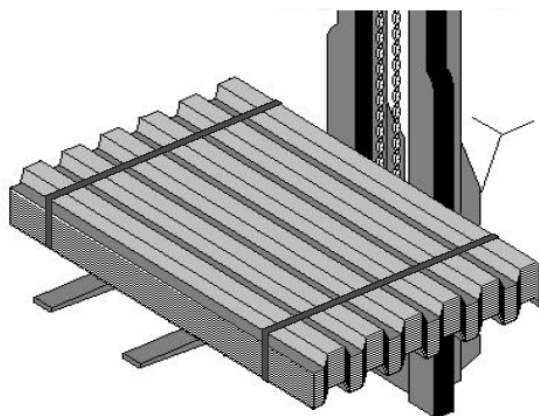


Figura 2.22 Transporte en obra de los paquetes con grúa de uña

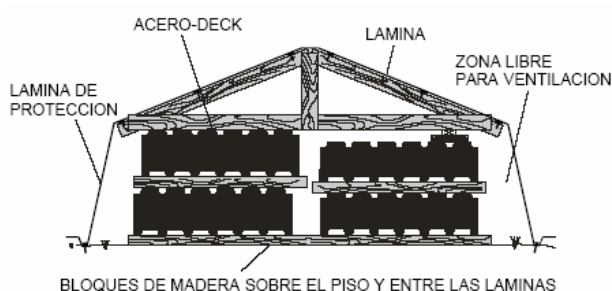


Figura 2.23 Almacenamiento de los paquetes de losacero.

En caso de almacenar las láminas sobre la estructura en construcción, deberá tenerse mucho cuidado en colocarlas sobre los elementos de mayor resistencia y en lugares que no obstaculicen el tránsito normal de personal, y por otro lado que exponga las láminas a posibles maltratos o golpes eventuales durante el proceso constructivo. En general no es recomendable este tipo de almacenamiento, y en lo

posible debe prepararse un almacén con las características mínimas de cuidado para mantener la calidad del producto.

El proceso de izaje se realiza de acuerdo a las condiciones propias de cada obra, desde que se retira del almacén hasta que se coloca en el lugar de obra, la *figura 2.24* muestra un esquema de izaje de los paquetes.

Deberá tenerse algunos cuidados debido a que en la mayoría de las obras y en las cuales es necesario transportar las láminas hasta alturas relativamente considerables existe el peligro de caída de un paquete o bien de una de las láminas. El tránsito de cada paquete debe ser cuidadosamente dirigido y vigilado por personal debidamente capacitado con el fin de mantener las rutas libres y evitar accidentes o inconvenientes en el proceso que se traduzca en pérdidas de tiempo durante el proceso de instalación. Es conveniente que el destino final de la lámina este listo para su colocación, esto significa, una correcta colocación de las estructuras de soporte libres de cualquier material de colocación temporal que entorpezca esta tarea, las dimensiones perfectamente verificadas y la preparación de puntales en los casos en que se haya especificado la necesidad de su utilización.

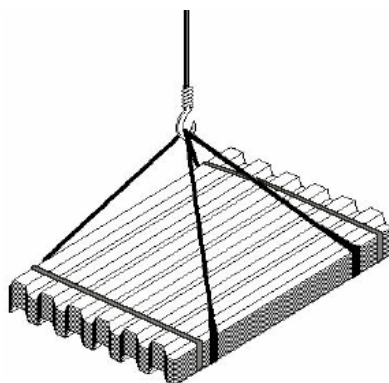


Figura 2.24 Proceso de izaje de los paquetes

En lo posible, las rutas de acceso deben tener el menor tránsito de personal. La forma de sujeción de los paquetes para el proceso de izaje debe ser tal que se garantice la seguridad del transporte y se eviten movimientos que puedan producir daños a la lámina. El amarre de los paquetes debe impedir la inclinación excesiva que podría ser peligrosa. Durante la colocación sobre la estructura deben evitarse golpes, para lo cual es recomendable usar cuerdas de direccionamiento de los paquetes. El personal encargado deberá llevar la protección necesaria contra posibles daños producidos por los bordes o puntas filosas de las láminas.

El proceso de colocación de los paquetes en la estructura se hará preferentemente en pilas no muy altas y envaraos grupos evitando producir grandes cargas puntuales. Para mayor seguridad, se hará de preferencia en las vigas.

Deberá tenerse cuidado en el momento de colocación, un criterio para favorecer la buena distribución de las láminas hasta el lugar de instalación definitiva, sin tener que hacer un excesivo tránsito o tener que girar las láminas.

Con respecto a la instalación de la lámina losacero, los apoyos de la lámina deberán tener largos suficientes para garantizar la seguridad y estabilidad del apoyo. Durante el proceso de construcción es posible que se requieran las láminas como plataforma de trabajo. Deberá verificarse que el tráfico no sea excesivo, de ser necesario, se protegerá la superficie con un entablado para evitar daños en las láminas o cargas excesivas en éstas. Después de ser instaladas las láminas en su posición definitiva, deberán ser aseguradas y ancladas de inmediato para formar una plataforma de trabajo que sea segura. Es posible utilizarlas láminas como piso para movilizarse, en este caso será necesario apoyarla en los extremos y asegurarla contra el marco de la estructura con el fin de evitar deslizamientos. Las zonas de trabajo deben ser dimensiones holgadas, debe considerarse que siempre habrá por lo menos un trabajador sobre el marco de apoyo.

Es importante la definición clara del plan de avance en la instalación, especificando los puntos de inicio de colocación y las direcciones para su secuencia de avance. Deberá especificarse una zona de trabajo alrededor de cada paquete de láminas para facilitar su transporte.

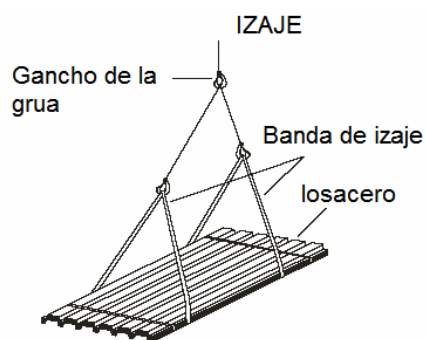
Con la finalidad de evitar accidentes, debe alertarse a los trabajadores del cuidado con los bordes libres de las láminas. Luego de la ubicación de un conjunto de láminas debe protegerse cualquier borde o abertura en la losa o colocar dispositivos de alerta. Toda lámina dañada que haya sufrido algún tipo de maltrato, deberá ser reemplazada o reparada antes de proceder al vaciado del concreto. En caso de que el diseño especifique el uso de puntales, estos deberán colocarse y permanecer hasta que el concreto haya alcanzado el 75% de su valor final de resistencia a la compresión.

Deberán reducirse la cantidad de trabajadores de otros equipos de trabajo, es recomendable que cualquier otro grupo se mantenga fuera de la plataforma de colocación de la lámina losacero y de las zonas de trabajo de esta.

Como consideración general, deberán seleccionarse láminas que soporten una carga repetida de  $250 \text{ kg/cm}^2$ , por efectos de montaje, para garantizar un buen desempeño, adicionalmente se presentará el peso propio del concreto. En el caso de pisos de cubierta, la carga considerada es menor, igual a  $150 \text{ kg/cm}^2$ . El diseño podría arrojar la necesidad de utilizar puntales, los cuales deben colocarse antes de iniciar el proceso de colocación.

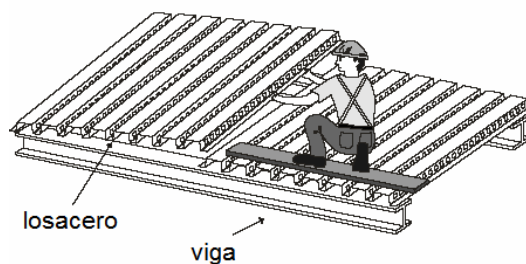
En caso de que la lámina losacero no soporte esta carga deberá procederse a la utilización de un entablado en la superficie de trabajo.

El esquema general de instalación de la lámina losacero se presenta en la *figura 2.25*, aunque queda claro que esto puede variar dependiendo del tipo de obra, sin embargo la mayoría sigue este esquema de instalación y aún cuando se presentan variaciones, estas son mínimas.



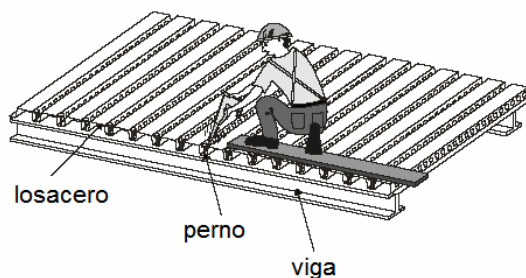
(a).

### COLOCACIÓN DE LA LÁMINA LOSACERO



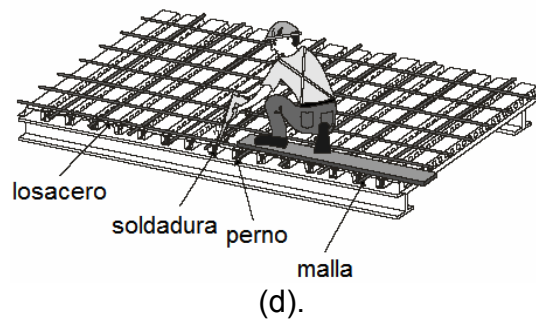
(b).

### FIJACIÓN DE PERNOS

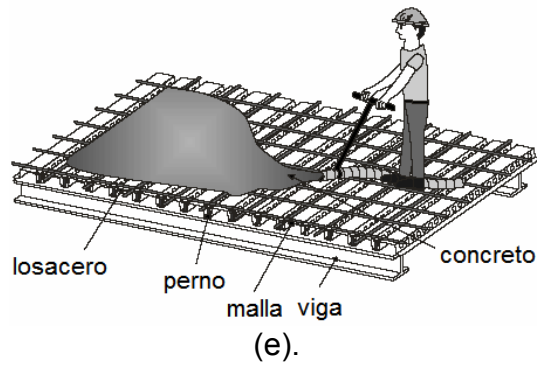


(c).

INSTALACIÓN DE MALLA - SOLDADURA



VACEADO DEL CONCRETO



ACABADO

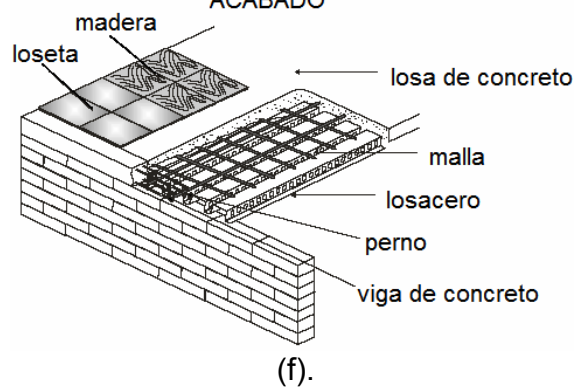


Figura 2.25a - 2.25f Esquema de instalación de la lámina losacero

## II.7 RIGIDEZ DEL SISTEMA LOSACERO COMPARADA CON OTROS SISTEMAS DE PISO

Una de las hipótesis más comunes que se hacen en el análisis sísmico de estructuras, es considerar a los sistemas de piso como diafragmas rígidos, cuya función principal es distribuir las fuerzas horizontales a los elementos verticales de manera proporcional a las rigideces relativas entre estos últimos; realísticamente el sistema de piso se comporta como una viga continua y su deflexión es despreciable en comparación con la de los elementos verticales, por tal motivo se asume como válido el modelo de diafragma rígido, cuyo modelo matemático requiere solo de 3 grados de libertad o desplazamientos para poder caracterizar su respuesta, lo cual facilita el problema numérico.

A su vez, la revisión del comportamiento como diafragma no sólo implica atender a la rigidez del sistema de piso, sino también es necesario que la resistencia a cortante garantice su integridad. Como se mencionó anteriormente, una manera de estimar el comportamiento de un diafragma de piso es idealizarlo como una viga horizontal, cuyos apoyos son los elementos verticales resistentes los cuales se someten a una carga uniformemente distribuida que representa a las fuerzas inducidas por un sismo.

Para garantizar el comportamiento rígido, la mayoría de los reglamentos hacen recomendaciones de espesores mínimos, principalmente para losas macizas y firmes colados *in situ* sobre elementos de concreto prefabricados o sobre sistemas metálicos. *Tabla 2.3*

| Código     | Espesor mínimo (cm) | Tipo de elemento                                           |
|------------|---------------------|------------------------------------------------------------|
| RCDF-95    | 3.0                 | Losas macizas y firmes colados <i>in situ</i>              |
|            | 6.0                 | Firmes colados <i>in situ</i> para claros mayores a 6.0 m. |
| UBC-94     | 5.10                | Losas macizas                                              |
|            | 6.40                | Firmes colados <i>in situ</i>                              |
| ACI 318-95 | 5.10                | Losas macizas y firmes colados <i>in situ</i>              |

Tabla 2.3 Espesores mínimos para firmes y sistemas de piso.

En lo que se refiere al análisis como diafragmas algunos métodos establecen una distribución de fuerzas sísmicas entre la losa y sus elementos de borde, lo que permite llegar a un diseño del sistema de piso en su conjunto. Para este caso es necesario idealizar de igual forma a los sistemas de piso como vigas horizontales con apoyos en los elemento verticales.

Desafortunadamente existen muy pocos estudios en cuanto al comportamiento como diafragma rígido de las losas compuestas y sobre todo de la losacero.

En los sistemas de piso losacero la rigidez y resistencia en su plano dependen básicamente del espesor del firme colado sobre los moldes metálicos, lo que representa una desventaja desde el punto de vista estructural ya que los espesores utilizados en la práctica son pequeños comparados con los espesores de las losas macizas o reticulares.

En un estudio realizado por Gómez González B., (Agosto 2001, ref. 2), se reporta el ensaye de sistemas de piso a base de losa maciza, vigueta y bovedilla y losacero, sometidos a cargas de compresión en sus esquinas opuestas. La losacero se construyó con lámina calibre 22 de 91.4 cm de ancho y un firme de concreto de  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ ; su armado fue con malla electro soldada de 6-6/10X10, con 5 cm de espesor sobre las costillas de la lámina, utilizando lámina común para claros de 2.70 y una sobrecarga admisible de  $510 \text{ kg/m}^2$ . En la tabla 2.4, se presentan los resultados experimentales y teóricos de la rigidez diagonal ( $k_{\text{diagonal}}$ ) de la losacero, analizados con la teoría de la elasticidad empleando un modelo de cuña. De estos se puede observar una diferencia notable debido a las imprecisiones para determinar las características elásticas de los materiales y a la presencia de deformaciones no despreciables que se presentan fuera del plano de los especímenes durante el proceso de carga, por lo que fue preciso calcular un factor correctivo.

$$k_{\text{diagonal}} = \frac{Et(\pi + 2)}{8 \ln D}, \text{ rigidez diagonal teórica.} \quad \text{Ec. 2.7.1}$$

Donde:

E= módulo de elasticidad del concreto

D= distancia desde el vértice de la cuña a un punto sobre la diagonal en el que ya no existe deformación radial. (mitad de la diagonal del tablero)

t= espesor promedio del tablero

$$\beta = \frac{k_{\text{experimental}}}{k_{\text{teórica}}}, \text{ factor correctivo.} \quad \text{Ec. 2.7.2}$$

Se considera que la rigidez diagonal depende únicamente del firme de concreto colado sobre elementos metálicos. El espesor promedio se toma como la suma del espesor promedio t1 más el 50% del espesor promedio t2 del elemento. (Ver figura 2.26)

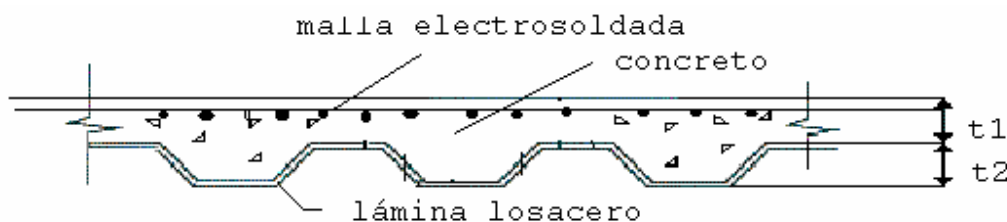


Figura 2.26. Esquema de losacero para el espesor promedio

La verificación del comportamiento como diafragma rígido de un tablero, depende de la rigidez lateral del sistema de piso. La relación entre  $k_{lateral}$  y  $k_{diagonal}$  para un tablero cuadrado es:

$$k_{lateral} = \frac{1}{2} k_{diagonal} \quad \text{Ec. 2.7.3}$$

Aplicando la teoría de la elasticidad se tiene que:

$$k_{lateral} = \frac{Et(\pi + 2)}{16 \ln D} \quad \text{Ec. 2.7.4}$$

| Diafragma                      | $k_{experimental}$ (t/cm) | $K_{teórico}$ (t/cm) | $\beta$ |
|--------------------------------|---------------------------|----------------------|---------|
| 1                              | 28.26                     | 151.94               | 0.19    |
| 2                              | 29.66                     | 154.88               | 0.19    |
| 3                              | 34.81                     | 126.68               | 0.27    |
| 4                              | 48.27                     | 136.28               | 0.35    |
| 5                              | 44.08                     | 145.51               | 0.30    |
| 6                              | 41.47                     | 148.82               | 0.28    |
| $\beta_{promedio}$<br>losacero |                           |                      | 0.31    |

Tabla 2.4 Comparación de resultados experimentales y teóricos del estudio sistema de piso losacero

Para el caso de **losa maciza**, mediante pruebas similares, el estudio antes citado evalúa la rigidez asumiendo que la rigidez diagonal depende únicamente del concreto. Los resultados se muestran en la *tabla 2.5*.

| Diafragma          | $K_{experimental}$ (t/cm) | $K_{teórico}$ (t/cm) | $\beta$ |
|--------------------|---------------------------|----------------------|---------|
| 1                  | 72.43                     | 181.05               | 0.40    |
| 2                  | 70.65                     | 162.54               | 0.43    |
| 3                  | 49.76                     | 214.26               | 0.23    |
| $\beta_{promedio}$ |                           |                      | 0.41    |

Tabla 2.5 Comparación de resultados experimentales y teóricos del estudio sistema de losa maciza

De igual forma, para el mismo estudio experimental, el cálculo de la rigidez diagonal del sistema de piso **losa de vigueta-bovedilla** toma en cuenta únicamente el firme de concreto colado sobre los elementos prefabricados, despreciando la contribución de la dala perimetral. Los resultados se presentan en la *tabla 2.6*.

| Diafragma                 | $K_{\text{experimental}} \text{ (t/cm)}$ | $K_{\text{teórico}} \text{ (t/cm)}$ | $\beta$ |
|---------------------------|------------------------------------------|-------------------------------------|---------|
| 1                         | 66.39                                    | 113.11                              | 0.59    |
| 2                         | 64.83                                    | 117.06                              | 0.55    |
| 3                         | 52.61                                    | 113.77                              | 0.46    |
| $\beta_{\text{promedio}}$ |                                          |                                     | 0.53    |

Tabla 2.6 Comparación de resultados experimentales y teóricos del estudio sistema de piso losa de vigueta-bovedilla

Como criterio para homologar resultados de  $K_{\text{lateral}}$ , se establece en el estudio que la ecuación 2.7.4 es aplicable en tableros cuadrados de sistemas de piso para casa habitacional, los cuales varían de dimensión de sus lados entre 2 y 6 metros. Los valores que pueden asignarse a  $D$  varían entre 1.41 y 4.24 metros, con lo que el término constante de la ecuación variará entre 0.053 y 0.065. Para fines de comparación se toma el promedio de ambos límites, 0.059.

De esta forma el estudio compara los resultados obtenidos con las ecuaciones y con los resultados experimentales, tomando el promedio de las rigideces laterales obtenidas a partir de las rigideces diagonales y factorizados por el producto  $Et$  correspondiente; la comparación se muestra en la *tabla 2.7*.

| Modelo                                       | $\frac{k_{\text{lateral}}}{Et}$ |
|----------------------------------------------|---------------------------------|
| Teoría de la elasticidad                     | 0.059                           |
| Experimental losa maciza promedio            | 0.025                           |
| Experimental losacero promedio               | 0.019                           |
| Experimental losa vigueta-bovedilla promedio | 0.032                           |

Tabla 2.7. Comparación entre modelos teóricos y experimentales del estudio antes citado.

Los factores de corrección  $\beta$  obtenidos con la ecuación 2.7.2 y los valores promedios para la teoría de la elasticidad, se presentan en la *tabla 2.8* donde puede observarse que varían un poco en comparación con los valores promedio de las tablas 2.4 a 2.6, esto derivado de las rigideces diagonales debido al uso de valores promedio, además de que los modelos utilizados tienen la limitante de no reproducir las condiciones de apoyo encontradas en la práctica. Sin embargo, pueden adoptarse estos factores de corrección a modelos estudiados para evaluar la rigidez de los sistemas de piso y evaluar su comportamiento como diafragma de tablero libre en su periferia, tomando siempre en cuenta que resulta necesario ahondar en nuevos estudios en relación con estos sistemas.

| Especímenes              | $\beta$ |
|--------------------------|---------|
| Losa maciza              | 0.423   |
| Losacero                 | 0.322   |
| Losa vigueta y bovedilla | 0.542   |

Tabla 2.8. Factor correctivo para la teoría de la elasticidad

Finalmente como resultado de la investigación, mediante el uso de la teoría de la elasticidad el estudio citado propone expresiones que permitan evaluar la rigidez en su plano de tableros contruidos para los sistemas de pisos estudiados, dentro de los cuales interesa para este estudio lo relativo al sistema de piso losacero.

De esta forma se tiene una ecuación general para determinar la rigidez lateral  $k_{lateral}$ , dada por la ecuación siguiente:

$$k_{lateral} = \frac{\beta Et(\pi + 2)}{16 \ln D} \quad \text{Ec.2.7.5}$$

donde:

|         |                                                         |
|---------|---------------------------------------------------------|
| $\beta$ | factor correctivo                                       |
| E       | módulo de elasticidad del concreto [ $\text{kg/cm}^2$ ] |
| t       | espesor del tablero [cm.]                               |
| D       | la mitad de la longitud de la diagonal [cm.]            |

Los factores correctivos  $\beta$  utilizados en la ecuación anterior son los obtenidos como promedio en las tablas 2.4 a 2.6 para cada sistema de piso y de donde para el caso losacero  $\beta$  tiene un valor de 0.31 por lo que la ecuación 2.7.5 se reduce a:

$$k_{losacero} = \frac{0.10Et}{\ln D} \quad \text{Ec. 2.7.6}$$

El estudio revisado solo contempla dos vértices como sistema de apoyo, un caso en el que la rigidez es mucho menor que los valores de los modelos teóricos, y con ello la necesidad de usar factores correctivos, debido a esto resulta necesario que se efectúen estudios experimentales que contemplen otras condiciones de apoyo.

Con lo anterior podemos decir que la rigidez de los sistemas de piso a base de losacero es comparable a los otros sistemas (losa maciza y los sistemas de losa a base de vigueta bovedilla) por lo que puede ser usado en cualquier aplicación que tengan estos otros sistemas de piso sin que represente alguna desventaja grave en cuanto a su funcionamiento, sobre todo ante fuerzas sísmicas.

## CAPÍTULO III

### SISTEMA DE PISO LOSAHABIT

#### III.1 DEFINICIÓN DEL SISTEMA DE PISO LOSAHABIT

El sistema de piso LOSAHABIT es un innovador sistema a base de lámina galvanizada (losacero) para la construcción de losas de techos y entrepisos en casas habitación (Manual de Instalación Losahabit, referencia 13). Consiste en un acanalado estibable con indentaciones que logran una adherencia adecuada entre concreto y lámina acanalada para funcionar como una losa integral con capacidad de carga eficiente.

Originalmente este sistema de piso surge para instalarse específicamente en estructuras de acero, sin embargo debido a las enormes ventajas que presenta, específicamente en su proceso de instalación, su adecuada capacidad de carga y comportamiento estructural; se a ha aplicado con éxito a la construcción de viviendas con muros de mampostería.

El sistema de piso se compone de la lámina acanalada (losahabit), de acero galvanizado ASTM A653 grado 37 ( $F_y = 2600 \text{ kg/cm}^2$ ); concreto de mínimo  $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$  (peso volumétrico  $2300 - 2400 \text{ kg/m}^3$ , revenimiento de  $12 \text{ cm.}$ ), acero de refuerzo por cambios térmicos (malla electro soldada de  $6-6/10-10$ ,  $F_y = 5700 \text{ kg/cm}^2$ , aunque también puede usarse un emparrillado de varillas). El acabado interior varía según las necesidades del constructor. La *figura 3.1* muestra los componentes de este sistema de piso.

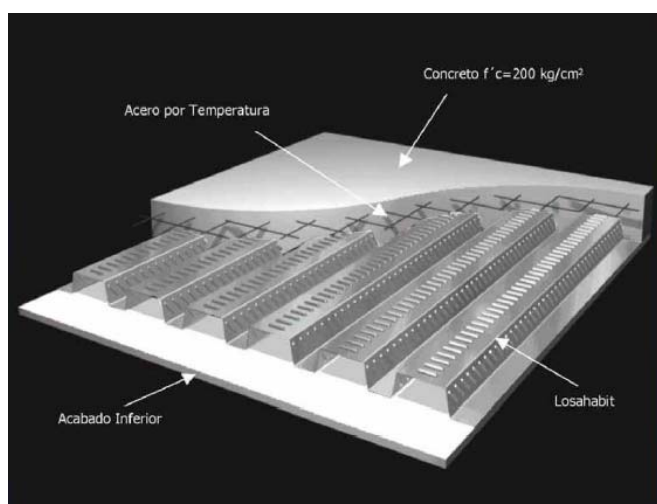


Figura 3.1 Componentes del sistema losahabit

### III.2 FUNCIONES CONSTRUCTIVAS

El sistema de piso losahabit cumple con muchas funciones constructivas, desde su etapa de instalación, durante el colado y a lo largo de toda la vida útil de la estructura.

En primera instancia, la lámina losahabit es una lámina acanalada con acero galvanizado que en su etapa de instalación, funciona como plataforma de trabajo, permitiendo el tránsito de las personas que la instalan, así como de otros especialistas de otras disciplinas como plomeros, electricistas, etc.

Durante la etapa de colado, la lámina funciona como cimbra permanente, trabajando independiente del concreto fresco; en esta etapa, la lámina cargará el peso del concreto fresco además del peso de las personas que están colando, por lo que es importante distribuir el concreto uniformemente para evitar acumular demasiado en un solo punto más allá del espesor requerido evitando con esto grandes deflexiones.

Finalmente la lámina losahabit y el concreto endurecido funcionaran en conjunto; La lámina trabajará como acero de refuerzo positivo como en el caso de una viga o losa de concreto reforzado tradicional.

Es indispensable seleccionar el producto con el calibre adecuado, así como el espesor del concreto y claro de apoyos permanentes adecuados. Para lo cual en el Manual Losahabit (referencia 13), se muestran tablas de claros máximos sin apuntalamiento y la capacidad de carga admisible de la lámina. La *figura 3.2* y la *tabla 3.1* muestran la ficha técnica de la lámina.

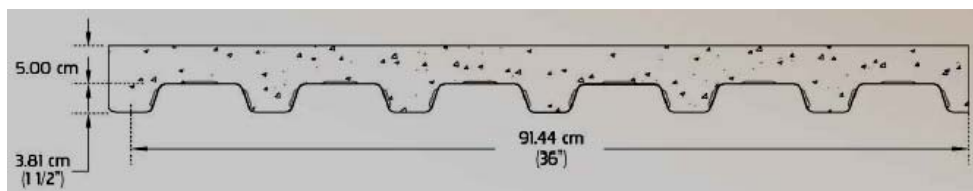


Figura 3.2 Geometría de la sección transversal

| Separación Entre Apoyos (m) |      |      |      |     |     |     |     |     |     |     |
|-----------------------------|------|------|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| 1.2                         | 1.4  | 1.6  | 1.8  | 2   | 2.2 | 2.4 | 2.6 | 2.8 | 3   | 3.2 |
| 1500                        | 1500 | 1497 | 1165 | 927 | 792 | 617 | 514 | 431 | 365 | 310 |

Tabla 3.1 Sobrecarga Admisible en kg/m<sup>2</sup>

La tabla de sobrecarga anterior es para un espesor de concreto de 5 cm sobre la cresta en calibre 24; fue evaluada con un concreto  $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ . La losahabit deberá tener apoyo en el perímetro de la losa, y la capacidad de carga mostrada

no aplica cuando se apoya sólo en sus dos extremos en claro simple tal y como se hace en dos muros de block.

A continuación se presentan algunas consideraciones sobre este sistema de piso:

La lámina deberá conectarse estructuralmente con la dala perimetral (dala de cerramiento) ya sea en colado monolítico de “Losahabit-Dala” o anclando varillas en la dala previamente colada. El acero por temperatura deberá ser preferentemente malla electro soldada 6-6/10-10 con un recubrimiento medido desde el nivel superior de la losa de 3/4 a 1 plg.

No es recomendable utilizar acelerantes de fraguado que contengan cloruros ya que estas sustancias dañan la capa de galvanizado de la lámina.

En caso de existir volados, la lámina solo actuará como cimbra y deberá revisarse la resistencia para cada caso. En este caso debe colocarse acero de refuerzo para momento negativo.

El claro máximo sin apuntalar es de 1.20 m

Para una capa de compresión de 5 cm de concreto por arriba de la cresta de la lámina, el volumen de concreto a utilizar es de  $0.0634 \text{ m}^3/\text{m}^2$ .

### III.3 PRINCIPALES VENTAJAS

Al igual que el sistema de piso losacero, el sistema losahabit presenta un gran número de ventajas en comparación con otros sistemas de piso. Podrían enumerarse una gran cantidad de ellas, sin embargo podemos considerar solo las siguientes:

- Ahorro de hasta 95% en cimbra, ya que la lámina sustituye a la cimbra de contacto.
- Elimina el costo de acero de refuerzo positivo y de su habilitación.
- Mínimo desperdicio de material.
- Ahorro en tiempos de construcción.
- Seguridad y facilidad de manejo de obra.
- Procedimiento constructivo sencillo y limpio.
- No requiere de herramienta especializada para su instalación.
- Hasta un 40% más ligera que los sistemas tradicionales.
- Compatible con diversos acabados inferiores.
- Gran durabilidad.

### III.4 REVISIÓN DEL DISEÑO

En la revisión del diseño de acuerdo con recomendaciones del SDI, deberán verificarse las deflexiones de la plancha de acero para el rango permisible. La  $\delta_{adm}$  en acción no compuesta se calcula con la ecuación 2.5.1 y deberá compararse con la  $\delta_{calc}$ , obtenida siguiendo la misma nomenclatura para el caso de losacero trabajando sin vigas, de la siguiente forma:

$$\text{Para un solo claro} \quad \delta_{calc} = 0.013 \frac{W_1 l^4}{EIb}$$

$$\text{Para dos claros} \quad \delta_{calc} = 0.0054 \frac{W_1 l^4}{EIb}$$

$$\text{Para tres o más claros} \quad \delta_{calc} = 0.0069 \frac{W_1 l^4}{EIb}$$

Se verifica que  $\delta_{calc} \leq \delta_{adm}$

La deflexión admisible del sistema compuesto se calcula como  $\delta_{adm} = \frac{100 \times l}{360}$  y la deflexión de diseño esta dada por  $\delta_{calc} = \frac{5 \times (W_1 + W_3) \times l^4}{348EI}$ , donde  $W_3$  involucra todas las cargas muertas y de servicio, tanto acabados, muebles y piso terminado.

De igual forma deberá verificarse que  $\delta_{calc} \leq \delta_{adm}$

Los esfuerzos de tensión y de compresión no deberán exceder el valor de  $0.6f_y$  y serán calculados de acuerdo al SDI como sigue:

Se tomarán dos posibles estados de carga para un solo claro con una carga puntual de  $P=70$  kg aplicado en el centro del claro y una carga uniformemente distribuida de  $W_2 = 100$  kg/m<sup>2</sup>. La relación de momentos considerada mayor será tomada para el diseño.

De esta forma si:

$$0.25Pl + 0.096W_1 l^2 > 0.125 \times (W_1 + W_2) \times l^2, \text{ entonces } M^+ = 0.25Pl + 0.096W_1 l^2$$

$$\text{de lo contrario } M^+ = 0.125 \times (W_1 + W_2) \times l^2$$

Para dos claros si:

$$0.203Pl + 0.096W_1 l^2 > 0.096 \times (W_1 + W_2) \times l^2, \text{ entonces } M^+ = 0.203Pl + 0.096W_1 l^2$$

de lo contrario  $M^+ = 0.096 \times (W_1 + W_2) \times l^2$ ;  $M_- = 0.125 \times (W_1 + W_2) \times l^2$

Para tres o más claros si:

$0.20Pl + 0.094W_1l^2 > 0.094 \times (W_1 + W_2) \times l^2$ , entonces  $M^+ = 0.20Pl + 0.094W_1l^2$

de lo contrario  $M^+ = 0.094 \times (W_1 + W_2) \times l^2$ ;  $M_- = 0.117 \times (W_1 + W_2) \times l^2$

Luego haciendo  $f_+ = \frac{M^+}{S_+}$  y  $f_- = \frac{M_-}{S_-}$ , deberá cumplirse que:

$$f_+ \leq 0.6f_y \text{ y } f_- \leq 0.6f_y$$

Donde  $S_p$  es el modulo de sección en la fibra superior.

La condición de momento último puede verificarse igualmente de la forma en que se hizo para la losacero trabajando sin vigas, siempre tomando en cuenta la condición de losa subreforzada o sobrerreforzada. De acuerdo con el SDI, puede verificarse que una losa se encuentra en estado subreforzado si se cumple que

$\frac{A}{b \times d} \leq 0.75\rho_b$  y el momento nominal en este estado se calcula como:

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

El momento último se obtiene en base a las cargas mayoradas, descritas anteriormente como  $W_u = 1.4(\gamma W_1 + W_3) + 1.7LL$  y finalmente debe cumplirse la condición  $M_u \leq 0.9M_n$

El cortante se verifica al cumplirse  $V_u \leq 0.8V_n$ , el cálculo de  $V_n$  puede efectuarse fácilmente con la ecuación 2.5.40, si se conocen las constantes de adherencia a cortante de la lámina  $k$  y  $m$ . De otra forma en la referencia 16 se especifica una forma de verificación del cortante que no depende de estas constantes y la cual se muestra a continuación:

Se verifica el cortante en el concreto como  $\frac{V_u}{A_c} \leq 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c}$

Con la finalidad de evaluar los resultados obtenidos para los ensayos experimentales, se verificará para la capacidad de carga de 600 kg/m<sup>2</sup> obtenida para la lámina, el tablero losahabit 3 de dimensiones 342 x 205 cm, lámina losacero 36/15, grado 37,  $f_y = 2600$  kg/cm<sup>2</sup>, con un espesor de concreto de 5 cm y apuntalamiento al centro del claro libre (171 cm). El área neta de la sección transversal fue de 11.5 cm<sup>2</sup> para dos láminas. Se verificarán deflexiones para estado compuesto y no compuesto, momentos positivos y la condición para cortante y momento último.

Debido a que el tablero usó apuntalamiento, la deflexión en el estado no compuesto se calcula como  $\delta_{calc} = 0.0054 \frac{W_1 l^4}{EIb}$ , que es la condición para dos claros.

De esta forma, despreciando el poco peso de la lámina, y con un peso unitario del concreto de 2.2 ton /m<sup>3</sup> y un volumen de 0.0634 metros cúbicos por metro cuadrado para concreto con un espesor de 5cm sobre la lámina (de tablas de losacero 36/15 calibre 24, ver Anexo de este trabajo).

$$W_1 = 2200 \times 0.0634 = 139.5 \text{ kg/m}^2 \text{ y } \delta_{calc} = 0.0054 \frac{139.5 \times 171^4}{2000000 \times 13.71 \times 100} = 0.24 \text{ cm; por}$$

$$\text{otro lado } \delta_{perm} = \frac{100 \times l}{180} = \frac{100 \times 1.71}{180} = 0.95 \text{ cm ó 1.9 (el que sea menor)}$$

Por lo que se verifica que  $\delta_{cal} = 0.24 < \delta_{adm} = 0.95 \text{ cm}$

$$\text{Calculando las deflexiones para el sistema compuesto: } \delta_{adm} = \frac{100 \times 3.20}{360} = 0.88 \text{ cm y}$$

$$\text{la deflexión calculada } \delta_{calc} = \frac{5 \times \left( \frac{139.5 + 600}{100^2} \right) \times 320^4}{348 \times 2000000 \times 13.71} = 0.41 \text{ cm, que es menor en comparación con 0.88 cm por lo que se cumple la condición.}$$

Verificando los esfuerzos de tensión y compresión, se tiene que para dos claros:

$$0.203 \times 70 \times 1.71 + 0.09 \times 139.5 \times 1.71^2 = 61.01 < 0.096 \times (139.5 + 100) \times 1.71^2 = 67.23 \text{ kg-m}$$

$$\text{Por lo que } M^+ = 0.096 \times (139.5 + 100) \times 1.71^2 = 67.23 \text{ kg-m} = 6723.0 \text{ kg-cm;}$$

$$M_- = 0.125 \times (139.5 + 100) \times 1.71^2 = 87.54 \text{ kg-m} = 8754.0 \text{ kg-cm}$$

$$\text{luego } f_+ = \frac{6723.09}{5.95} = 1129.93 \text{ y } f_- = \frac{8754.024}{6.35} = 1378.58 \text{ en kg/cm}^2$$

$$\text{con lo que se verifica que } f_+ < 0.6 f_y = 0.6 \times 2600 = 1560 < f_-$$

Verificando la condición de momento último, se tiene que:

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} \frac{h - h_d}{d} = 0.85 \times 0.85 \frac{200}{2600} \frac{0.003}{0.003 + 2600/2 \times 10^6} \frac{8.81 - 3.81}{8.81 - 2.5} = 0.03$$

$$\frac{11.5}{100 \times (8.81 - 2.5)} = 0.018 \text{ y como } \frac{A}{b \times d} = 0.018 \leq 0.75 \rho_b = 0.03, \text{ entonces el momento nominal en este estado subreforzado se calcula como:}$$

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 11.5 \times 2600 \left( (8.81 - 2.5) - \frac{0.85 \times 200 \times 100}{2} \right) = 162374.5 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

El momento último se obtiene en base a las cargas mayoradas, descritas anteriormente como  $W_u = 1.4(W_1 + W_3) + 1.7LL$ , sin embargo debido a que la carga de  $600 \text{ kg/m}^2$  es la capacidad de carga límite de servicio, no es necesario multiplicarlo por estos factores. De esta forma  $W_u = 139.5 + 600 = 739.5 \text{ kg/m}^2$

$$M_u = \frac{W_u \times l^2}{8} = \frac{739.5 \times 3.42^2}{8} = 1081.2 \text{ kg}\cdot\text{m} = 108118.6 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

y finalmente debe cumplirse la condición  $M_u \leq 0.9M_n$  que para este caso se tiene  $108118.6 < 0.9 \times 162374.5 = 146137$ , por lo que se verifica la condición de momento último.

Para verificar la condición por cortante se tiene que el cortante último se calcula en base a las cargas mayoradas, sin embargo para este caso, se tiene la carga límite de servicio y el multiplicar por los factores de carga no es necesario. De tal forma que el cortante último se calcula solo tomando en cuenta el peso propio del tablero y la carga de  $600 \text{ kg/m}^2$ .

$$V_u = \frac{(139.5 + 600) \times 3.42}{2} = 1264.5 \text{ kg/m} = 12.65 \text{ kg/cm}$$

Como no conocemos las constantes de adherencia a cortante  $k$  y  $m$ , el cortante en el concreto se verifica con:

$$\frac{12.65}{0.05 \times 100} = 2.53 < 0.85 \times 0.53 \sqrt{200} = 6.37, \text{ por lo que se cumple la condición.}$$

De acuerdo con la revisión anterior, puede afirmarse que para este sistema de piso analizado y de acuerdo a las características y especificaciones para la lámina utilizada, la carga de  $600 \text{ kg/m}^2$  recomendada como capacidad de carga es aceptable, aunque se observa que la condición para momento último y esfuerzos positivos y negativos se encuentran cercanos al valor límite.

### III.5 PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo del sistema de piso losahabit es muy sencillo y puede describirse en una serie de ocho pasos de acuerdo con la referencia 13, los cuales se muestran a continuación:

Muros de apoyo. Los muros que van a recibir losahabit deben estar terminados a la altura final, (incluyendo la pendiente que tendrá la losa), nivelados y con las preparaciones para recibir losahabit según sea el caso: que se cuele monolítico el cerramiento o se instale sobre el cerramiento ya precolado. *Figura 3.3.*



Figura 3.3 Preparación de los muros de apoyo

Izaje de la lámina. Debido a su ligereza, las láminas losahabit pueden izarse a la posición final con solo dos personas tomando en cuenta las medidas de seguridad correspondientes, deberán utilizarse guantes para evitar dañarla por impactos. Es importante tomar las precauciones pertinentes en el trabajo de altura y evitar trabajar cuando existen vientos fuertes. *Figura 3.4.*



Figura 3.4 Izaje de la lámina losahabit

Apuntalamiento temporal y fronteras. Se requiere de apuntalamiento temporal durante el proceso de colado al centro para claros mayores a 1.20 metros. Si se utiliza madera, se podrá utilizar barrote de 4 x 4 plg a cada metro (no menor ya que la lámina podría dañarse), *figura 3.5.* En caso de utilizar otro método como puntales de acero, se deberá de colocar de acuerdo al proveedor. El

apuntalamiento deberá permanecer al menos 3 días después de colado. En el perímetro se coloca una frontera empleando un tablón de madera. *Figura 3.6.*



Figura 3.5 Apuntalamiento de la losahabit



Figura 3.6 Fronteras en el perímetro empleando tabloncillos

Colocación de la lámina. Las láminas de losahabit deben instalarse en un solo sentido en forma secuencial para aprovechar el sistema de traslape lateral. En el sentido que apoya la lámina, ésta debe asentarse sobre el eje del muro/cerramiento (mitad del espesor del block). *Figura 3.7.*



Figura 3.7 Instalación de losahabit directamente sobre muros

Refuerzo por temperatura. El refuerzo por temperatura es muy importante ya que evita la aparición de grietas en el concreto. Como refuerzo por temperatura, lo más práctico es utilizar malla electro soldada 6-6/10-10, la cual deberá estar colocada a nivel adecuado dentro del patín a compresión de losahabit, de modo que tenga un recubrimiento con respecto al nivel superior de la losa de 1 plg máximo y 3/4 mínimo. *Figura 3.8.*



Figura 3.8 Colocación del refuerzo por temperatura

Instalaciones eléctricas e hidrosanitarias. La lámina losahabit puede ser perforada para el paso de instalaciones eléctricas o hidrosanitarias. En cualquiera de los casos, se recomienda hacer corte en la lámina con herramientas adecuadas para evitar hacer cortes innecesarios o que afecten estructuralmente a la lámina. *Figura 3.9a y 3.9b.*



Figura 3.9a Colocación de las instalaciones eléctricas.



Figura 3.9b Colocación de las instalaciones sanitarias.

Colado del concreto. El concreto a emplear deberá tener una resistencia a la compresión a 28 días  $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ . En cualquiera de los métodos empleados es muy importante verificar la resistencia a compresión y durante el proceso de construcción no se debe acumular demasiado concreto en el centro del claro libre. Sino que a medida que se vaya vaciando, se deberá distribuir uniformemente manteniendo en promedio el espesor de concreto sobre la cresta de la lámina (5 cm). La *figura 3.10a. - 3.10f.*, muestra la serie de etapas que siguen en la colocación del concreto.



a. Colado de cerramientos



b. Vaciado del concreto



c. Distribución del concreto



d. Nivel constante del concreto



e. Enrase de la losa



f. Losahabit terminada

Figura 3.10a - 3.10f Colocación del concreto con bomba

No es recomendable transitar carretillas cargadas sobre el acanalado, a menos que se coloquen tabloncillos en el trayecto. La losa deberá ser curada según los reglamentos aplicables por el fabricante o por las normas vigentes de construcción de la zona.

La versatilidad del sistema losahabit le permite tener varias alternativas de acabado inferior, tales como acabado aparente (galvanizado o pintado), tablero de yeso, malla de acero desplegable para acabado con yeso.

## CAPÍTULO IV

### ESTUDIO ANALÍTICO Y EXPERIMENTAL DE UN SISTEMA DE PISO PARA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Materiales del Departamento de Estructuras de la División de Ingenierías Civil y Geomática, con ayuda del marco de carga del equipo AMSLER. Los tableros de losa fueron contruidos con base en las especificaciones técnicas del sistema “LOSAHABIT”, es decir, para un espesor de 5 cm sobre la cresta de la lamina Losacero 36/15 calibre 24; el tablero tipo ensayado tuvo dimensiones: 320 cm de claro largo x 181 cm de claro corto, medidos a paños interiores de muro, el cual se apoyó en una estructura construida a base de muros de mampostería, atendiendo a los requerimientos solicitados por la prueba. La instrumentación se realizó utilizando medidores de desplazamientos ubicados en sitios estratégicos, para observar el comportamiento de los tableros de losa.

Para los fines del estudio y, de común acuerdo con personal técnico de la empresa, se propuso evaluar 3 tableros de losa de 342 cm de largo por 205 cm de ancho, apoyados sobre cadenas de concreto y muros de tabique, de acuerdo a las especificaciones proporcionadas por la ficha técnica del sistema. En las *figuras 4.1* y *4.2* se aprecian la disposición del modelo completo de prueba dentro del marco de carga.



Figura 4.1 Disposición del sistema Losahabit dentro del marco de carga

Las características de los materiales y el control de calidad de estos, se ajustaron a lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC- Mampostería) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente. La estructura de soporte de los tableros de losa contempló la existencia de un acceso a la parte inferior del sistema “Losahabit”, de utilidad para la realización de diferentes tareas durante las etapas de construcción y ensaye, ver *figura 4.2*.

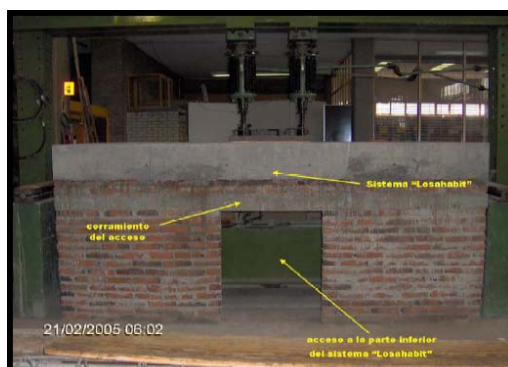


Figura 4.2 Estructura de mampostería con entrada en la parte inferior del sistema losahabit

#### IV.1 PREPARACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE APOYO

Definidas las dimensiones de los tableros de losa, se hizo el trazo para alojar a la mampostería estructural dentro del marco de carga; la elección de los mampuestos y la calidad del mortero utilizado, estuvo apegada a lo recomendado por las NTC- Mampostería en el párrafo 2.5.2 y la tabla 2.2 para mortero tipo I; así mismo se cuidó que hubiera un adecuado control de calidad durante el proceso constructivo, *figura 4.3*.

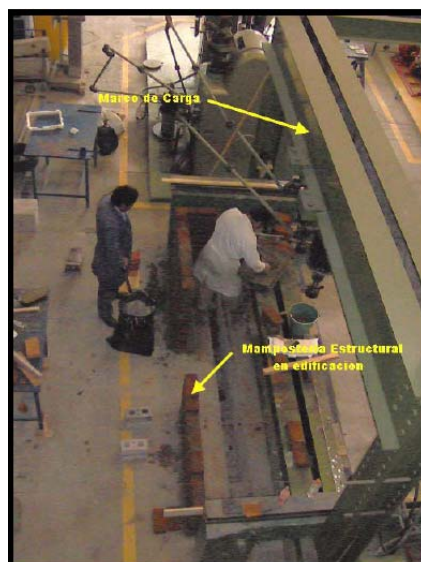


Figura 4.3 Proceso de construcción del sistema de apoyo

## IV.2 CONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA “LOSAHABIT”

Concluida la construcción de la estructura de mampostería, sé procedió a la instalación del sistema “Losahabit”, de acuerdo con los planos proporcionados por los representantes de la empresa IMSA. En las *figuras 4.4 a 4.11* se ilustra la secuencia del proceso de construcción del tablero de losa, en el que se identifican las siguientes etapas.

- Colocación del refuerzo perimetral y cimbra en cadenas de cerramiento sobre estructura de mampostería, *figuras 4.4 y 4.5*
- Colocación de la lámina acanalada sobre el armado perimetral del sistema, *figuras. 4.7 y 4.9*
- Colocación de la malla electro soldada en el plano principal del sistema y del lienzo de refuerzo para momento flexionante negativo, *figura 4.8.*
- Doble a 90° y traslape del lienzo de malla electro soldada (refuerzo para momento negativo) al lienzo principal para garantizar continuidad en el perímetro del sistema, *figuras 4.10 y 4.11.* El lienzo de malla electro soldada se traslapa una longitud de 30 cm, para garantizar que este refuerzo desarrolle su máxima resistencia.
- Supervisión del proceso constructivo y acomodo de los elementos, antes del colado, *figura 4.6.*
- Colocación del concreto en la lámina, *figura. 4.12.*



Figura 4.4 Colocación del refuerzo perimetral



Figura 4.5 Colocación de la cimbra sobre la estructura de mampostería



Figura 4.6 Técnicos de IMSA realizando la supervisión del proceso constructivo



Figura 4.7 Detalle de colocación de lámina sobre armado perimetral

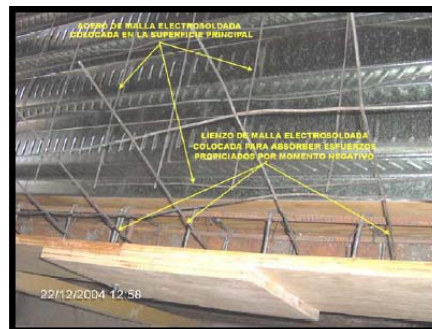


Figura 4.8 Colocación de la malla electro soldada en losa y cadena perimetral

## CAPÍTULO IV. ESTUDIO ANALÍTICO Y EXPERIMENTAL DE UN SISTEMA DE PISO PARA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL

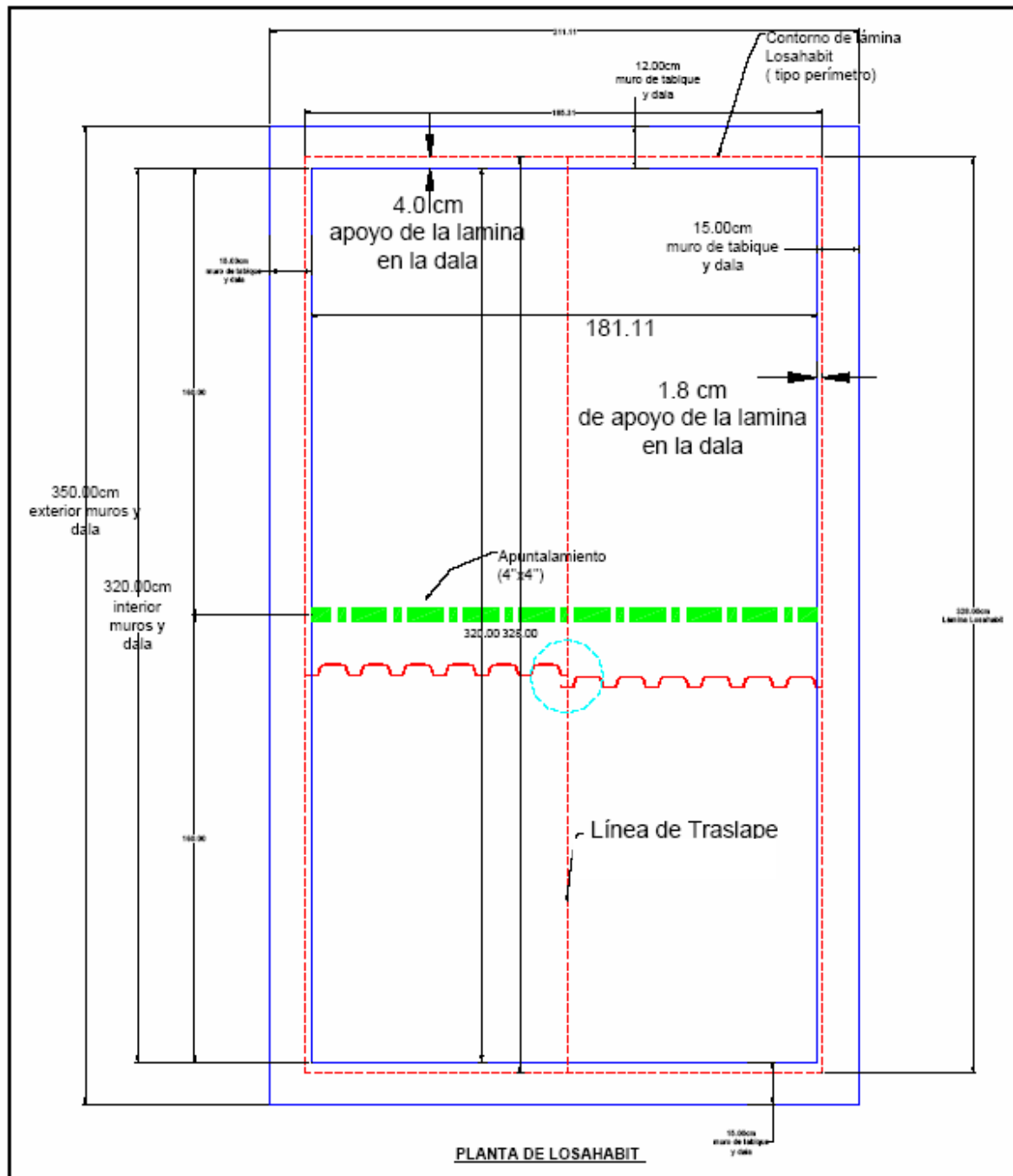


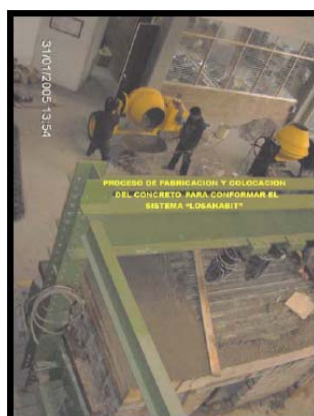
Figura 4.9 Dimensiones generales para la colocación de la lámina acanalada sobre el armado perimetral.



Figura 4.10 Doble lienzo de malla electro soldada en la cadena perimetral y traslape con el lienzo principal para dar continuidad en el perímetro del sistema.



Figura 4.11 Longitud del traslape del lienzo de malla electro soldada colocado en el borde y en el interior del tablero de losa.



(a).



(b).



(c).



(d).

Figura 4.12a - 4.12d Proceso de colado del concreto en el sistema losahabit.

### IV.3 DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYES Y RESULTADOS

Los 3 modelos del sistema “Losahabit” fueron ensayados en el marco de carga del equipo AMSLER, simulando la aplicación de una carga uniformemente distribuida perpendicular a su plano, lo cual se logró con la ayuda de una placa de alta rigidez capaz de transmitir cargas simétricas, aportadas por los actuadores, *figuras 4.13 y 4.14*.

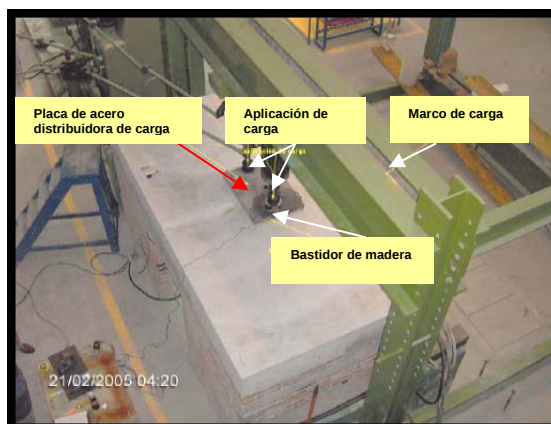


Figura 4.13 Vista general del sistema de prueba losahabit



Figura 4.14 Vista lateral de la aplicación de la carga losahabit

A su vez, la carga total fue transmitida al sistema de losa “Losahabit” por medio de un bastidor de madera colocado en el perímetro de la placa rígida, capaz de absorber las imperfecciones del sistema, con lo cual se generó una carga lineal de intensidad uniforme en el perímetro de la placa, *figura 4.15*.

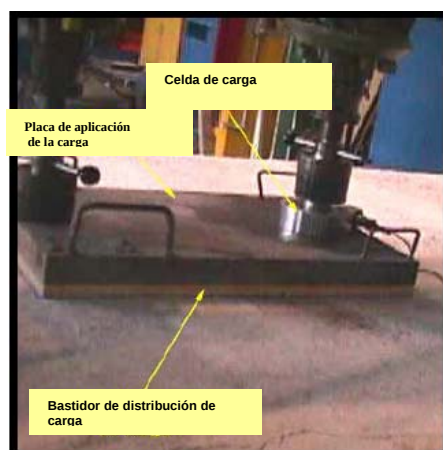


Fig. 4.15. Detalle del sistema de aplicación de carga

La instrumentación de la losa se realizó utilizando tres medidores de desplazamientos ubicados en sitios estratégicos, el principal fue colocado en el centro de la losa, los dos restantes se ubicaron a un cuarto de los claros corto y largo, como se muestra en la *figura 4.16*.



Figura 4.16 Medidores de desplazamiento (micrómetros) ubicados en sitios donde se desea conocer la deflexión producida por la carga

La aplicación de la carga se realizó con incrementos de 100 kgf por cada actuador, es decir 200 kgf en total; para cada uno de estos incrementos de carga se obtuvieron lecturas de desplazamientos en los deformímetros y finalmente se construyeron las curvas de comportamiento presentadas en la descripción de los ensayos. Adicionalmente al registro de carga del equipo AMSLER, también se midió la carga aplicada por los actuadores con la ayuda de una celda de carga,

como se muestra en la *fig. 4.15*. Con esta información, se elaboró una tabla que concentra los resultados obtenidos en las pruebas, con los cuales fue posible recomendar un valor de carga uniformemente distribuida para el sistema probado. La carga recomendada es de  $600 \text{ kg/cm}^2$ . Se presenta a continuación una descripción de los ensayos realizados a los 3 tableros de “losahabit”.

#### ENSAYE DE “LOSAHABIT” 1

El colado del concreto de “Losahabit” 1, se realizó bajo condiciones de temperatura del orden de  $4^\circ\text{C}$ , lo que propició que el acelerante de fraguado utilizado no surtiera efecto, alcanzándose una resistencia en el concreto de  $130 \text{ kg/cm}^2$  para el día del ensaye, sin embargo, el análisis de la sección nos permitió establecer que, dada la profundidad mínima del bloque de esfuerzos en compresión, el ensaye podía realizarse garantizando que la lamina acanalada, desarrollaría su resistencia máxima, como lo muestra el análisis de la sección del sistema “Losahabit” de la *figura 4.17*.

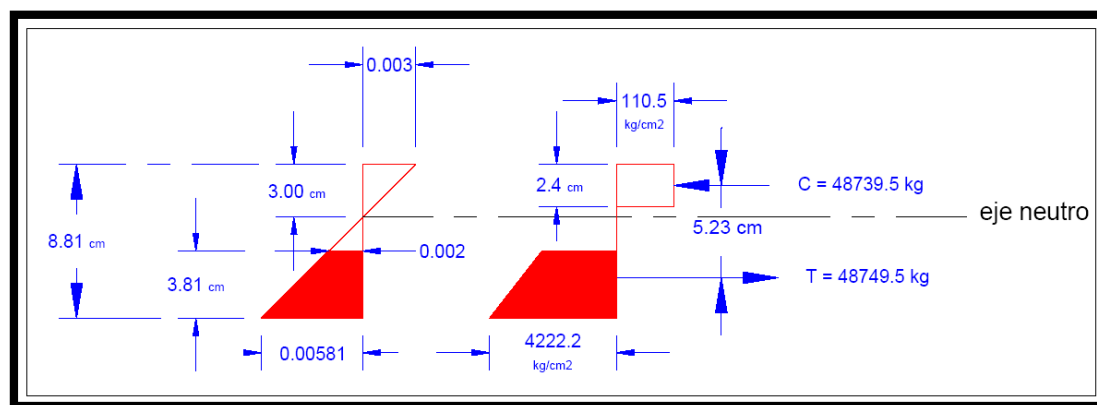


Figura 4.17 Diagrama de esfuerzos y deformaciones de losahabit 1

En la *figura 4.17* es posible observar que el nivel de deformaciones es suficientemente grande para garantizar que la fuerza en tensión aportada por la lámina galvanizada dependió de su resistencia máxima. Por otro lado, la resistencia de  $130 \text{ kg/cm}^2$ , alcanzada en la fecha de ensaye, produjo una disminución en el modulo elástico del concreto y, por tanto, favoreció la aparición de deflexiones mayores a las estimadas.

En los resultados presentados en la gráfica de la *figura 4.18*, se observa la gran ductilidad que presenta el sistema para cargas superiores a  $3000 \text{ kgf}$  donde, para este valor, se registra una deflexión de  $2 \text{ cm}$  en el centro del tablero; así mismo se aprecia que la capacidad del sistema estuvo cercana a los  $4500 \text{ kgf}$ .

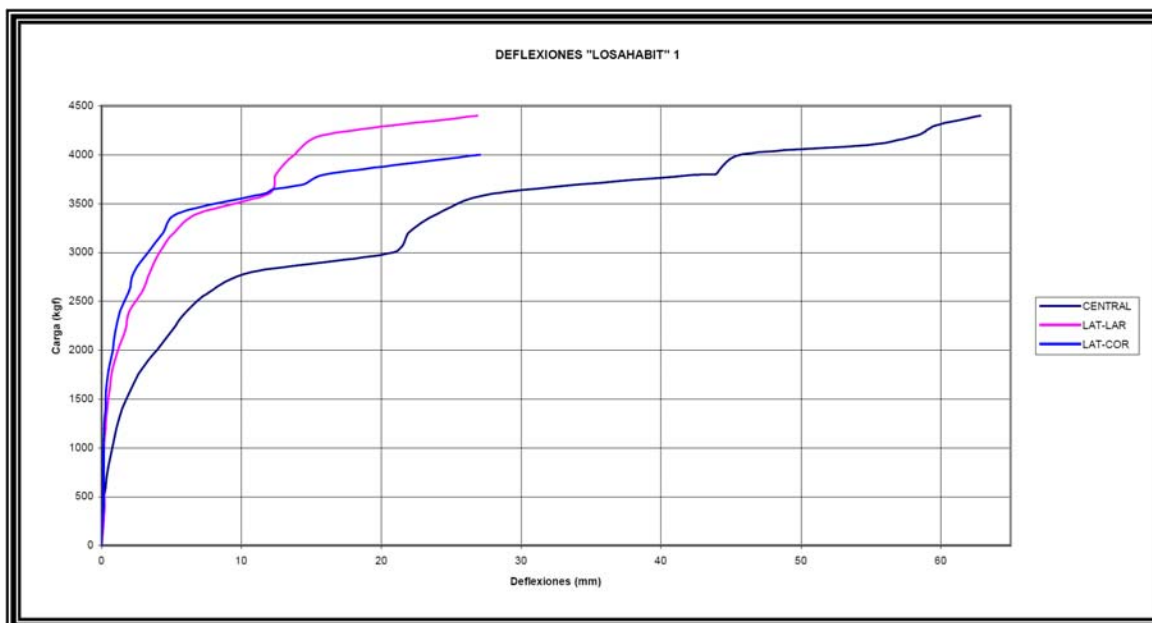


Figura 4.18 Curvas Carga-Deflexión losahabit 1

#### ENSAYE DE “LOSAHABIT” 2

El ensaye de “Losahabit” 2 se realizó con un par de variantes respecto al de “Losahabit” 1; la primera consistió en que la resistencia a la compresión del concreto fue de  $250 \text{ kg/cm}^2$ ; la segunda variante se derivó del patrón de agrietamiento producido en la losa del ensaye No 1, en el cual se observó que la aparición de las primeras grietas estuvieron asociadas a la fluencia del acero colocado en los bordes del tablero para resistir el momento negativo, por lo cual, después de realizar algunos cálculos simples, se propuso adicionar al presente ensaye, no uno sino dos lienzos de malla electro soldada en la unión del sistema con la cadena perimetral de apoyo, con el fin de mejorar su capacidad y retardar la aparición del patrón de agrietamiento observado. Bajo condiciones de temperatura más favorables y con el uso del un aditivo acelerante de fraguado y de ceniza volante (fly ash), se logró que la resistencia del concreto a la compresión evolucionara extraordinariamente a los 8 días, alcanzando un valor de  $250 \text{ kg/cm}^2$ . En el diagrama que se presenta en la *figura 4.19*, es posible observar que el bloque de esfuerzos en compresión es muy pequeño lo que ocasiona que se presente un pequeño incremento en el brazo del par interno, respecto al diagrama del tablero “Losahabit”1, que es poco significativo en términos del incremento del momento resistente; en éste mismo diagrama se aprecia que el crecimiento de las deformaciones unitarias en la lamina acanalada respecto de “Losahabit”1, es de 2.3 veces, lo que la representa un incremento en la ductilidad, atributo fundamental en cualquier elemento estructural. Los resultados del ensaye arrojaron, *figura 4.20*, que el incremento en la resistencia del concreto ocasionó un aumento en su rigidez a flexión, la cual depende directamente del modulo elástico y, por tanto, se mejoró el comportamiento del sistema, aunque no necesariamente su capacidad, ya que si se toma el mismo valor de carga al que se hizo referencia

#### CAPÍTULO IV. ESTUDIO ANALÍTICO Y EXPERIMENTAL DE UN SISTEMA DE PISO PARA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL

en el ensaye No.1 ( 3000 kgf ), la deflexión registrada no superó 0.5 cm, mientras el sistema soportó una carga muy similar (4500 kgf); este hecho hace evidente que la capacidad del sistema, depende principalmente de la resistencia que ofrece la lamina galvanizada del sistema “Losahabit”.

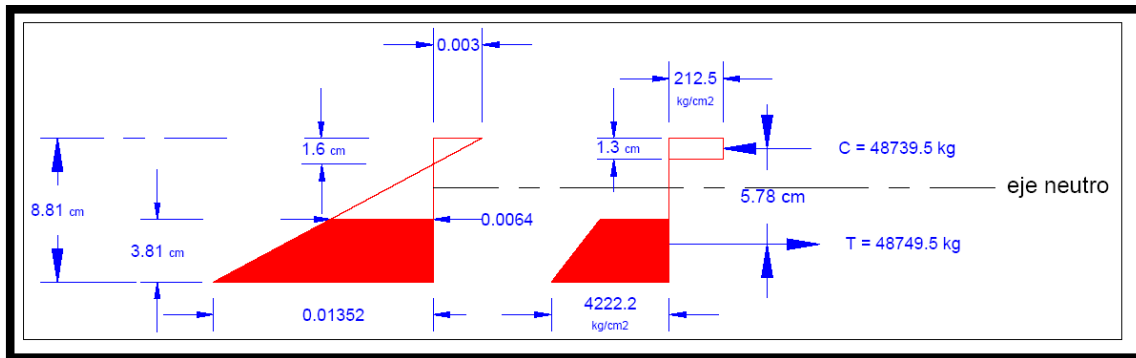


Figura 4.19 Diagrama de esfuerzos y deformaciones de losahabit 2

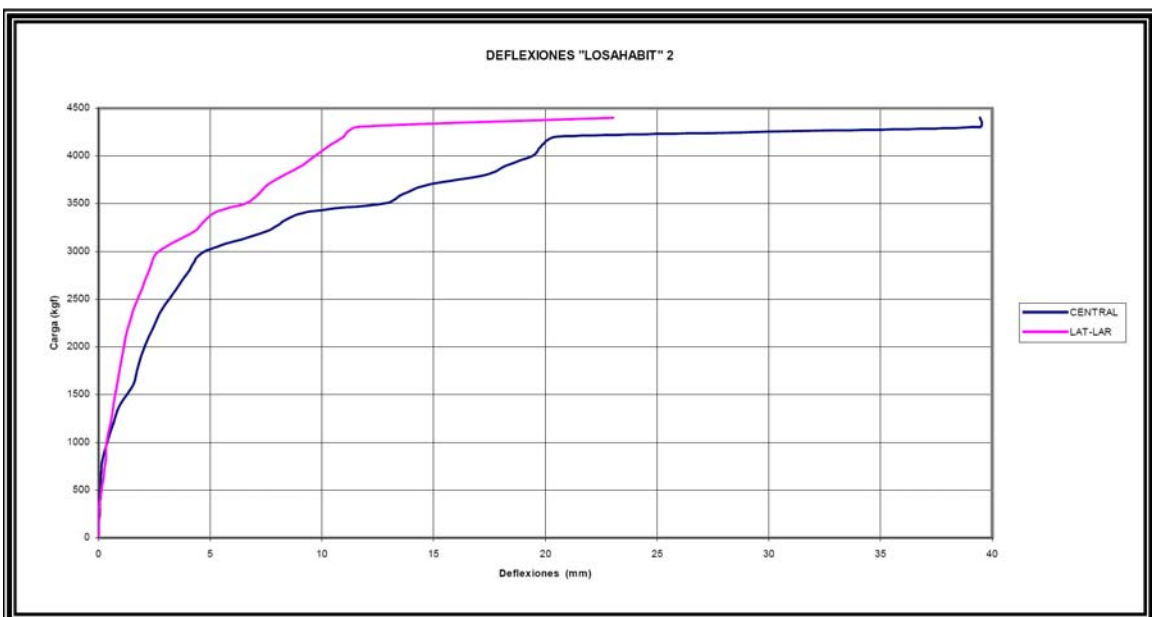


Figura 4.20 Curvas Carga-Deflexión losahabit 2

### ENSAYE DE “LOSAHABIT” 3

Para el tablero “Losahabit” 3, las condiciones de prueba fueron las mismas que en las anteriores, lográndose que la resistencia del concreto fuera de  $200 \text{ kg/cm}^2$ , valor recomendado por los técnicos de IMSA; dicha resistencia también fue obtenida en 8 días, utilizando aditivo acelerante de fraguado y ceniza volante (fly ash). En el diagrama que se muestra para “Losahabit” 3, *figura 4.21*, es posible observar que el brazo del par interno prácticamente no varía con respecto de los anteriores, lo que nos permite establecer que el momento resistente de la sección del sistema, tampoco varía.

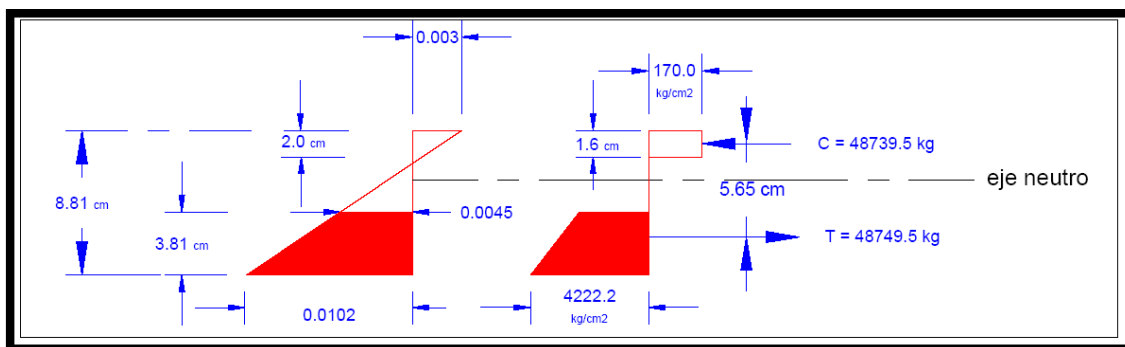


Figura 4.21 Diagrama de esfuerzos y deformaciones losahabit 3

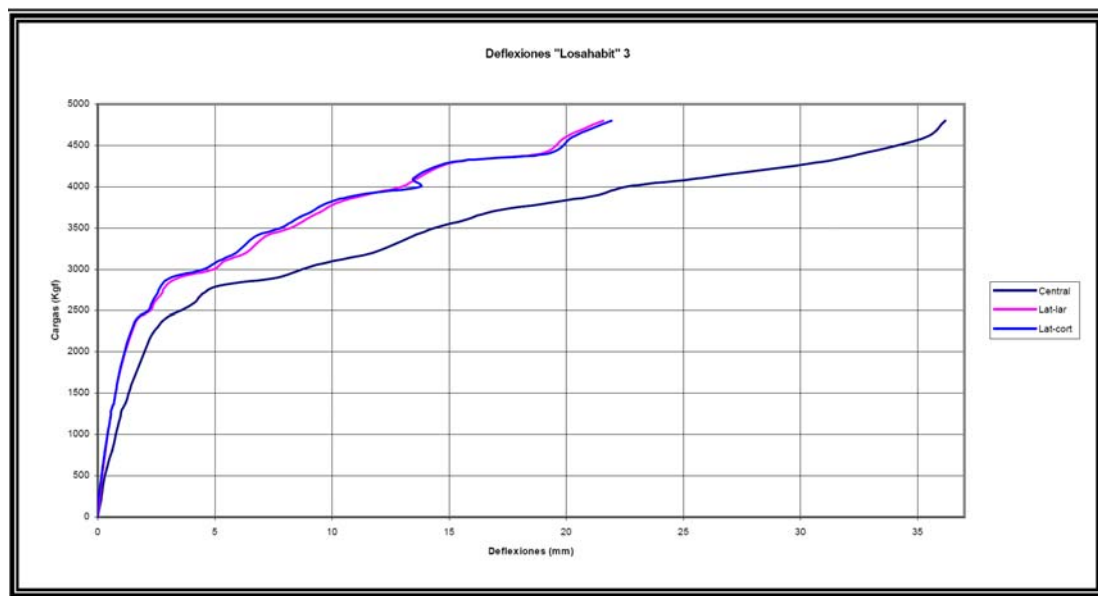


Figura 4.22 Curvas Carga-Deflexión losahabit 3

Los resultados del ensaye muestran, *figura 4.22*, que la rigidez a flexión del sistema fue satisfactoria y su ductilidad adecuada, ya que para el mismo valor de carga tomado como referencia en los dos ensayos anteriores (3000 kgf), se presentó una deflexión de 0.8 cm.; también es evidente que la capacidad del sistema se mantuvo en el mismo rango de carga (4500 kgf).

#### IV.4 MODELACIÓN ANALÍTICA

Para complementar y mejorar el comportamiento experimentado por los tableros de losa, se desarrolló un modelo de elemento finito, *figuras 4.23 y 4.24*, con base en las características geométricas del sistema y propiedades mecánicas de los materiales, en el que se simularon los ensayos realizados.

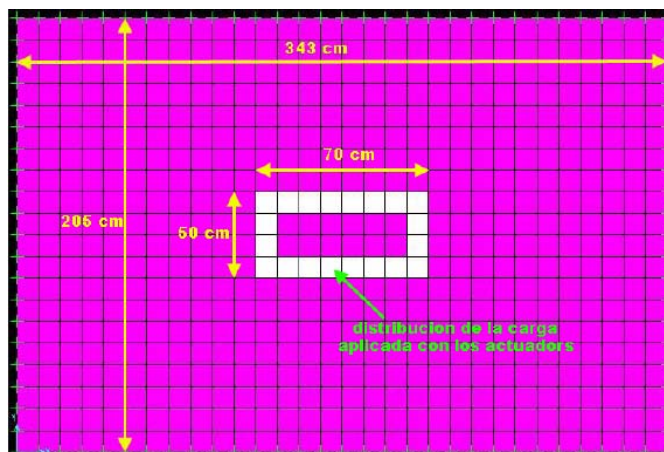


Figura 4.23 Vista en planta del sistema losahabit modelado con la técnica del “elemento finito”

Para el análisis de los modelos se consideró la aplicación de una carga de 3000 kgf, valor que se utilizó como referencia para la comparación de deflexiones obtenidas de los diferentes ensayos, que por otro lado corresponde al valor de la carga aplicada en el sistema, a partir del cual se incrementan notablemente las deflexiones en los 3 ensayos realizados.

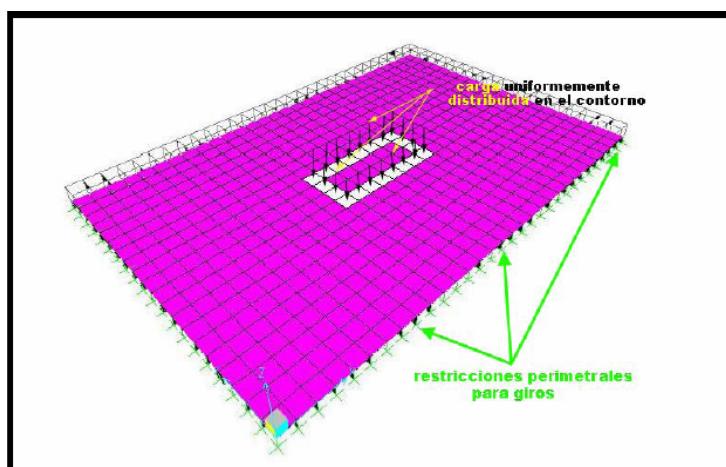


Fig. 4.24. Vista en isométrico del modelo estructural con carga aplicada

En la *figura 4.25* se muestran las distribuciones de momento flexionante en diagramas de contorno; en el diagrama superior se observa una distribución de contornos más suavizada, asociada a la existencia de la capa de concreto con un acabado uniforme, mientras que en la figura inferior, los contornos muestran trayectorias agudas en el sentido longitudinal del tablero de losa, que pueden atribuirse al acanalado que posee la lamina galvanizada en esa dirección.

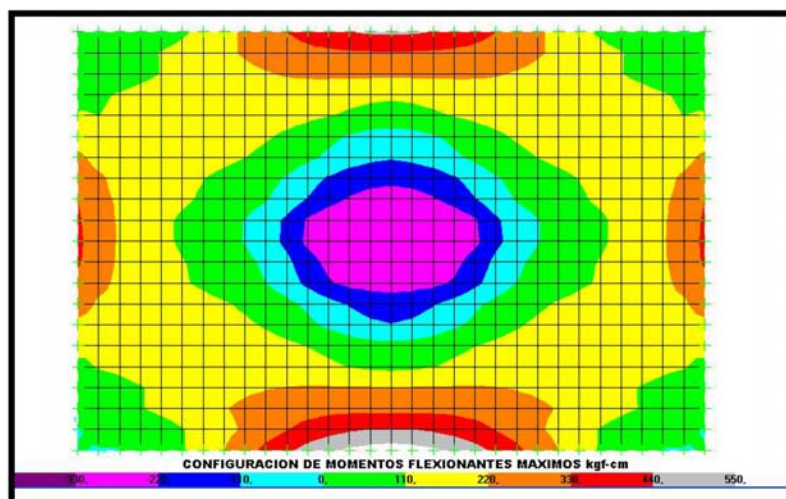


Fig. 4.25a

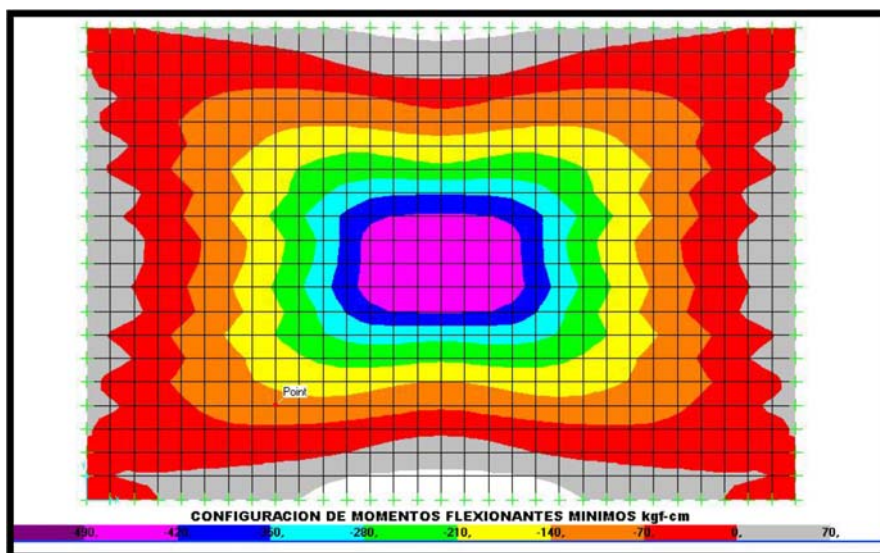


Fig. 4.25b

Figura 4.25 Diagramas de contorno de momentos flexionantes

#### IV.5 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En la *figura 4.26* se muestran los resultados de esfuerzos normales obtenidos del análisis y el patrón de agrietamiento obtenido de los ensayos de los 3 tableros de losa. Haciendo una comparación, es posible percatarse que la configuración de contorno de esfuerzos es similar al patrón de grietas aparecido durante el ensayo de las tres piezas y que la magnitud de los esfuerzos que producen este agrietamiento, se encuentra aproximadamente alrededor del 12% de la resistencia en compresión alcanzadas en las pruebas (contorno amarillo) cuyos valores van de los 16 los 32  $\text{kg/cm}^2$ .

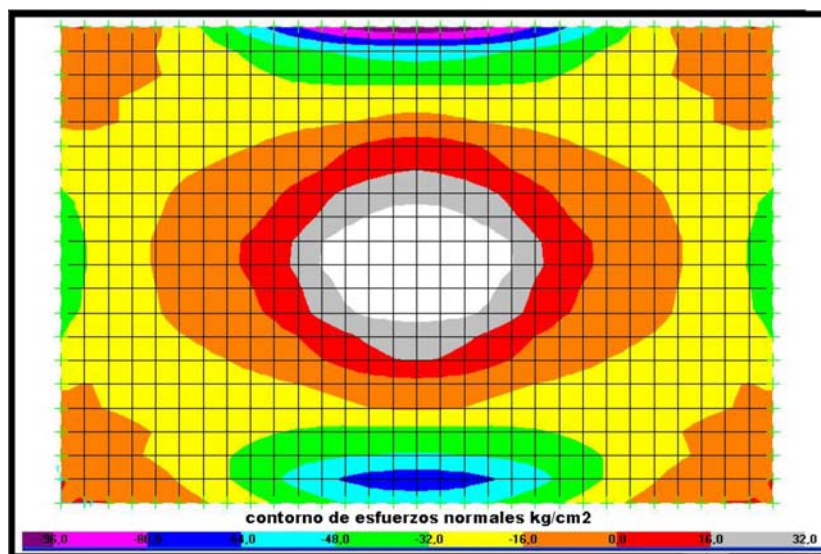


Fig. 4.26a



Fig. 4.26b

Fig. 4.26. Resultados analíticos y experimentales  
(a). Contorno de esfuerzos obtenido con la técnica del “elemento finito”.  
(b). Patrón similar de grietas obtenidos en las tres pruebas.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### CONCLUSIONES

Con base en la investigación documental realizada para este trabajo, es posible darnos cuenta que si bien el sistema de piso losacero no es un sistema realmente nuevo, si lo es su aplicación al uso para vivienda de interés social encaminado a una mayor facilidad, rapidez de ejecución y una reducción en su costo. Por otro lado la información referida a estos sistemas de pisos, es en verdad muy escasa y aunado a la gran variedad de láminas por diferentes fabricantes en sus diferentes tamaños y formas, hacen que el diseño de estos sistemas de pisos sea poco claro; por lo que resulta necesario proponer ciertas secciones, calibre y espesores de losa de tal forma que al verificar su comportamiento bajo ciertas condiciones de carga de no se rebasen ciertos límites establecidos por los códigos de diseño.

Con respecto a la rigidez del sistema de piso losacero, podemos decir que de acuerdo con la información revisada, es comparable con los sistemas de pisos más comunes como lo son la losa maciza y la losa de vigueta-bovedilla, por lo que puede ser utilizado en cualquier aplicación que estos sistemas tengan sin que represente alguna desventaja grave en cuanto a su funcionamiento y al ser posible tratarlo como diafragma de cuerpo rígido, se facilita su análisis, sobre todo ante fuerzas sísmicas.

Debido a la falta de información sobre el tema y a la diversidad de láminas existentes, es indispensable determinar el comportamiento de estos sistemas de piso mediante modelos experimentales a escala, que aunque bastante caros, proporcionan información útil y mejoran su comprensión y entendimiento para poder aplicarlos en muchos otros procesos de construcción.

En el presente estudio se compararon los modelos experimentales y analíticos de tres tableros del sistema conocido en el mercado como “losahabit” y en base a los resultados se presentan las siguientes conclusiones:

- Los resultados obtenidos en el presente estudio permiten establecer que altas resistencias en el concreto se traducen en incrementos en las cargas de servicio, puesto que la rigidez a flexión del sistema aumenta. Este fenómeno se presenta en la transición hacia la capacidad máxima del sistema.
- La capacidad de carga máxima del sistema “Losahabit” depende de la resistencia de la lamina galvanizada, inclusive para resistencias bajas en el concreto, donde esta se dará en los mismos niveles de carga ultima, como lo demuestra este estudio.
- La carga equivalente uniformemente distribuida se estableció exclusivamente para la deflexión máxima permisible propuesta por el Steel Deck Institute de 1991 (SDI) y se obtuvo tomando en consideración que el trabajo principal del

sistema se presenta en dirección paralela a la trayectoria del acanalado de las laminas galvanizadas del sistema.

- La profundidad del bloque de esfuerzos en el concreto siempre es pequeña, tomando en consideración que todo el ancho del sistema participa en la resistencia, por lo cual, la posibilidad de que el concreto falle por aplastamiento es muy lejana, lo que permite que el sistema de apuntalamiento colocado en la etapa constructiva pueda ser retirado después de transcurrida la primer semana de iniciado el fraguado.
- El uso de aditivos en el presente estudio fue convenido con el departamento técnico de IMSA para acelerar las resistencias que demandaba el estudio en las fechas programadas, ya que su presencia no influiría sobre las características de la lamina galvanizada, sin embargo, para la edificación permanente de estructuras en las que se use el sistema “Losahabit”, no se recomienda el uso de aditivos ya que su composición química posee cloruros que puede afectar la durabilidad en la lámina.
- Las características de comportamiento que en el presente estudio se evaluaron, tomaron como parámetro de comparación la carga de 3000 kgf, ya que este nivel de carga correspondió al punto donde la pendiente en las curvas carga-deflexión, presentan un cambio súbito por efecto de deformación en el refuerzo (lamina galvanizada).
- Las diferentes resistencias a la compresión alcanzadas en el concreto, permitieron explorar más ampliamente el comportamiento del sistema “Losahabit”, concluyendo que no son determinantes en la capacidad global de este.
- Los resultados experimentales obtenidos fueron calibrados con los correspondientes a los de un análisis estructural del modelo en computadora, en diferentes etapas de carga, lográndose una excelente convergencia entre estos.
- La presencia de conductos para instalaciones eléctricas, no modifica las características de comportamiento y resistencia del sistema, siempre y cuando éstos queden alojados donde la participación del concreto a la resistencia de la losa, sea mínima, lo cual se logra colocando estos ductos inmediatamente sobre la cresta de la lamina y, en el mejor de los casos, en el fondo de los valles de esta. De ser posible, se recomienda que si el conducto tiene que colocarse sobre la cresta, se haga en zonas cercanas a los bordes de los tableros, donde los momentos positivos son menores.
- La capacidad de carga de 625 kgf/m<sup>2</sup> obtenida para este sistema de losa utilizando un concreto de resistencia  $f'c = 200 \text{ kgf/cm}^2$ , hace factible su uso habitacional de manera eficiente.

Los resultados obtenidos indican que se trata de un sistema con características de rigidez en su plano de carga, resistencia y ductilidad satisfactorias para el uso habitacional.

## RECOMENDACIONES

En relación con el estudio del sistema “losahabit”, se recomienda que el refuerzo colocado para tomar momento negativo en los bordes discontinuos, se realice utilizando malla electro soldada 6 x 6 10/10 con doble lienzo, por representar un refuerzo con una distribución uniforme de manufactura, pudiendo ser sustituido con varillas de acero grado 42 de diámetro 5/16”, equivalente al aportado por los dos lienzos de malla electro soldada, factorizado por 1.3. El refuerzo de malla electro soldada que cubre al sistema “Losahabit” se calzará de tal manera que este refuerzo tenga aproximadamente 2.0 cm de recubrimiento de concreto respecto a la superficie terminada del concreto.

Para lograr una adecuada colocación del concreto fabricado en sitio, se recomiendan revenimientos de 10.0 cm, si el concreto utilizado es colocado con bomba, la fluidez recomendada será la que corresponda a un revenimiento hasta de 8.0 cm.

La capacidad de carga recomendada que se sugiere utilizar en las fichas técnicas para el sistema de “loshabit”, es de 600 kgf/m<sup>2</sup>, asociada a una deflexión permisible dada por el cociente entre la longitud del claro largo entre 360.

En general, se puede decir que hace falta una mayor claridad en la normatividad vigente para el diseño de este tipo de sistemas de piso, por lo cual sería deseable incorporarla en versiones futuras.

**BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS**

1. Estudio Experimental Para la Comparación de la Rigidez y Resistencia en su Plano de Sistemas de Piso Compuesto, Gómez González Bernardo, Tesis de Maestría en Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, Agosto de 2001
2. Diseño de Estructuras Metálicas, Método ASD, McCormac Jack C., Alfaomega, 4a. Edición, 1999
3. Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD, McCormac Jack C., Alfaomega, 2ª. Edición, 2002
4. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Octubre de 2004.
5. <http://www.senamed.edu.co/cursos%20virtuales/construccion/guia9.pdf>
6. Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, De Buen López de Heredia Oscar, Vol. II, Instituto de Ingeniería UNAM.
7. Diseño de Estructuras de Acero, Construcción Compuesta, De Buen López de Heredia Oscar, Fundación ICA, 2004.
8. LRFD Steel Design, T. Segui William, The University of Memphis, PWS Publishing, Second Edition, 1999.
9. <http://acesco.com/manuals/metaldeck3.pdf>.
10. Introducción al Desarrollo Tecnológico de la Construcción, IV Especialización en Desarrollo Tecnológico de la Construcción, Rodríguez Aguilera Ma. Alejandra, Julio 2004.
11. <http://biblioteca.upc.cs/PFC/arxiu/migrats/31080-2.pdf>.
12. <http://www.acies-ed.com/pdf/chapacolaborante.pdf>.
13. Manual de Instalación Losahabit, Losacero para Entrepisos y Techos, IMSA.
14. Diseño de Estructuras de Concreto, Arthur H. Nilson- George Winter, 11a. edición, Mc Graw Hill
15. Steel Deck Institute, SDI Manual of Construction with Steel Deck, 1992, Revisions adopted August 2000.
16. Aceros Procesados S.A, Perú, Acero Deck, Manual Técnico para el uso de Placas Colaborantes para Losas de Entrepisos.
17. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, Octubre de 2004.

## ANEXO

## TABLA DE RESULTADOS DEL ESTUDIO DEL SISTEMA LOSAHABIT

| SISTEMA   | LAMINA ACANALADA | ESPESOR DE CONCRETO SOBRE LA CRESTA DE LA LÁMINA | CLARO LIBRE EN DIRECCIÓN PRINCIPAL | APUNTALAMIENTO DURANTE EL COLADO Y LA PRIMERA SEMANA DE INICIADO EL FRAGUADO |
|-----------|------------------|--------------------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|
| LOSAHABIT | CALIBRE 24       | 5 cm                                             | 320 cm                             | 1/2 DEL CLARO LIBRE (160 cm)                                                 |

| MUESTRA     | RESISTENCIA DEL CONCRETO | MÓDULO ELÁSTICO DE LA LÁMINA (kg/cm <sup>2</sup> ) | ESFUERZO DE FLUENCIA DE LA LÁMINA (kg/cm <sup>2</sup> ) | CARGA MÁX. APLICADA AL SISTEMA (kg) | MOMENTO MÁX. RESISTENTE DEL SISTEMA (kg·cm) | DEFLEXIÓN MÁX. (cm) | DEFLEXIÓN PERMISIBLE (cm) | CARGA ASOCIADA A LA DEFLEXIÓN PERMISIBLE (kg) | CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EQUIVALENTE (kg/m <sup>2</sup> ) |
|-------------|--------------------------|----------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------------|---------------------|---------------------------|-----------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|
| LOSAHABIT 1 | 130                      | 2000000                                            | 4200                                                    | 4400                                | 258558.72                                   | 6.3                 | 0.89                      | 2700                                          | 562.5                                                            |
| LOSAHABIT 2 | 250                      | 2000000                                            | 4200                                                    | 4400                                | 286783.04                                   | 3.9                 | 0.89                      | 3300                                          | 687.5                                                            |
| LOSAHABIT 3 | 200                      | 2000000                                            | 4200                                                    | 4400                                | 279138.95                                   | 3.6                 | 0.89                      | 3000                                          | 625                                                              |

La sección transversal neta de acero en el sistema estudiado es de 11.55 cm<sup>2</sup> (para dos láminas)

El esfuerzo de fluencia y la deflexión permisible fueron proporcionados por el departamento técnico de IMSA

## LOSACERO SECCIÓN 36/15 CALIBRE 24

## PROPIEDADES DE LA SECCIÓN SIN CONCRETO

| calibre | Espesor de diseño (plg) | Peso (kg/m <sup>2</sup> ) | I+ (cm <sup>4</sup> /m) | I-(cm <sup>4</sup> /m) | S+ (cm <sup>3</sup> /m) | S-(cm <sup>3</sup> /m) |
|---------|-------------------------|---------------------------|-------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------|
| cal. 24 | 0.0209                  | 6.02                      | 13.71                   | 16.76                  | 5.95                    | 6.35                   |
| cal. 22 | 0.0295                  | 8.33                      | 21.54                   | 25.39                  | 9.86                    | 10.08                  |
| cal. 20 | 0.0358                  | 10.02                     | 27.67                   | 31.09                  | 13.16                   | 13.02                  |
| cal. 18 | 0.0474                  | 13.14                     | 39.38                   | 41.43                  | 19.89                   | 17.91                  |

INERCI PROMEDIO DE SECCIÓN COMPUESTA (cm<sup>4</sup>/m)

| esp.conc.= | 5 cm   | 6 cm   | 8 cm   | 10 cm   | 12 cm   |
|------------|--------|--------|--------|---------|---------|
| cal. 24    | 318.69 | 439.46 | 765.68 | 1223.36 | 1833.94 |
| cal. 22    | 346.15 | 476.26 | 826.27 | 1314.87 | 1963.71 |
| cal. 20    | 375.25 | 515.18 | 890.43 | 1412.06 | 2101.93 |
| cal. 18    | 424.60 | 581.10 | 999.30 | 1577.58 | 2338.29 |

MODULO DE SECCIÓN INTERIOR DE SECCIÓN COMPUESTA Sc (cm<sup>3</sup>/m)

| esp.conc.= | 5 cm  | 6 cm  | 8 cm  | 10 cm  | 12 cm  |
|------------|-------|-------|-------|--------|--------|
| cal. 24    | 32.78 | 39.47 | 53.31 | 67.66  | 82.33  |
| cal. 22    | 39.67 | 47.80 | 64.66 | 82.20  | 100.16 |
| cal. 20    | 47.20 | 56.90 | 77.10 | 98.17  | 119.78 |
| cal. 18    | 60.55 | 73.03 | 99.20 | 126.64 | 154.88 |

## CLAROS MÁXIMOS SIN APUNTALAMIENTOS

| CALIBRE | APOYO                                                                               | 5cm  | 6cm  | 8cm  | 10cm | 12cm |
|---------|-------------------------------------------------------------------------------------|------|------|------|------|------|
| 24      |  | 1.24 | 1.19 | 1.11 | 1.04 | 0.99 |
|         |  | 1.63 | 1.57 | 1.47 | 1.39 | 1.32 |
|         |  | 1.65 | 1.59 | 1.49 | 1.41 | 1.34 |
| 22      |  | 1.53 | 1.47 | 1.36 | 1.28 | 1.21 |
|         |  | 2.04 | 1.96 | 1.82 | 1.72 | 1.63 |
|         |  | 2.06 | 1.98 | 1.84 | 1.74 | 1.65 |
| 20      |  | 1.86 | 1.78 | 1.64 | 1.53 | 1.45 |
|         |  | 2.49 | 2.38 | 2.21 | 2.07 | 1.96 |
|         |  | 2.52 | 2.41 | 2.23 | 2.09 | 1.98 |
| 18      |  | 2.43 | 2.31 | 2.12 | 1.98 | 1.86 |
|         |  | 2.95 | 2.83 | 2.62 | 2.45 | 2.31 |
|         |  | 3.05 | 2.92 | 2.71 | 2.53 | 2.39 |

### SOBRECARGA ADMISIBLE (kg/m<sup>2</sup>) SIN CONECTORES

| cal. | espesor de concreto (cm) | Separación entre apoyos (m) |      |      |      |      |      |      |      |      |     |     |     |
|------|--------------------------|-----------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|-----|-----|
|      |                          | 1                           | 1.2  | 1.4  | 1.6  | 1.8  | 2    | 2.2  | 2.4  | 2.6  | 2.8 | 3   | 3.2 |
| 24   | 5                        | 2000                        | 2000 | 1644 | 1155 | 820  | 580  | 402  | 267  |      |     |     |     |
|      | 6                        | 2000                        | 2000 | 1900 | 1311 | 907  | 618  | 404  | 242  |      |     |     |     |
|      | 8                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 1553 | 1008 | 617  | 329  |      |      |     |     |     |
|      | 10                       | 2000                        | 2000 | 2000 | 1696 | 1003 | 508  |      |      |      |     |     |     |
|      | 12                       | 2000                        | 2000 | 2000 | 1728 | 885  | 283  |      |      |      |     |     |     |
| 22   | 5                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 1537 | 1131 | 841  | 626  | 463  | 335  | 235 |     |     |
|      | 6                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 1780 | 1291 | 942  | 683  | 486  | 333  | 211 |     |     |
|      | 8                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 1554 | 1081 | 731  | 464  | 257  |     |     |     |
|      | 10                       | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 1730 | 1129 | 683  | 345  |      |     |     |     |
|      | 12                       | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 1809 | 1076 | 534  | 121  |      |     |     |     |
| 20   | 5                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 1943 | 1461 | 1115 | 859  | 665  | 514  | 394 | 297 | 218 |
|      | 6                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 1697 | 1280 | 972  | 738  | 556  | 411 | 294 | 199 |
|      | 8                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1562 | 1145 | 827  | 580  | 384 | 226 |     |
|      | 10                       | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1770 | 1238 | 834  | 519  | 270 |     |     |
|      | 12                       | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1892 | 1243 | 750  | 366  |     |     |     |
| 18   | 5                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 1850 | 1407 | 1253 | 1004 | 809  | 656 | 531 | 430 |
|      | 6                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1613 | 1457 | 1157 | 923  | 737 | 587 | 464 |
|      | 8                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1834 | 1425 | 1107 | 855 | 651 | 485 |
|      | 10                       | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1633 | 1227 | 905 | 645 | 432 |
|      | 12                       | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1768 | 1272 | 878 | 560 | 300 |

### SOBRECARGA ADMISIBLE (kg/m<sup>2</sup>) CON CONECTORES

| Cal. | espesor de concreto (cm) | Separación entre apoyos (m) |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|------|--------------------------|-----------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|      |                          | 1                           | 1.2  | 1.4  | 1.6  | 1.8  | 2    | 2.2  | 2.4  | 2.6  | 2.8  | 3    | 3.2  |
| 24   | 5                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 1996 | 1553 | 1236 | 1002 | 823  | 685  | 575  | 486  | 413  |
|      | 6                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 1900 | 1815 | 1445 | 1171 | 963  | 801  | 673  | 569  | 484  |
|      | 8                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1862 | 1510 | 1242 | 1034 | 869  | 735  | 626  |
|      | 10                       | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1849 | 1522 | 1267 | 1065 | 902  | 768  |
|      | 12                       | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1801 | 1500 | 1261 | 1068 | 910  |
| 22   | 5                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 1916 | 1530 | 1244 | 1027 | 858  | 724  | 616  | 527  |
|      | 6                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1795 | 1460 | 1206 | 1008 | 851  | 724  | 620  |
|      | 8                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1893 | 1564 | 1308 | 1105 | 941  | 807  |
|      | 10                       | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1922 | 1608 | 1359 | 1157 | 993  |
|      | 12                       | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1908 | 1613 | 1374 | 1179 |
| 20   | 5                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1792 | 1461 | 1209 | 1013 | 857  | 731  | 629  |
|      | 6                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1721 | 1425 | 1194 | 1011 | 864  | 743  |
|      | 8                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1858 | 1558 | 1320 | 1128 | 971  |
|      | 10                       | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1922 | 1629 | 1393 | 1200 |
|      | 12                       | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1938 | 1658 | 1428 |
| 18   | 5                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1880 | 1560 | 1312 | 1115 | 956  | 826  |
|      | 6                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1857 | 1562 | 1328 | 1139 | 985  |
|      | 8                        | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1755 | 1506 | 1303 |
|      | 10                       | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1874 | 1622 |
|      | 12                       | 2000                        | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1940 |

### VOLUMEN DE CONCRETO m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>

| Espesor de concreto sobre la cresta | 5cm    | 6cm    | 8cm    | 10cm   | 12cm   |
|-------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Volumen del concreto                | 0.0634 | 0.0734 | 0.0934 | 0.1134 | 0.1334 |