

1. INTRODUCCION.-

1.1. Antecedentes.-

El uso de los forjados empezó a ser necesarios con los primeros asentamientos urbanos; para ahorrar y cubrir espacios que el hombre necesitaba para vivir. Al ser el espacio amurallado, limitado y escaso, empezó a adquirir valor el construir espacios encima de otros para un mayor aprovechamiento.

De hecho, en algunas ciudades en Irak, sobre el año 2000 a.C., ya existían algunas viviendas de dos plantas, al igual que en Egipto, hacia el año 1500 a.C.

A finales del siglo XVIII, la llegada de la Revolución Industrial supuso el uso del hierro en la construcción de forma industrial. Ya en siglo XIX, paralelamente con el desarrollo de las estructuras de acero, nace el hormigón armado.

En EE.UU. el desarrollo del hormigón armado se catapultó después de la construcción de los almacenes Pacific Coast Borax. Se construían forjados de losas macizas apoyadas en muros de carga, en vigas metálicas y, después en vigas de hormigón, que no se basaban en ningún análisis estructural, simplemente en pruebas de carga.

Los forjados metálicos apoyados sobre muros de carga y sobre pórticos metálicos tuvieron un gran desarrollo sobre los años 60.

Robert Maillart ingeniero suizo aporta el empleo de la losa como elemento resistente propio y se aleja del esqueleto formado por el conjunto viga-pilar. Sin embargo esta losa horizontal soportada en puntos limita las grandes luces. Así, el arco, grandiosa invención-necesidad de la naturaleza reinventada por la técnica, volvió a tener preponderancia. Arqueando la superficie en la forma adecuada, y surgió así la losa curva como una nueva forma de cubrir el espacio. Carl Zeiss, Deschinger y Walther Bauersfeld se encuentra entre los pioneros que realizaron las primeras experiencias sobre cubiertas de membrana.

Hasta hace muy poco las láminas no han experimentado formalmente cambios en su concepción y estilo. Sin embargo, debido a la aparición masiva de los ordenadores personales, métodos numéricos y nuevos materiales, en estos últimos años se ha experimentado un cambio en las mismas.

Una estructura, sin embargo, no tiene por qué estar construida con un solo material y puede ser conveniente emplear varios según su naturaleza resistente. Así por ejemplo, y

nuevamente por obra de Eduardo Torroja, en el año 1948 se construye el puente mixto de Tordera, está formado por un tablero superior de hormigón que sirve como superficie de rodadura y una triangulación bajo el tablero con variación parabólica según la ley de momentos flectores. La cabeza superior está trabajando a compresión, la inferior a tracción y las diagonales alternativamente a tracción y compresión.

En las grandes luces, el hormigón armado tiene la desventaja de su peso excesivo, lo que le dificulta y limita. Por ello, las ideas del ingeniero Eduardo Torroja llevan de la mano al empleo de la estructura espacial mixta, propuesta por el ingeniero mexicano Heberto Castillo en 1967; entre las ideas originales está la de formar un conjunto estructural resistente uniendo una estructura espacial metálica con dos losas de hormigón armado, a la cual llamó “tridilosa”.

La estructura es un sistema propuesto, conformada por un entramado espacial metálico soldado y una o dos losas de hormigón, colocadas en la capa superior de compresión e inferior.

1.2. Descripción del problema.-

1.2.1. Planteamiento.-

En nuestro medio se cuenta con la mayoría de edificios que fueron concebidos de una manera tradicional, con falta de una incorporación novedosa en su diseño y en su forma de ejecución. Así en el Campus Universitario de U.A.J.M.S. se cuenta con una tipología de diseño aplicada a los bloques de Informática, Medicina, Idiomas y Derecho, que cuentan en su diseño con losas aligeradas, variando unas en viguetas de hormigón armado in situ y otras en viguetas de hormigón pretensado.

Pues así estas estructuras tradicionales generan ambientes predeterminados y espacios pequeños para aulas u oficinas administrativas. Cuando se aplica a grandes luces presentan un incremento en su peralte generando mayor carga de peso propio a la estructura, provocando la disminución del espacio útil de los edificios, particularmente en los pisos inferiores, reduciendo la carga de uso y generando secciones de mayor tamaño en vigas, columnas y fundaciones.

Donde pudiendo ser la universidad un lugar donde se puedan incorporar ideas o tendencias de diseño que puedan llegar a incentivar al conocimiento y a la investigación universitaria.

1.2.2. Formulación.-

Para la incorporación y validación de nuevos diseños estructurales que generen inquietud y curiosidad a la comunidad universitaria en especial a los universitarios y docentes de la Carrera de Ingeniería Civil, se plantea un sistema estructural de entrepiso tridimensional mixto de acero y hormigón llamado TRIDILOSA.

La tridilosa tiene una técnica usada para construir elementos estructurales que pueden reemplazar las losas convencionales (losas aligeradas). Utiliza el acero en las zonas traccionadas y el hormigón en las zonas comprimidas.

La tridilosa es un sistema que genera una flexibilidad arquitectónica, ya que puede cubrir grandes espacios diáfanos, en el cual las columnas pueden estar separadas en vanos de 30 metros para techos, sin necesidad de estar alineadas formando pórticos, lo cual simplifica el proyecto estructural.

1.2.3. Sistematización.-

La tridilosa es una estructura mixta de hormigón y acero que se compone de elementos tubulares o barras, soldados u atornillados a placas de conexión, tanto en el lecho superior como en el inferior, son estructuras tridimensionales en las que sólo el 33% del hormigón trabaja a la compresión y una eficiencia de hasta el 90% de este material. Lo anterior permite la construcción de estructuras mucho más ligeras, resistentes y económicas en tiempos mucho menores que los sistemas convencionales.

Se considera la flexión (compresión y tensión), la torsión (de forma secundaria) y el cortante. El hormigón toma los esfuerzos de compresión ocasionados por la flexión que pueden ir por arriba o por abajo si hubiere inversión de momentos; la tensión ocasionada por la misma flexión se toma con el acero; la torsión, con el armado transversal, y el cortante con las diagonales espaciales (no contenidas en planos verticales) de diferentes perfiles estructurales de acero, que trabajan a tensión y compresión puras.

1.3. Objetivos.-

1.3.1. General.-

Diseñar y analizar la tridilosa como elemento superficial de cierre horizontal aplicando al Bloque de la carrera de Medicina en el “Campus-Universitario” de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho de la ciudad de Tarija.

1.3.2.Específicos.-

- a) Establecer las características de los materiales en el diseño de la estructura.
- b) Establecer los parámetros de diseño de los diferentes elementos estructurales.
- c) Establecer los criterios de flexibilidad arquitectónica, para el desarrollo de la disposición adecuada de columnas.
- d) Establecer las cargas de uso posibles en la estructura.
- e) Diseñar la estructura planteada como alternativa de solución.
- f) Realizar la comparación técnica de las dos alternativas.
- g) Realizar la comparación económica de las dos alternativas.

1.4. Justificación.-

1.4.1.Académica.-

Incrementar y aplicar de manera sistemática los conocimientos adquiridos en el transcurso de la carrera, en la aplicación del análisis y diseño de elementos superficiales de edificación.

1.4.2.Técnica.-

En la actualidad se cuentan con construcciones de hormigón armado porque se conoce como el sistema estructural más económico, pero la falta de aplicación de otros sistemas estructurales perjudica a la incorporación de estos interesantes sistemas estructurales. Por tanto, se desea incrementar el estudio con la aplicación del sistema de la tridilosa al Bloque de la carrera de Medicina del Campus – Universitario de la U.A.J.M.S., para ver las ventajas que se logra tener con este sistema.

1.4.3.Social.-

Este proyecto incentivará a la aplicación de este método constructivo en construcciones de grandes luces por sus beneficiosas ventajas económicas, constructivas y funcionales.

1.5. Hipótesis del trabajo.-

Basado en la experiencia del Castillo (1966) y Bozzo (2003) y en trabajos realizados del Perú se advierte la siguiente hipótesis.

“Con la aplicación de la tridilosa se consigue eliminar más de 25 % de peso muerto de la estructura tradicional, ya que en ella no existe concreto fracturado que no trabaja”.

Por su constitución la tridilosa es una estructura sumamente ligera, con un peso muerto que oscila de 100 a 240 kg/m² como máximo, para elementos con claros de 20.0 m. Su estructura es que puede ahorraren material un 66% de hormigón y hasta un 40% de acero, debido al hecho de que no necesita ser rellenado de hormigón en la zona de tracción, solamente en la zonas superior de compresión.

1.6. Delimitación del trabajo.-

Basado en la propuesta del proyecto presentada en la asignatura CIV-501, se establecen ciertas limitaciones del presente trabajo:

- Este trabajo final de graduación se dirige a analizar y diseñar un sistema de entrepiso novedoso y versátil. Para este estudio se propone la idealización, modelación cálculo y diseño de la alternativa de solución planteada. Es decir que sólo se analizará el elemento de cierre horizontal.
- Pero así también se establecerá otra alternativa de solución de elementos lineales de sustentación (vigas, columnas), más no se diseñará una nueva alternativa de fundación, sin embargo, se establecerá las presiones transmitidas al suelo.
- Se diseñará losas reticulares en una dirección, como alternativa de solución donde la tridilosa no es aplicable.

2. FUNDAMENTOS TEORICOS.-

2.1. Forjados, Propiedades y Características.-

2.1.1.Introducción.-

El elemento de cierre horizontal se lo denomina losa, que son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Tiene como finalidad proveer una superficie plana, usualmente horizontal, en edificios, puentes o parqueaderos.

Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

La construcción de forjados a lo largo de la historia ha evolucionado y lo continuará haciendo. En las primeras construcciones los forjados eran una simple cubierta a un recinto; a lo largo de la historia los forjados han sufrido modificaciones y mejoras, y han pasado de ser simples cubiertas formadas por ramas y barro a ser elementos que resisten grandes cargas y cubren grandes luces.

El objetivo de este capítulo es definir qué es un forjado y las funciones que tiene.

2.1.2.Definición.-

Definir un forjado es bastante complicado ya que puede estar formado de diversas maneras, utilizar elementos muy distintos y tener unas geometrías completamente distintas. Por eso aquí se hace referencia a un gran conocedor del tema, como es el profesor José Calavera.

Según el profesor J. Calavera (en su publicación de 2002) un “forjado es un elemento estructural, generalmente horizontal, aunque puede estar inclinado como sucede en ciertas cubiertas, que recibe las cargas y las transmite a los restantes elementos de la estructura.

Adicionalmente, el forjado materializa la separación entre plantas consecutivas y desempeña otras funciones como aislamiento entre plantas y soporte de acabados e instalaciones”.

Los forjados separan horizontalmente el espacio vertical conformando diferentes niveles y constituyen a su vez, el piso de uno de ellos y el techo del otro. Es el elemento que recibe directamente la carga.

Las losas de entrepisos y techos, aparte de su función estructural cumplen con otras funciones tales como: control ambiental, seguridad e instalaciones, pavimentos o pisos. Por lo tanto la losa acabada, está formada por la estructura de sustentación, pavimento, capa aislante, cielo raso¹

En la figura 1. Se puede observar como un forjado recibe una carga puntual y la transmite, en este caso, a los pilares.

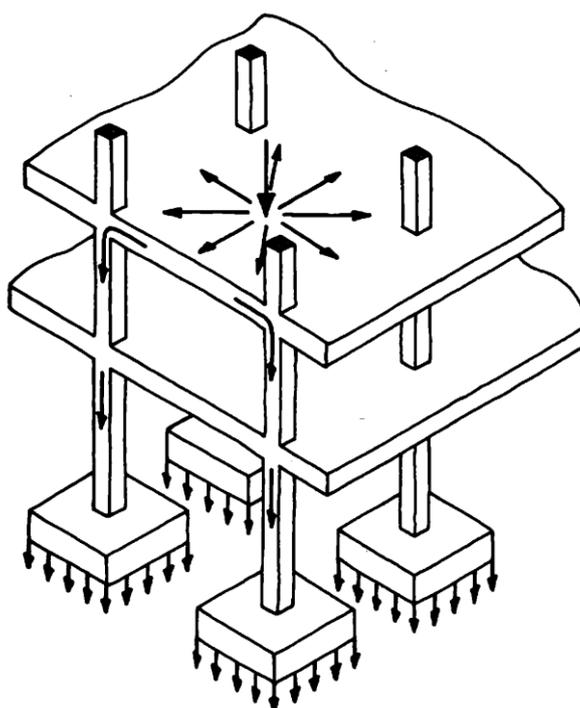


Figura N° 1 Ejemplo de transmisión de las cargas de un forjado al resto de la estructura

Fuente: Universidad de Castilla – La Mancha; ingenieriarural.com

2.1.3. Tipología.-

¹ (AVALOS, 1998; CUEVAS Y ROBLES, 1997; MÉNDEZ, 1991; NILSON Y WINTER, 1994).

La clasificación realizada sobre las losas se realiza según varios criterios: distribución del refuerzo, forma estructural, composición, apoyos y construcción.

a) Según la distribución del esfuerzo:

- ▶ Losas que trabajan en una dirección.- Flectan básicamente en una dirección y transmiten las cargas a las vigas y éstas, a los soportes.

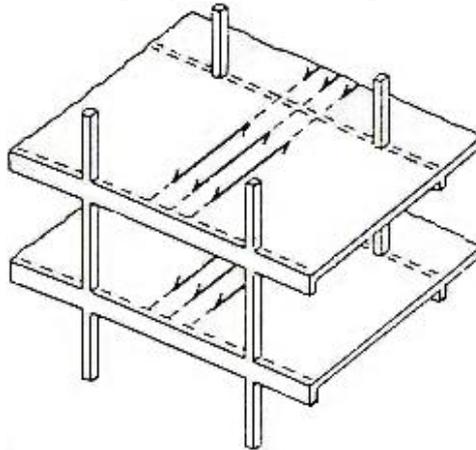


Figura N° 2 Losa unidireccional

Fuente: Universidad de Castilla – La Mancha; ingenieriarural.com

- ▶ Losas que trabajan en dos direcciones.- Flectan en dos direcciones y transmiten las cargas bien a las vigas en dos direcciones (placas sobre vigas dispuestas en dos direcciones) (Figura N° 3).

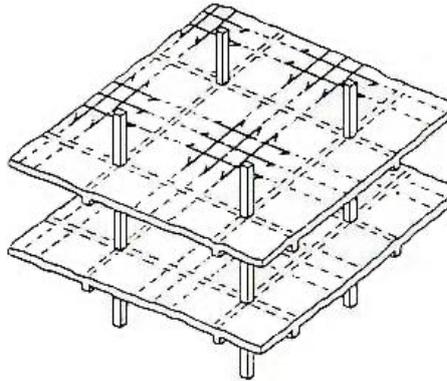


Figura N° 3 Losa bidireccional transmitiendo los cargas a las vigas en dos direcciones

Fuente: Universidad de Castilla – La Mancha; ingenieriarural.com

b) Según su construcción.-

- ▶ Vaciadas “in situ”.- En la figura 4 a) y b), se presentan dos tipos de ejecución de losas en el sitio.

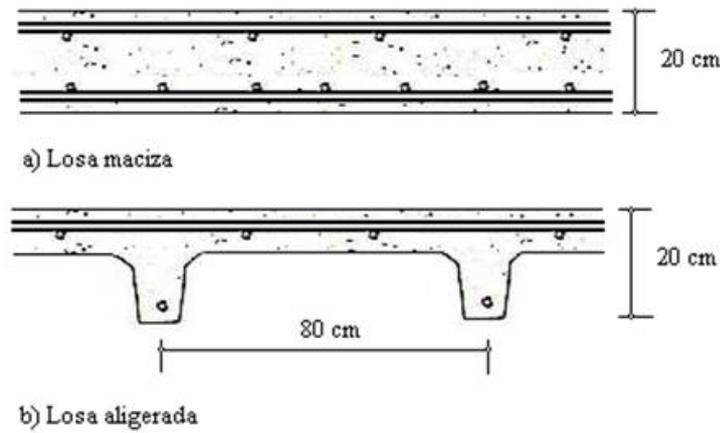


Figura N° 4 Losas vaciadas “in situ”

Fuente: Universidad de Castilla – La Mancha; ingenieriarural.com

- ▶ Semi prefabricadas.- En la Figura N° 5 a), b), c) y d), se presentan los tipos de ejecución de losas parcialmente prefabricadas.

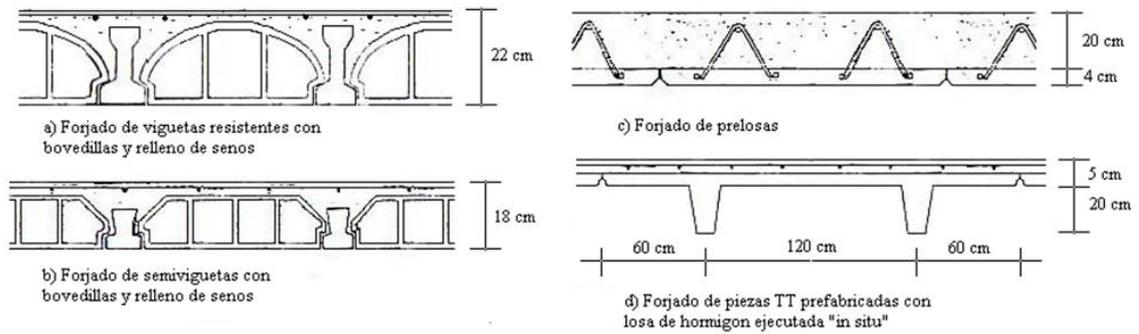


Figura N° 5 Losas semi prefabricadas

Fuente: Universidad de Castilla – La Mancha; ingenieriarural.com

- ▶ Prefabricadas.- Son aquellas que en obra requieren exclusivamente labores de montaje o pequeñas operaciones de relleno de juntas. En la figura 6 a), b) y c), se presentan los tipos de losas prefabricadas con medidas orientativas.

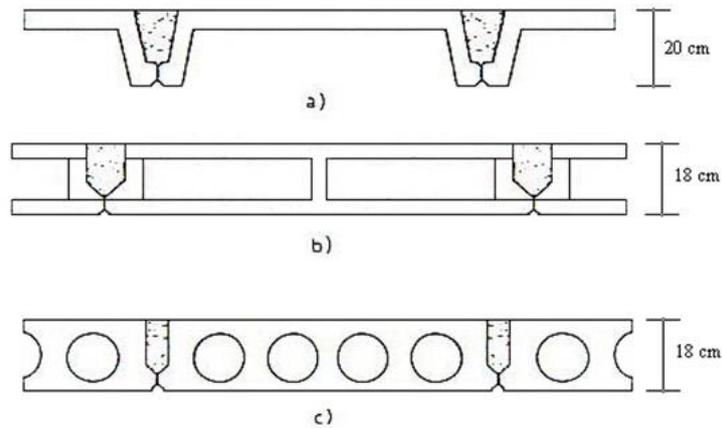


Figura N° 6 Losas prefabricadas

Fuente: Universidad de Castilla – La Mancha; ingenieriarural.com

c) Según su tipo de armadura.-

- ▶ Losas armadas. Cuando toda su elaboración es en el sitio lográndose estructuras monolíticas.
- ▶ Losas pretensadas. Casi en su totalidad se realizan con armaduras preesforzadas. En el caso de losas de semi viguetas pretensadas, los momentos negativos son absorbidos con armaduras pasivas, por lo que estamos en un caso de sección compuesta, con armaduras activas pretensas para resistir los momentos positivos y armaduras pasivas para resistir los momentos negativos.
- ▶ Losas con pretensado parcial. Es decir, aquellos en que la armadura está constituida simultáneamente por armaduras activas y pasivas.

- ▶ Losa reticular mixta. Es una losa mixta parcialmente prefabricada con celosías de redondos espacial en dos direcciones.

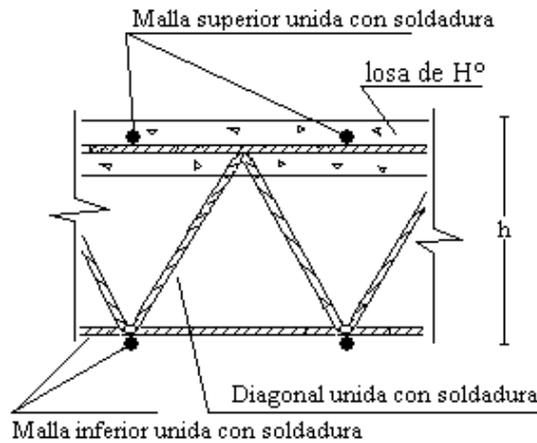


Figura N° 7 Corte transversal de losa reticular mixta

Fuente: Elaboración propia.

2.1.4. Función del Forjado.-

Para definir cuáles son las funciones principales del forjado se ha tomado como referencia a Rodríguez (en su publicación de 1991). Estas son sus funciones:

- Ser resistentes.
- Elemento separador entre plantas.

a) Función resistente.-

Como elemento estructural, al forjado le corresponden, como mínimo, cinco funciones resistentes:

- ▶ Soportar las acciones gravitatorias.
- ▶ Recoger y distribuir las fuerzas que actúan sobre él.
- ▶ Arriostrar los diferentes pórticos.
- ▶ Impedir el pandeo lateral de las vigas.
- ▶ Ayudar frente a torsiones de las vigas.
- ▶ Soportar las acciones gravitatorias: Estas acciones son debidas al peso propio, carga permanente y sobrecargas, que incide directamente sobre el forjado transmitiéndolas a los elementos que lo sustentan (muros, vigas o soportes).

La posición de las sobrecargas es, en general, variable e indeterminada a priori, mientras que la posición de los elementos sustentantes es fija y predeterminada. El forjado es el medio de que se vale la estructura para relacionar unos con otros.

- Recoger, y distribuir entre los soportes: Las fuerzas que actúan sobre el edificio en dirección paralela al plano medio del forjado. Anteriormente, se ha expuesto la misión que corresponde al forjado en la resistencia ante las acciones gravitatorias que inciden directamente sobre él.

Pero existen acciones como el sismo, el viento, el empuje de tierras transmitido por los muros de sótanos, y efectos de frenado, que fundamentalmente actúan según el plano medio del forjado. Éste debe actuar ante ellas como una viga de gran canto capaz de transmitir adecuadamente sus efectos a los soportes. Cuando un pórtico de fachada recibe sobre su superficie exterior la acción del viento que actúa normalmente a la fachada (ver figura 8.). Bajo fuerzas normales a su plano, el pórtico tiene una rigidez relativamente pequeña, y si no existiesen los forjados, se comportaría como un emparillado con los soportes flectando como ménsulas empotradas en la cimentación.

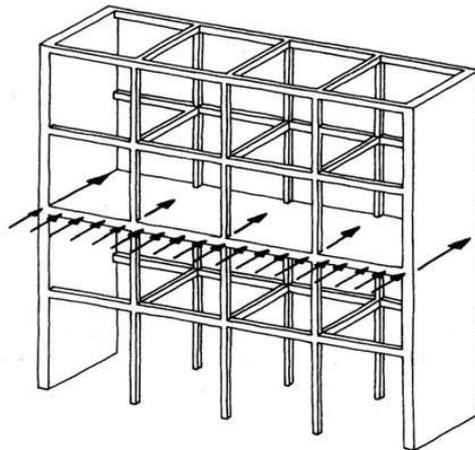


Figura N° 8 Transmisión de las fuerzas horizontales recibidas por un forjado al resto de los elementos

Fuente: Universidad de Castilla – La Mancha; ingenieriarural.com

Para cumplir esta función los forjados deben presentar suficiente rigidez según su plano, para lo cual se les dota de una losa superior (o capa de compresión) debidamente armada.

- ▶ Arriostrar los diferentes pórticos: Una estructura que estuviera formada por pórticos paralelos sin ningún tipo de enlace efectivo entre ellos, resultaría sumamente inestable constituyendo el clásico “castillo de naipes”.

Los forjados ayudan a resolver esta situación. Cuando se encuentran simplemente apoyados, sin deslizamiento, sobre las vigas del pórtico, no se oponen al posible abatimiento de éste, aunque impiden que se produzca aisladamente. Pero si se empotran en las vigas, cualquier inclinación de los pórticos introducirá flexiones en los forjados que se opondrán así a que progrese el abatimiento. Este comportamiento se puede observar en la figura 9:

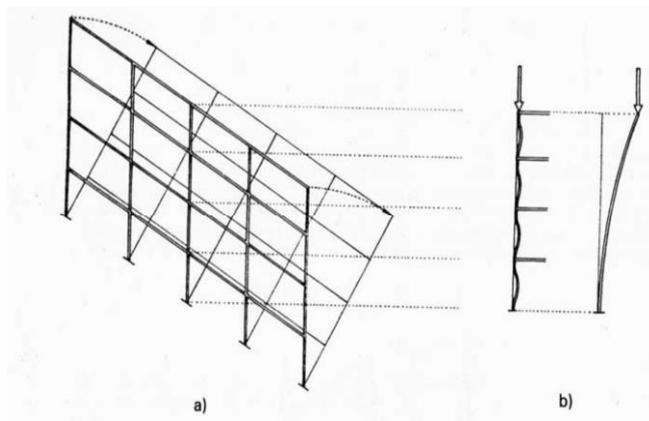


Figura N° 9 a) Abatimiento de pórticos b) Comportamiento con el pórtico arriostrado.

Fuente: Universidad de Castilla – La Mancha; ingenieriarural.com

- ▶ Impedir el pandeo lateral de las vigas: La zona comprimida de las vigas puede pandear lateralmente. Este riesgo existe especialmente para estructuras metálicas. Cuando el forjado inmoviliza lateralmente el cordón comprimido este pandeo no puede producirse.
- ▶ Ayudar a las vigas a soportar sus torsiones: Las vigas de los pórticos pueden sufrir torsiones como consecuencia de giros según su propio eje impuestos a sus secciones extremas o por excentricidad de las cargas. El giro de las vigas torsionadas produce flexiones en los forjados empotrados en ellas, los cuales al resistirse a ser deformados incorporan su rigidez a flexión a la rigidez a torsión de las vigas, llegando a contener la progresión de dichos giros aun cuando las vigas perdieran, por fisuración, esta rigidez (torsión de compatibilidad).

b) Función separadora.-

Los forjados dividen el edificio en plantas, separando y aislando unas de las otras. En este aspecto, el forjado debe:

- ▶ Proporcionar un aislamiento acústico suficiente entre plantas consecutivas limitando adecuadamente la transición de los sonidos entre ella y amortiguando los ruidos de los impactos que actúen sobre el forjado.
- ▶ Ser capaz de impedir la propagación del fuego a través, actuando como elemento separador durante el tiempo que señale la normativa vigente.
- ▶ Contribuir al aislamiento térmico entre espacios interiores con diferentes temperaturas, y entre éstos y el exterior.
- ▶ En algunos casos es conveniente que el forjado sea lo más estanco posible en previsión de fallos de la impermeabilización.

2.1.5. Comportamiento estructural.-

La losa es un elemento plano cuya carga se aplica perpendicular al plano, por lo tanto la deformación es similar a la de una viga. Para determinar cómo funciona un forjado, se debe establecer si su comportamiento es uni o bi direccional, para eso se realiza relaciones de longitudes para caracterizarlo.

a) Losas unidireccionales.-

Si la relación de luces ($L_{\text{mayor}}/l_{\text{menor}}$) es mayor a dos, la curvatura de su deformada es en sentido de su menor longitud y su superficie deformada tiene forma cilíndrica ver figura 10.

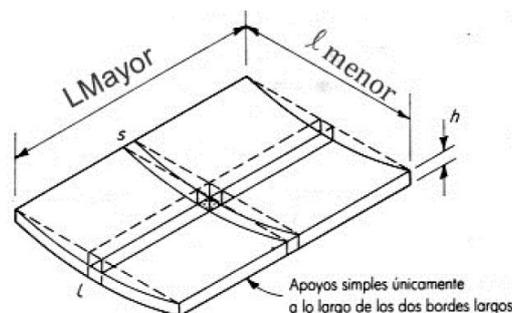


Figura N° 10 Losa en una dirección.

b) Losas bidireccionales.-

Las losas donde la relación entre las dos luces perpendiculares del panel es mayor a dos ($L_{\text{MAYOR}}/l_{\text{menor}} < 2$), se logra una acción en la losa en dos direcciones. Cuando se aplica la carga, estas losas se deflectan conformando una superficie en forma de plato en vez de forma cilíndrica (ver figura 11)

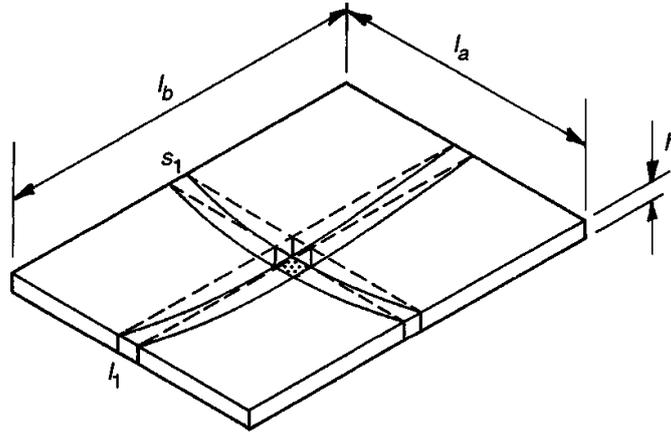


Figura N° 11 Losa en dos direcciones

Fuente: Nilson (2001).

La fuerza cortante en las losas es pequeña por lo que no requiere suministrar acero para corte, ya que el corte es resistido solo por el hormigón, el acero suministrado es para soportar la flexión y el tamaño de las losas obedece principalmente a criterios de rigidez.²

Para resistir estos momentos. La losa debe reforzarse en las dos direcciones, al menos por dos capas de barras perpendiculares con respecto a los dos pares de bordes. La losa debe diseñarse para tomar la parte proporcional de la carga en cada dirección.

Los tipos de construcciones en hormigón armado que se caracterizan por una acción en dos direcciones incluyen losas soportadas por muros o vigas en todos los lados, placas planas, losas planas y losas reticulares.

Para visualizar el comportamiento a flexión de las losas con soportes de borde bastante rígidos es conveniente pensar que está conformada por dos conjuntos de franjas paralelas en cada una de las dos direcciones, que se interceptan entre sí. Evidentemente, parte de la

² NILSON Y WINTER, 2001

carga es tomada por uno de estos conjuntos de franjas y se transmite a un par de soportes de borde, y el resto de la carga la toma el otro conjunto.

La mayor fracción de carga se transmite en la dirección corta, por lo tanto el mayor momento en la losa se presentara en el centro de la luz de la franja corta S1 de la figura 11.

Cuando las losas en dos direcciones se apoyan en vigas relativamente delgadas y flexibles, o si las vigas en los ejes entre columnas se omiten del todo, se generan una serie de consideraciones adicionales a las anteriores.

La figura 12. Ilustra una porción de un sistema de entrepiso donde un panel de losa rectangular está apoyado sobre vigas relativamente delgadas en los cuatro lados. Las vigas están sostenidas a su vez por columnas en las intersecciones de sus ejes centrales.

Esta carga más aquella tomada en forma directa en la dirección larga por la losa, constituyen el cien por ciento de la carga aplicada. Es un requisito claro de estática que, para una construcción apoyada sobre columnas, el cien por ciento de la carga aplicada debe transmitirse en cada dirección en forma conjunta por la losa y por sus vigas de apoyo.

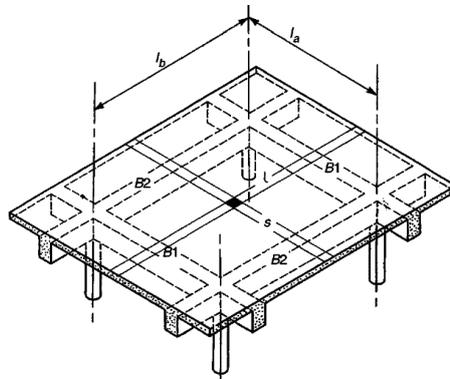


Figura N° 12 Losa de dos direcciones apoyada sobre vigas

Fuente: Nilson (2001)

Una situación similar se obtiene en la losa de piso del tipo placa plana que aparece en la figura 13. En este caso se omiten las vigas, sin embargo, las franjas anchas de la losa centradas en los ejes entre columnas en cada dirección cumplen la misma función que las vigas de la figura 12, también para este caso, la totalidad de la carga debe transmitirse en cada dirección. La presencia de ábacos o de capiteles en la zona doblemente achurada cercana a las columnas no modifica el anterior requisito de la estática.

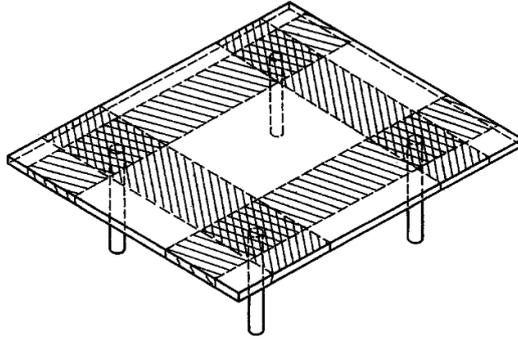


Figura N° 13 Losa de dos direcciones apoyada sobre columnas

Fuente: Nilson (2001).

2.2. Forjado reticular en una dirección.-

2.2.1. Características del forjado reticular.-

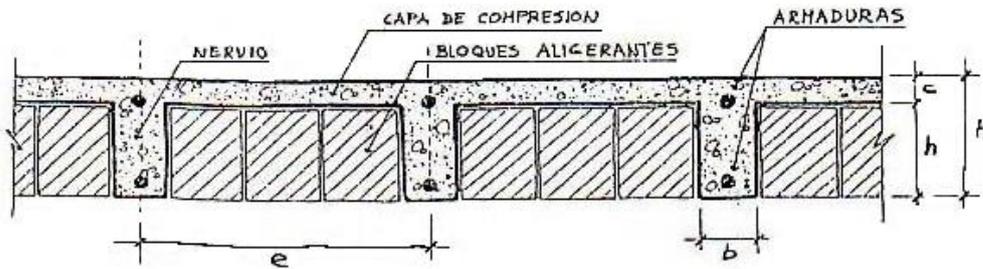
Es el típico sistema estructural horizontal que permite recibir directamente las cargas verticales, debidas al peso de los elementos y al uso y ocupación de la edificación y llevarlas al sistema vertical de soporte estructural seleccionado para la edificación tal como el pórtico resistente a momentos, los muros estructurales, la mampostería y los sistemas mixtos.

Cuando la losa se apoya en dos lados únicamente se tiene la losa unidireccional y las cargas van en sentido perpendicular a las vigas o muros de apoyo.

Los parámetros básicos que definen las características de la losa reticular son:

- ▶ Separación entre ejes de nervios (e).
- ▶ Espesor básico de los nervios (b).
- ▶ Canto total de la placa (H).
- ▶ Altura del bloque aligerante (h).

- ▶ Espesor de la capa de compresión (c).



Fuente:
Regalado
(1991)

Figura N° 14 Sección transversal de la zona aligerada de un forjado reticular

- ▶ Separación entre ejes de nervios (e).- Es establecido por el tipo de aligerante o complemento, comunmente esta separación varía desde 40 – 60 cm. en aligerante de polipropileno expandido. Éste generará el ancho efectivo de la sección de análisis.
- ▶ Espesor básico de los nervios (b).- Es el espesor de los nervios o el ancho del alma de la sección de análisis, pudiendo variar de hormigón armado y hormigón pretensado. Cuando es de hormigón armado tiene una variación de 6 – 10 cm. Y si es de hormigón pretensado depende del fabricante.
- ▶ Altura del bloque aligerante (h).- es la altura del alma, mayormente ya viene preestablecido por el bloque aligerante que se lo determina según la altura de la losa, la altura de losa de compresión y la separación de nervios.
- ▶ Espesor de la capa de compresión (c).- La capa de compresión tiene como función resistir las compresiones establecidas en esta franja de análisis, varía desde 5 a 7 cm de altura.
- ▶ Canto total de la placa.-

El canto del forjado depende de los siguientes factores:

- Luces entre pilares.
- Luces de voladizo.
- Grado de empotramiento de la placa en bordes.
- Cargar gravitatorias a soportar.
- Empujes horizontales a tener en cuenta.

Según la ACI indica una relación luz libre y canto adecuado según ciertas características, son las siguientes:

Tabla 1 Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor mínimo, h.			
	Simplemente apoyados.	Con un extremo continuo.	Ambos extremos continuos.	En voladizo.
Elementos.	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro elemento susceptible de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección.	L /20	L /24	L /28	L /10
Vigas o losas nervadas en una dirección.	L /16	L /18.5	L /21	L /8

Fuente: Normativa ACI-18-05

2.2.2. Procedimiento de Diseño.-

Inicialmente se definen las características del nervio y el tipo de aligerante de acuerdo al numeral 8.11 del código del ACI. En resumen se debe cumplir que:

- ▶ El ancho del nervio debe ser mayor o igual a 100 mm y su altura menor o igual a tres y medio veces el ancho.
- ▶ El espaciamiento libre entre nervios debe ser menor o igual a 0.75 m
- ▶ Cuando se utilicen ladrillos de arcilla o bloques de hormigón huecos como aligerantes y su resistencia es mayor o igual a la del hormigón de los nervios, el espesor de la losa sobre el aligerante debe ser mayor o igual a un doceavo de la separación libre entre nervios o 40 mm.
- ▶ Si se utilizan otros aligerantes o formaletas removibles el espesor de la losa sobre el aligerante debe ser igualmente mayor que la doceava parte de la separación de los nervios o 50 mm.

Para el diseño de losas en una dirección, la acción estructural puede visualizarse en términos de la deformación de la superficie cargada, es así que para efectos de análisis y diseño se toma una franja que resulta de un ancho igual a la separación de nervios, con una altura h igual al espesor de la losa y una luz igual a (la) distancia entre los bordes apoyados.

Esta franja puede analizarse mediante los métodos que se utilizaron para vigas rectangulares, calculando los momentos flectores para la franja con ancho unitario “b”, entonces una losa en una dirección puede considerarse como un conjunto de vigas rectangulares una junto a la otra. Este análisis simplificado, que supone una relación de Poisson igual a cero, es ligeramente conservador.

Los momentos y cortantes de diseño en losas en una dirección pueden encontrarse bien sea mediante análisis elásticos o por los mismos coeficientes utilizados anteriormente para vigas.

Esta sección permite al diseñador efectuar el diseño basado directamente en los principios fundamentales de la mecánica estructural, siempre que pueda demostrar de manera explícita que se satisfacen todos los criterios de seguridad y funcionamiento.

a) Armadura mínima.-

- ▶ En losas de espesor constante (losas macizas), cuando se utilice acero con esfuerzo de fluencia $F_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ o $F_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$, la cuantía de armado mínimo para resistir la retracción de fraguado y los cambios de temperatura será [ACI 7.12.2.1]:

$$\rho_{\min} = 0.0020$$

Esta armadura debe colocarse en dos direcciones ortogonales y las separaciones serán a los sumo 5 veces el espesor de la losa, pero no menor de 45 cm [ACI 7.12.2.2].

- ▶ En losas de espesor constante, cuando se utilice acero de refuerzo con $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, la cuantía mínima para resistir cambios de temperatura y retracción de fraguado será [ACI 7.12.2.1]:

$$\rho_{\min} = 0.0018$$

- ▶ Los espaciamientos máximos serán similares al punto anterior.
- ▶ En losas en que se utilice acero cuyo esfuerzo de fluencia supere los 4200 Kg/cm^2 . La cuantía mínima para resistir cambios de temperatura y retracción de fraguado será [ACI 7.12.2.1]:

$$\rho_{min} = \frac{0.0018 * 4200}{F_y}$$

Donde:

F_y = Esfuerzo de fluencia en Kg/cm²

Los espaciamientos máximos serán similares a los 2 puntos anteriores.

2.2.3. Materiales.-

Los materiales necesarios para constituir las losas reticulares son: El hormigón, los aligeramientos y las armaduras.

a) Hormigón.-

Dada la heterogeneidad de los materiales que lo constituyen, su resistencia depende de la calidad y proporción de cada uno de ellos de la calidad de la mano de obra y del cuidado posterior al vaciado.

El conocimiento de las diferentes propiedades mecánicas es indispensable para el diseño, entre estas propiedades se incluyen: resistencia a la compresión, tracción, flexión y corte. Es práctica usual expresar estas propiedades en función de la resistencia a la compresión del hormigón.

- ▶ Resistencia a la compresión.- La característica que mide la calidad del hormigón en su resistencia a la compresión, se representa como $f'c$ e indica la resistencia de probetas cilíndricas de 15 cm. De diámetro por 30 cm de altura, ensayadas a los 28 días.

Según la clasificación de los hormigones, de acuerdo su resistencia un hormigón H20, donde su resistencia de proyecto f_{ck} es 20 Mpa como mínimo.

- ▶ Deformación última ϵ_{uc} .- El acortamiento ultimo máximo utilizable en la fibra extrema a compresión del hormigón oscila alrededor de 3.5 por mil y la tensión ultima σ_{cu} , está comprendida entre $0.75 f'c$ y $0.85 f'c$.
- ▶ Módulo de elasticidad, E_c .- El módulo de elasticidad es una medida de la rigidez o de la resistencia del material a sufrir deformaciones. El hormigón es un material

elasto-plástico y las tensiones no son proporcionales a las deformaciones. Muchos años el ACI recomendó adoptar como módulo de elasticidad del hormigón la expresión: $E_c = 1000f'_c$, pero debido al desarrollo de nuevas tecnologías, fue necesario reevaluar esta expresión para incluir su densidad como una nueva variable. El ACI recomienda las siguientes expresiones:

$$E_c = 0.043 * W_c^{1.5} * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

W_c = Peso específico del hormigón en Kg/cm^3 .

f'_c y E_c = Mpa.

Para hormigones cuya densidad sea aproximadamente 2300 kg/m^3 se recomienda adoptar:

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'_c}$$

- Relación de Poisson, μ .- La relación de Poisson es el cociente obteniendo de dividir la deformación unitaria transversal por la deformación unitaria longitudinal, obtenidas estas de un ensayo a compresión simple sobre una probeta estándar, es el rango elástico del material.

Esta relación varía 0.15 y 0.20 en el caso de que no se disponga de un valor experimental puede utilizarse un valor de 0.20.

b) Acero.-

El hormigón simple, sin refuerzo, es resistente a la compresión, pero es débil para resistir la tracción, lo que limita su aplicabilidad como material estructural. Para resistir el esfuerzo de tracción, se emplea refuerzos de acero, generalmente las armaduras en forma de barras, colocadas en zonas donde se puede prever que se desarrollaran esfuerzos de tracción bajo solicitaciones de servicio. El acero restringe el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia del hormigón a esfuerzos de tracción.

El uso de la armadura no está restringido a la finalidad anterior. También se emplean en zonas de compresión para aumentar la resistencia del elemento reforzado, para reducir las deformaciones debidas a cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al hormigón, lo que indirectamente aumenta su resistencia a la compresión.

► Barras lisas.-

Se consideran barras lisas aquellas que, aun presentando resaltos en su superficie, como las corrugadas, no alcancen los resultados exigidos en el ensayo de homologación de adherencia. Son de uso cada vez menos frecuente, debido a que las corrugadas presentan ventajas sobre ellas, tanto desde el punto de vista técnico como económico.

► Barras corrugadas.-

Se entiende como barra corrugada aquella que cumple con los requisitos de ensayo de adherencia.

Existen dos tipos de barras desde el punto de vista del proceso de fabricación. Las barras de dureza natural están fabricadas exclusivamente por laminación en caliente, alcanzándose en esta etapa la resistencia requerida. Las estiradas en frío, además de laminarse en caliente, se someten posteriormente a un proceso de estirado y torsión en frío, que aumenta el límite elástico y la carga de rotura y reduce el alargamiento.

□ Características geométricas.-

Las barras empleadas en el hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales, expresados en milímetros y pulgadas, como se muestra en la Tabla N° 2.

Tabla 2 Diámetro de barras comerciales en la ciudad de Tarija

D(mm)	4,2	6	8	10	12	16	20	25	32
D(plg)	1/6	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 1/4
As (cm. ²)	0,138	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	4,909	8,04

Fuente: Apuntes de Asignatura de hormigón armado II

Las barras deben suministrarse sin grietas, ni mermas de sección superiores al 5 por 100.

El asignar a una barra el número que exprese sus características de adherencia con el hormigón ha originado gran cantidad de estudios teórico-experimentales, sin que hasta la fecha pueda decirse que se haya resuelto definitivamente.

Existen diversos métodos de ensayos, entre los cuales podemos indicar el ensayo de simple arrancamiento, que es el más tradicional y que consiste en medir la fuerza necesaria para arrancar, el redondo objeto de ensayo, de una probeta de hormigón en que

se ha sido embebido previamente. Al dividir dicha fuerza por la superficie adherente se obtiene la tensión media de adherencia del acero.

□ Características mecánicas.-

Las características mecánicas más importantes para la definición de un acero son: La resistencia, el límite elástico, el alargamiento de rotura y la aptitud al doblado. Las dos primeras califican al acero desde el punto de vista resistente y las dos últimas cuantifican sus cualidades plásticas.

Resistencia o carga unitaria de rotura (f_s): Es la máxima fuerza de tracción que soporta la barra, cuando se inicia la rotura, dividida por el área de la sección inicial de **la probeta**. Se denomina también, más precisamente, carga unitaria máxima a tracción.

Límite elástico (f_y): Es la máxima tensión que puede soportar la armadura sin que se produzcan deformaciones plásticas o remanentes.

Alargamiento de rotura: Es el incremento de longitud de la probeta correspondiente a la rotura, expresado en tanto por ciento.

c) Complemento.-

El aligeramiento consiste en colocar casetones o moldes que pueden ser perdidos o recuperables, con la finalidad de disminuir la cantidad de materiales a utilizar en el forjado, lo que a la vez disminuiría el peso propio de la estructura.

Clases de aligeramientos.- Los aligeramientos de los forjados, pueden formarse utilizando elementos de encofrado recuperable o perdido.

- ▶ Aligeramiento con encofrado recuperable: Este tipo de aligeramiento consiste en formar huecos con moldes recuperables de plástico u otro material.
- ▶ Aligeramiento con encofrado perdido: Esta clase de aligeramiento se forma al incorporar al forjado casetones, moldes o bovedillas de cerámica, plastoforno, mortero de cemento, fibra de madera aglomerada, bloques huecos de cartón, plástico u otro material lo suficientemente rígido que no produzca daños al hormigón ni a las armaduras.

El aligeramiento de plastroformo (poliestireno expandido), tiene como características principales su ligereza, resistencia a la humedad y capacidad de absorción de impactos.

Algunas medidas universales de los complementos son:

Tabla 3 Medidas de complemento de plastroformo de CONCRETEC

COMPLEMENTO PLASTOFORM						
CODIGO	MEDIDAS	DIMENSIONES (cm)				DENSIDAD (Kg/ m ³)
		a	b	c	d	
103300	10*42*130	42	130	10	38	8-10
103301	10*42*100	42	100	10	38	8-10
103302	10*50*100	50	100	10	46	8-10
103303	10*50*130	50	130	10	46	8-10
103304	10*43*100	43	100	10	39	8-10
103305	10*51*100	51	100	10	47	8-10

Fuente: Concretec

Nota: Variando la altura de 10, 12, 15 y 20 cm

2.3. Losas Reticulares Mixtas (tridilosa).-

2.3.1. Antecedentes.-

Heberto Castillo, ingeniero mexicano que se distinguió por tener amplias capacidades para conceptualizar formas complejas y estructuras espaciales, en tres dimensiones lo que permitió contribuir en el cálculo de las estructuras de obras civiles.

Es de esta manera que Castillo en el año 1966 desarrolló un sistema estructural de entre piso tridimensional mixto de acero y hormigón llamado “Tridilosas”, esta novedosa técnica usada para construir elementos estructurales que pueden reemplazar la tradicional losa de hormigón reforzado. Para el diseño de las tridilosas, Heberto Castillo tomó en cuenta cierta concepción tridimensional de las estructuras que proponía el arquitecto Jose Priani en un ensayo para lograr cubiertas baratas para casa habitación.

2.3.2. Definición-

Las mallas espaciales son la repetición de un gran número de barras de pequeña longitud en comparación a la superficie y cubren una superficie plana o curva. Así, las mallas espaciales son la versión en el espacio de las tradicionales celosías o cerchas planas, empleadas antiguamente más por una limitación del análisis que por otro condicionante. Por otra parte, en función del patrón de repetición es posible formar diversas tipologías de mallas espaciales, como pirámides de base cuadrada o la simple intersección de una pluralidad de cerchas planas.

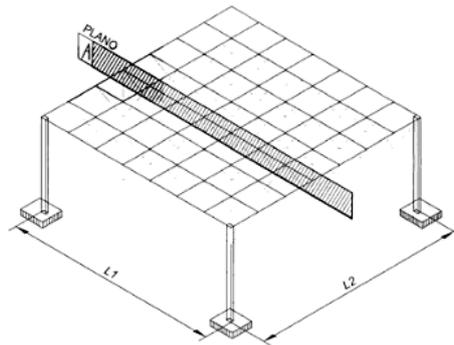


Figura N° 15 Vista isométrica de malla espacial

Fuente: Bozzo (2003)

¿Qué es la Estructura Espacial Mixta? La EEM es un nuevo concepto estructural ideado para remplazar con ventaja a losas, placas y cascarones, cuando se desea cubrir luces medianas y luces grandes, así como resistir sobrecargas elevadas, en diferentes aplicaciones como edificios, puentes, naves industriales u otras estructuras arquitectónicas.

La estructura espacial tiene un comportamiento autoportante en la que los elementos que la forman trabajan bajo las condiciones más elementales, es decir, esfuerzos de tracción, compresión y cortante, y los materiales que la constituyen están colocados de manera que el acero absorbe las tracciones, el hormigón las compresiones y las diagonales (de acero) alternativamente la tracción o compresión.

En la EEM una de las consecuencias de la malla espacial de pirámides de base cuadrada es su posible modelización como una losa equivalente maciza, simplificando considerablemente el cálculo.

Las estructuras formadas por barras pueden tener sus extremos articulados, rígidamente unidos al resto de barras de la estructura o en una situación intermedia. Así, en el primer

grupo las barras giran libremente mientras que, en el segundo, si el nudo experimenta un determinado giro, todas las barras concurrentes experimentan el mismo giro.

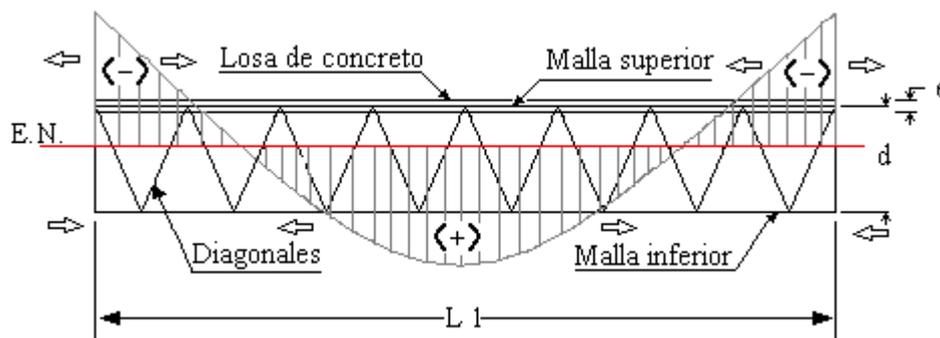
Esta distinción, sin embargo, es más formal que práctica, dado que en una viga triangulada con barras de dimensiones similares entre sí aparecen prácticamente los mismos esfuerzos tratando los nudos como rígidos o articulados. Esta característica, y siempre en el supuesto de barras de dimensiones similares, se debe a que los momentos flectores que se originan en los nudos rígidos son muy pequeños en comparación con los esfuerzos axiales.

2.3.3. Descripción del Sistema.-

La Estructura Espacial Mixta (EEM) clásica es una estructura autoportante, formada por mallas de acero superior e inferior conectadas por diagonales, las cuales forman una pirámide de base cuadrada (Fig. 16). Como elementos rigidizantes se tiene una losa superior y otra losa inferior de hormigón, tal como se detalla a continuación, así como su comportamiento bajo diferentes acciones de carga. Así la EEM está constituida por:

- a) Un armazón metálico formado por dos mallas de acero; una es denominada superior y la otra inferior, llamadas así por su ubicación dentro del armazón metálico. Estas mallas están unidas entre sí por barras diagonales que forman pirámides de base cuadrada
- b) Una o dos losas de hormigón; una ubicada en la malla superior, que vendría a formar el piso, y la otra ubicada en la malla inferior, que sería el cielo raso o falso techo.

Fuente: Elaboración propia.



En esta estructura, la transmisión de esfuerzos de las losas de hormigón superior e inferior

Figura N° 16 Fuerzas internas de compresión y tracción en EEM

se efectúa a través de las barras diagonales trianguladas en el espacio y empotradas en ellas, lo que permite el comportamiento tipo losa de la estructura. Así una dificultad en

su cálculo es el pandeo de las piezas sometidas a compresión y un posible colapso global progresivo, ocasionado por la propia naturaleza de “pluralidad de elementos de reducida dimensión” necesarias para definir la malla espacial interior.

La estructura espacial consigue eliminar hasta un 60% del peso muerto de la estructura tradicional, ya que en ella, y evitando la losa inferior en tracción, no se emplea hormigón fisurado, que no trabaja. En la parte superior lleva una capa de hormigón de 5 a 7 cm de espesor aproximadamente, que sirve de elemento resistente a la compresión y hace

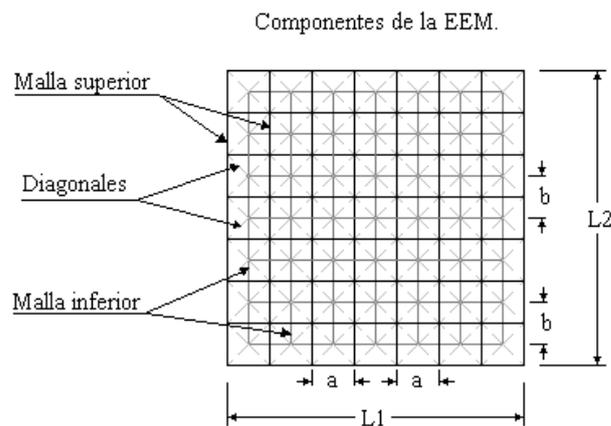


Figura N° 17 Componentes de EEM

además las veces de piso. En la parte inferior también se puede ubicar una losa que hace las veces de cielorraso y que protege del fuego y agentes agresivos a las diagonales. Una propiedad a resaltar es que al aumentar el canto, como consecuencia de las luces a cubrir, el peso de la estructura por unidad de área no aumenta significativamente.³

Fuente: Bozzo (2003)

2.3.4. Materiales.-

a) Hormigón.-

Debe tener las mismas características de un hormigón estándar, sin tener ninguna cualidad en específico, aquellas están mencionadas en el subcapítulo 2.2.3.

b) Aceros.-

El acero es el metal más importante utilizado para fines estructurales porque combina una alta resistencia, tanto en tensión como en compresión, con gran rigidez (módulo de elasticidad elevado), y facilidad de fabricación, con un precio relativamente bajo. El acero

³ BOZZO CHIRINGO (2003).

es un material dúctil por naturaleza, que tiene, además un comportamiento estable bajo inversiones de carga y tiene una relación resistencia/peso favorable.

- ▶ Propiedades relevantes.-

Las propiedades mecánicas del acero están influenciadas de manera importante por el proceso de laminación, velocidad de enfriamiento, tratamiento térmico, temperatura de servicio, deformación en frío, tipo de solicitaciones, etc, por lo que es muy conveniente analizar cada uno de estos factores para establecer los criterios de selección de la calidad y tipo de material más recomendable para una aplicación específica.

En las armaduras de acero para estructuras de hormigón armado, los proyectistas día a día están requiriendo el uso de barras con características de soldabilidad que le permiten mayores facilidades de armado en obra y garantizando calidad de trabajos.

Para la fabricación de estos aceros, con bajo contenido de carbono, generalmente se recurre a procesos metalúrgicos con adición de micro-aleantes para poder lograr las características mecánicas de ensayos que pide la norma.

En la construcción de la tridilosa, se necesita aceros que tengan las características de soldabilidad, ya que en las uniones de las barras se realizara mediante soldadura. Estas barras deben ser de acero de dureza natural, por sus características óptimas para soldadura.

- ▶ Resistencia.

El acero estructural es un material homogéneo e isótropo de calidad uniforme que permite soportar grandes esfuerzos, por lo que en la mayoría de los casos se obtienen miembros con espesores relativamente pequeños en comparación con sus otras dimensiones.

Estas propiedades le dan mayores niveles de seguridad a una estructura sobre todo cuando está sujeta a esfuerzos causados por cargas accidentales, principalmente sismo o viento, ya que estas fuerzas pueden ocasionar inversiones de esfuerzos.

La resistencia a las diversas solicitaciones de los miembros estructurales de acero depende de la forma del diagrama esfuerzo-deformación, y particularmente de los esfuerzos de fluencia F_y y de ruptura en tensión F_u .

En el diseño de una estructura se buscará el equilibrio entre fuerzas externas e internas de tal manera que se obtenga una estructura resistente a las solicitaciones actuantes.

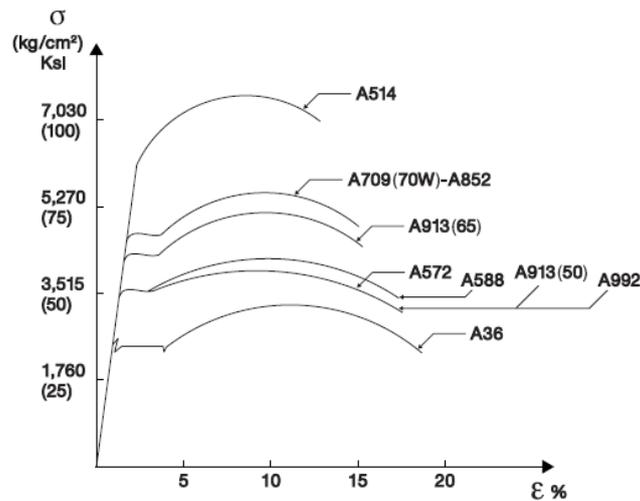


Figura N° 18 Grafica esfuerzo deformación para varios grados de acero estructural

► Módulo de elasticidad.-

Diagrama de proyecto tensión-deformación es el que se adopta como base de los cálculos, asociado en esta norma a un nivel de confianza del 95 %.

Diagrama característico tensión-deformación del acero, en tracción, es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no mayores del 10 por mil, presentan un nivel de confianza del 95 % con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción.

Para todas las armaduras tratadas en la presente norma, como módulo de deformación longitudinal, se tomara:

$$E_s = 210\,000 \text{ MPa}$$

► Ductilidad.

El acero es un material dúctil por naturaleza, que tiene además un comportamiento estable bajo inversiones de carga y tiene una relación resistencia- peso conveniente.

El acero puede aceptar deformaciones importantes más allá del límite elástico sin fallar, tiene pues capacidad para permitir las deformaciones inelásticas que puedan requerirse.

Puede utilizarse para construir estructuras estáticamente indeterminadas que satisfagan los requisitos de diseño sísmico. Es por consiguiente, muy conveniente para construcciones ubicadas en zonas de alta sismicidad. No obstante, la ductilidad intrínseca del acero no se conserva necesariamente en la estructura terminada, por lo que debe procederse con mucho cuidado durante el diseño y la construcción para evitar la pérdida de esta propiedad.

► Soldabilidad.

La soldabilidad se define como el conjunto de propiedades que tiene un acero estructural para permitir efectuar uniones o conexiones soldadas que presenten características suficientes de continuidad metalúrgica, tomando en cuenta que esta propiedad debe definirse respecto a un proceso de soldadura determinado. Las características del acero, y particularmente su composición química influyen de manera importante en la soldabilidad.

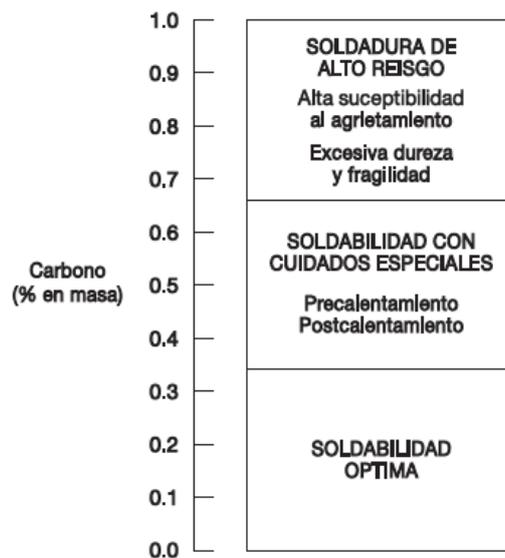


Figura N° 19 Efecto de carbono en la soldabilidad del acero

Una manera sencilla para determinar la soldabilidad del acero son las fórmulas del carbono equivalente.

Carbono equivalente CE	Soldabilidad
$CE < 0.40$	Excelente
$0.41 < CE \leq 0.45$	Buena
$0.46 < CE \leq 0.52$	Regular
$CE > 0.52$	Pobre

Figura N° 20 Soldabilidad del acero en función del carbono equivalente

► Diámetros de doblados.-

Las barras de acero se deben doblar por diferentes motivos, por ejemplo, para formar los estribos. Estos dobleces deben tener un diámetro adecuado para no dañar el acero (Ver figura 21). Por esta razón, el Reglamento de Construcción especifica diámetros de doblado (D) mínimos que varían según se formen dobleces a 90°, 135° ó 180°.

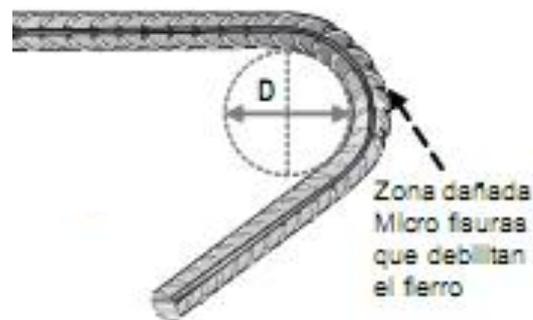


Figura N° 21 Diámetros de doblado

que el mínimo exigido.

a) Diámetro de doblado en refuerzo longitudinal.-

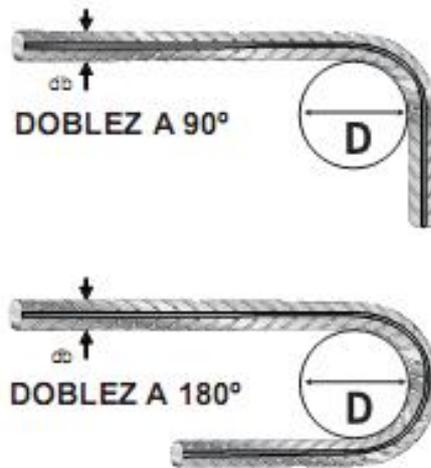


Figura N° 22 Tipos de doblado

Los diámetros de doblado se muestran a continuación, en la tercera columna de la TABLA N°4.

Tabla 4 Diámetros de doblado en barras longitudinales

Diámetro de barra (db)		Diámetro mínimo de doblado (D)	Distancia tubo a trampa (L) (mm)	
(plg)	(mm)		Para doblar bastones a 90°	Para doblar bastones a 180°
--	6	36	25	55
-		48	30	70
3/8	-	57	35	85
-	12	72	50	118
1/2	-	76	55	120
5/8	16	95	65	150
3/4	20	114	85	175
1	25	152	115	235

Por otro lado, para reproducir estos diámetros de doblez cuando se está trabajando el fierro, es necesario simplemente separar el tubo de doblado de la trampa una cierta medida que está indicada en la cuarta y quinta columna de la Tabla N° 4 (Ver figura 22). Una vez que se ha dado la separación correspondiente, se procede a doblar la barra (Ver figura 23).

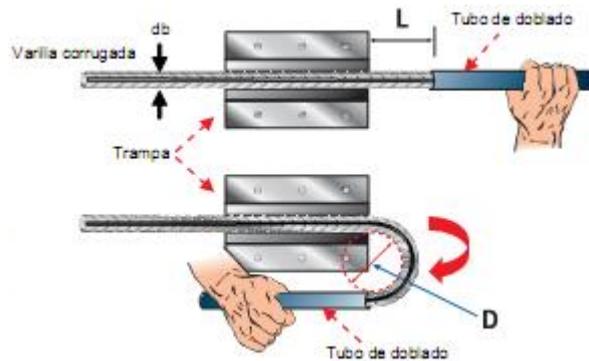


Figura N° 23 Procedimiento de doblado

2.3.5. Características de este sistema.-

Este tipo de sistema debe de tener algunas características estructurales para generar un buen comportamiento estructural, algunas de ellas pueden ser:

a) Ábacos.-

En los forjados reticulares y alrededor de los pilares, se prescinde de los bloques aligerantes y la placa pasa a ser maciza. Esta zona maciza a través de la cual la placa apoya sobre los pilares recibe el nombre de ábaco. El ábaco suele estar embebido normalmente en el espesor de la placa y, tan solo para luces elevadas o cargas anormalmente grandes, se diseña acusado inferiormente bajo la misma de forma recta o biselado a 45°.

Es una zona de la placa, alrededor de un soporte o su capitel, que se regruesa o maciza (si se trata de una placa aligerada), con objeto de aumentar su resistencia.

El tamaño del ábaco para columnas convencionales lo fija la norma de la siguiente forma: “La distancia del borde del ábaco al eje de la columna deberá no ser menor que 0,15 de la luz correspondiente del recuadro considerado”. Cuando la columna es de borde y existe

voladizo, las normas no dicen nada de las dimensiones que debe poseer el ábaco en el sentido del vuelo. Es conveniente darle la misma dimensión al ábaco por la parte interior que por la parte del voladizo (compensación). Para voladizos que no superen el metro, es aconsejable llevar el ábaco hasta el extremo del vuelo. Los criterios aconsejables que deben tenerse en cuenta en el dimensionado de los ábacos volados son los siguientes:

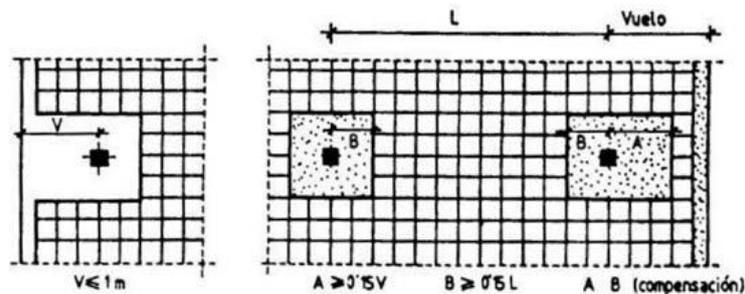


Figura N° 24 Dimensiones de ábacos

Fuente: Regalado (1991)

b) Capiteles.-

En los inicios de los forjados-losas y posteriormente en los forjados reticulares, era normal el ensanchar la cabeza del pilar en su unión al ábaco, para alejar el riesgo más grave que puede presentarse en este tipo de estructura, el punzonamiento.

El ensanche de pilar recibe el nombre de capitel y su empleo, ha quedado rebajado al campo de las edificaciones de tipo industrial y los locales comerciales singulares.

El capitel como tal se encuentra actualmente fuera de uso salvo en casos muy especiales de sobrecargas muy fuertes e incluso, en estos casos, resulta más constructivo evitar el ábaco totalmente. Los capiteles eran propios de los forjados de losas macizas y en la actualidad, solo pueden justificarse bajo un punto de vista de diseño porque resulta visualmente muy agradable.

El capitel como tal carece de sentido cuando el ábaco se halla acusado bajo la placa, y debido además a las dificultades que expone su ejecución, especialmente su encofrado, actualmente su uso es muy restringido, incluso para las construcciones de los tipos mencionados.

El ingeniero Florentino Regalado menciona en su libro sobre los forjados: “Se puede afirmar después de haber intervenido en numerosas construcciones de todo tipo, que solo en una ocasión hemos podido proyectar una obra con capiteles, algunas si hemos

realizado con los ábacos acusados, y la inmensa mayoría se han resuelto con los ábacos embebidos en el espesor de la placa; todo ello, quizás sea debido a la obsesión patológica que reina actualmente en la edificación por los forjados planos”.

c) Columnas.-

El tamaño de las columnas, al margen de la carga vertical que reciban y que lógicamente determina su sección para que no exista agotamiento, deben cumplir unos requisitos particulares por el mero hecho de proyectar la estructura con forjado reticular.

El tamaño mínimo recomendable de los forjados reticulares no deberá ser inferior a 30x30 cm. Las columnas de medianería y esquina para eludir problemas de punzonamiento y empotrar las placas adecuadamente deberían ser ligeramente mayores pero nunca inferiores a 30x30 cm. El tamaño adecuado de las luces de 5-6 m en las columnas de esquina podría ser de 40x40 cm.

Las columnas de medianería deberían tener el tamaño de 40x30 cm para luces superiores a los cinco metros. La dimensión mayor (40), lógicamente perpendicular a la medianería, justo al contrario a como suele ser en los proyectos de viviendas, para evitar que sobresalgan las columnas excesivamente en los pasillo.

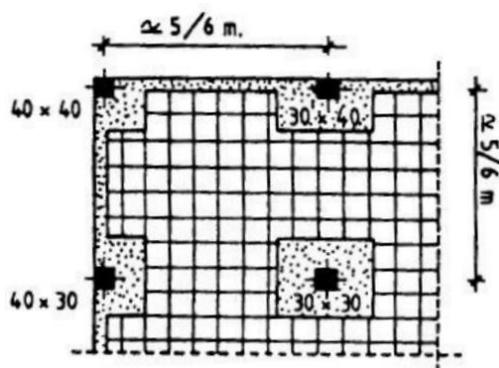


Figura N° 25 Tamaño mínimo aconsejable para pilares

Fuente: Regalado (1991)

Si se proyecta la estructura con los pilares circulares, el diámetro mínimo de los mismos debería ser de 35 cm en los de medianerías y 40 cm en los de esquinas, solamente en los vanos centrales podrían aceptarse pilares de diámetro 30 cm.

Por recomendaciones de funcionamiento de la columna se establece lo siguiente:

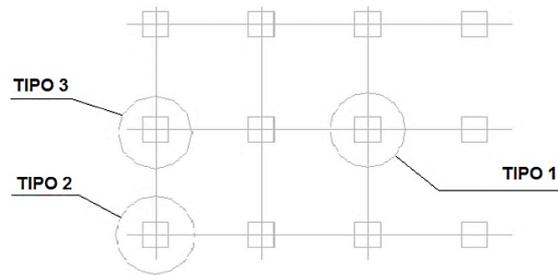
Tipo 1.- Lado =H/8

Tipo 2.- Lado =H/10

Tipo 3.- Lado =H/9

Donde:

H = Altura de entre pisos.



Fuente: Villarreal Genner, Predimensionamiento.

d) Luces y distribución de columnas.-

Las luces de los forjados reticulares prácticamente no tienen limitación. Es cuestión de darle el canto correcto.

Sin ir a los casos extremos, las luces adecuadas para el forjado reticular se mueven alrededor de los 6 metros con uno más menos 1 m. La máxima economía se consigue con luces de 5-6 metros y los columnas de borde retranqueadas 1,5 metros, es decir con voladizos en todo el perímetro.

El forjado reticular admite una distribución caprichosa de las columnas, y es por eso que es el forjado preferido de ciertos arquitectos que acuden a él sistemáticamente porque les facilita enormemente el diseño de las viviendas, pero lógicamente la repartición caprichosa de las columnas engendra esfuerzos de flexión en los mismos, y consecuentemente un costo adicional de armadura, que puede evitarse con una situación modulada y esfuerzos compensados alrededor de los mismos.

La distribución más correcta de columnas es formando una malla lo más cuadrada posible, con luces que difieran menos de 1m.

La distribución teórica ideal apenas engendra flexión en las columnas, y en ella se halla la placa en magníficas condiciones para resistir el punzonamiento que suponen sus apoyos puntuales.

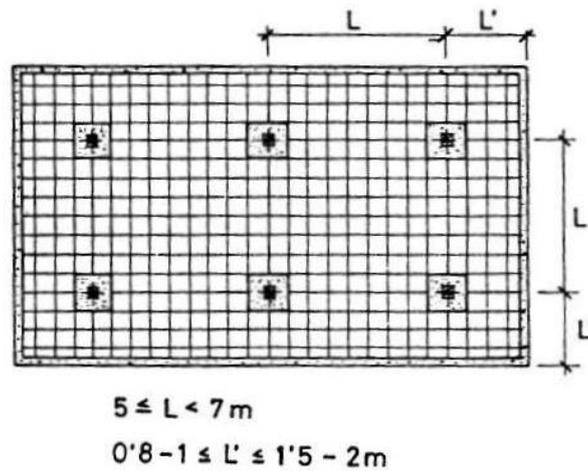


Figura N° 26 Distribución ideal de columnas

Fuente: Regalado (1991)

e) Canto del forjado.-

El canto del forjado depende de los siguientes factores:

- ▶ Luces entre pilares.
- ▶ Luces de voladizo.
- ▶ Grado de empotramiento de la placa en bordes.
- ▶ Cargas gravitatorias a soportar.
- ▶ Empujes horizontales a tener en cuenta.

El Ingeniero Florentino Regalado en su libro sobre forjados reticulares menciona que considera arriesgada la recomendación de las normas de aconsejar para las placas aligeradas que tome el canto igual a la Luz/28.

$$H(\text{canto}) = \frac{\text{Luz max}}{28}$$

Pasando al otro extremo esta recomendación tampoco es razonable, ya que si una obra posee luces de 6 m y posee una sola de 8 m, no es lógico adoptar el canto por un punto singular que puede resolverse de forma aislada, sin encarecer el resto de la placa innecesariamente.

La recomendación que efectúa la Norma se hace siguiendo el espíritu de la modulación ideal, es decir estructuras con luces entre los 6m, y siempre pensando en cargas

convencionales de edificación y aun así nos parece una recomendación muy peligrosa bajo el punto de vista de las deformaciones que toman las placas

En general las obras no poseen una modulación ideal, las cargas frecuentemente superan los 200 Kg/m² considerado en viviendas, existen acumulaciones verticales de cargas por tabiquería al construirse las mismas de forma ascendente y, por ello, el proyectista debe medir adecuadamente los cinco puntos mencionados en el comienzo de este apartado para acertar con la elección del canto de la placa.

El canto confiado puede adquirirse al dividir la luz por un valor comprendido entre 20 y 25, pero no menor a 15cm, dependiendo de los cinco parámetros ya mencionados.

$$\frac{L}{20} \geq H_{\text{canto}} \geq \frac{L}{25}$$

Si el canto debe elegirse porque existen voladizos que predominan sobre las luces de vanos, se sugiere emplear la tabla 1 del anexo VIII, teniendo en cuenta las tabiquerías que incidan sobre los mismos y en caso de dudas, saltar el escalón siguiente:

f) Capa de compresión.-

El espesor de la capa de compresión no será inferior a 5 cm ni a 1/10 de la mayor dimensión del aligeramiento

Aplicando el criterio de la Norma, el valor de “c” superara en general los 6 cm, mientras que la práctica demuestra que emplear 5 cm de capa de compresión basta para la mayoría de los casos.

Por otra parte, no debe mirarse la capa de compresión en el forjado reticular con el mismo criterio que se mira en el forjado unidireccional, donde la capa de compresión es imprescindible para repartir transversalmente acciones que en el reticular se reparten magníficamente al disponerse en el mismo de nervios cruzados en dos direcciones.

g) Vigas de borde.-

Formando parte de las placas nervadas, existen unos elementos de importancia fundamental en el esquema resistente de las mismas, su dimensionamiento, es más fruto de la experiencia del calculista, que de unos estudios serios y rigurosos de los mismos, nos estamos refiriendo a las vigas de borde de los forjados reticulares.

- ▶ Las funciones que realizan son las siguientes:
- ▶ Enlazan y atan la placa perimetral a los pilares.
- ▶ Refuerzan los ábacos empotrando la placa en los pilares.
- ▶ Soportan de forma directa los cerramientos de fachada.
- ▶ Ayudan con su estribado a resistir y evitar el punzonamiento de la placa de borde que por otra parte son los más delicados y desfavorables.
- ▶ Redistribuyen esfuerzos anormales.

En zona sísmica su importancia es básica manteniendo cosida toda la estructura

Manejados con un criterio estructural adecuado, posibilitan la apertura de cualquier tipo de huecos en los forjados. Los admitidos por la norma y los no permitidos.

El ancho de las vigas viene fijado en función del canto del forjado según la tabla 2 del anexo VIII

Cuando las luces superan los 6-7 m, independientemente del canto adoptado para la placa, es muy recomendable descolgar la viga de borde y embeberlo en el cerramiento perimetral, tratando de evitar que aparezcan fisuraciones por deformaciones diferidas en el mismo.⁴

2.3.6. Beneficios del sistema.-

La estructura espacial consigue eliminar hasta una 60% del peso muerto de la estructura tradicional, ya que en ella, y evitando la losa inferior en tracción, no se emplea hormigón fisurado, que no trabaja.

a) Aspecto técnico.-

- ▶ Proporciona, un aumento de la inercia de la sección sin un sensible incremento del peso muerto de la misma.
- ▶ Disminuye el peso muerto en el conjunto de la obra hasta en un 60%, merma que es función de diversos parámetros.

⁴ Regalado (1991)

- ▶ Además, al reducir las cargas solicitantes en columnas y zapatas se obtiene, naturalmente, secciones menores, lo que redonda en un menor peso global de la estructura y menores fuerzas sísmicas.
- ▶ Amplias posibilidades arquitectónicas al no requerir vigas peraltadas y pilares intermedios, pudiéndose ubicar pilares de forma libre en planta con una iluminación flexible a través de la losa.
- ▶ Permite pasar por el interior de las mallas las instalaciones eléctricas, sanitarias o de aire acondicionado sin necesidad del empleo de cielos rasos.

b) Aspecto económico.-

- ▶ Economía general de la obra, pues se obtiene una estructura más eficiente que emplea ópticamente el acero y el hormigón, disminuyendo a la vez de los esfuerzos a los que las columnas y zapatas estarán sometidos.
- ▶ Simplificación en la construcción y eliminación de apuntalamientos provisionales, pues la misma estructura se puede utilizar como soporte de encofrados.
- ▶ Menores cargas financieras, debido a la mayor rapidez en la construcción.

2.3.7. Aplicación de la tridilosa.-

- a) Puente Vehicular: Puente vehicular IXMIQUILPAN, Hidalgo en el año 1993, dimensiones 7.5 de ancho y un claro de 55m.



Ilustración 1 Puente vehicular Ixmiquilpan



Ilustración 2 Puente vehicular en ejecución

- b) Puente vehicular AJUCHITLAN, Guerrero en el año 1991, dimensiones de 7.5m de ancho y dos claros de 35 m.

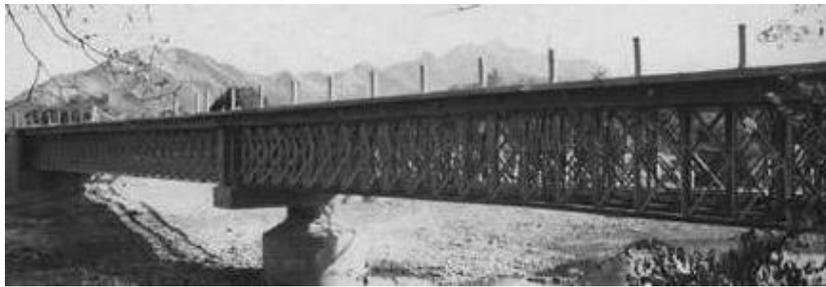


Ilustración 3 Puente vehicular Ajuchitlan, se muestra el sistema estructural de la tridilosa

- c) Edificio: Hotel de México, México D.F. en el año 1972, supervisión Heberto Castillo.



Ilustración 4 Edificio del Hotel de México, se muestra la elaboración de las tridilosas

- d) Torre CHAPULTEPEC, México D.F en el año 1991 bajo la supervisión del ingeniero Heberto Castillo.



Ilustración 5 Se muestra la Torre de Chapultepec en proceso de construcción.

2.3.8. Análisis de mallas espaciales mixtas.-

En general, se pueden plantear dos grupos de métodos para analizar estas estructuras: métodos exactos y métodos aproximados. En el primero, se consideran como elementos de análisis cada barra y losas de la malla, realizando equilibrio y compatibilidad de desplazamientos como mínimo en cada nudo. Incluso con la potencia actual de los ordenadores, este planteamiento es aplicable para mallas e superficie reducida. El segundo método sustituye la malla espacial por estructuras continuas, como una losa sujeta a cargas perpendiculares al plano con condiciones de contorno similares. Antes de detallar

procedimientos, sin embargo, es instructivo estudiar las ecuaciones que gobiernan el análisis de losas en general.

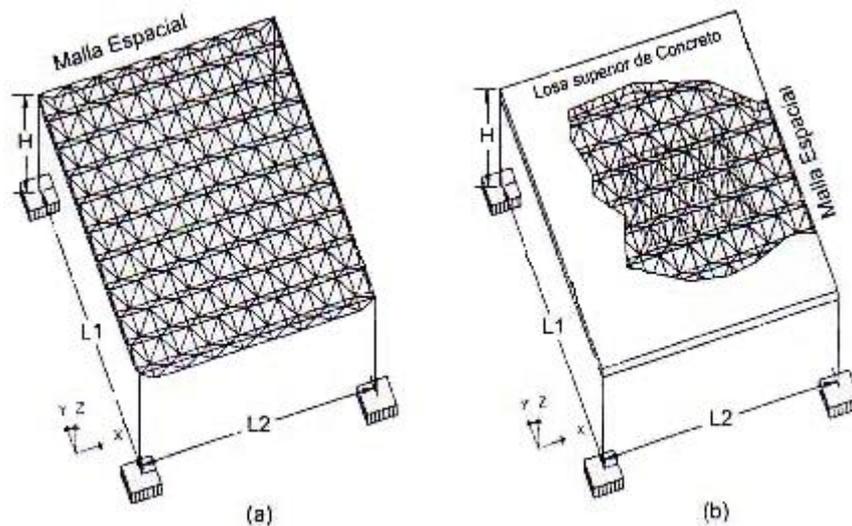


Figura N° 27 a) Malla espacial b) Losa espacial mixta

Fuente: Bozzo (2003).

a) Análisis de losas por la teoría de la elasticidad.-

Las ecuaciones diferenciales que se detallan a continuación corresponden a las losas elásticas, con respuesta lineal o no, sujetas a cargas perpendiculares en su plano. Se asumen desplazamientos pequeños con relación al espesor de la losa, no incluyendo la no-linealidad geométrica, así como la no-linealidad en las cargas. Por ello el equilibrio siempre se plantea en la configuración inicial y la dirección de las cargas se considera independientemente de la configuración deformada.

El análisis de placas difiere del de un sólido tridimensional en que aquellas tienen una dirección considerablemente menor a las otras dos, lo que permite hacer las siguientes simplificaciones:

- ▶ El esfuerzo normal en la dirección transversal no es significativo.
- ▶ Hipótesis de Kirchhoff o de las secciones planas.
- ▶ La deformación por corte es constante en la dirección transversal.

La hipótesis de Kirchhoff, o de las secciones planas, es la hipótesis fundamental del análisis de losas. Esta hipótesis, establece que las secciones planas antes y durante la

deformación permanecen planas. En virtud de esta hipótesis de compatibilidad se asume un plano neutro, sin deformación, similar al eje neutro para elementos lineales.

b) Análisis de mallas espaciales mixtas.-

El método de análisis por elementos finitos es el más efectivo con que cuenta el ingeniero estructural en la actualidad. En el presente caso, este método permite idealizar la estructura espacial mixta clásica, como la superposición de una celosía espacial metálica con una o dos losas de hormigón trabajando a esfuerzos de membrana. De este modo, la matriz de rigidez de la estructura se obtiene como la superposición adecuada de la matriz de rigidez de elementos de membrana y de elementos de reticulado. El sistema así idealizado permite estudiar, lo más racionalmente posible, el comportamiento real de la estructura.

En estructuras espaciales mixtas generalizadas la simplificación a barras de reticulado y a membranas de hormigón puede ocasionar errores significativos de cálculo. En mallas no trianguladas espacialmente es posible tener barras solicitadas a flexión y losas de hormigón donde estas no sean de segundo orden. En estos casos la idealización estructural debe incluir estos efectos, redundando en una mayor complejidad de cálculo.

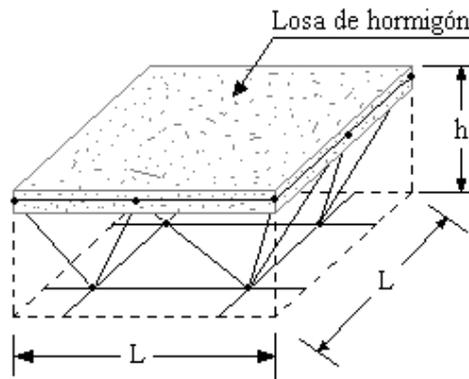
► Barras de reticulado.-

A continuación, se desarrollan las expresiones de rigidez de barras para el análisis de estructuras espaciales mixtas formadas por una malla de pirámides de base cuadrada. En estas no se consideran los efectos de la flexión, dado que su rigidez es un orden de magnitud inferior a la rigidez axial. Por lo tanto, a pesar de tener nudos rígidos formados por soldadura, sus extremos pueden considerarse a efectos de cálculo como articulados.

Al cargarse una estructura, ésta se deforma generando trabajo externo por las fuerzas aplicadas y sus respectivos desplazamientos y trabajo interno por las deformaciones y tensiones en el volumen del sólido. La estructura está en equilibrio estable si ambos trabajos son iguales y mínimos. Por ello en el elemento mostrado en la figura 31 se pueden no considerar los efectos de la flexión en las barras, dado que hay un sistema estático equivalente bajo deformaciones axiales únicamente.

Se llama rigidez en un punto y dirección, en general, a los coeficientes que relacionan una deformación unitaria (manteniendo como nulas las restantes deformaciones) y las fuerzas

que lo generen. En el contexto de una barra de reticulado donde solo se consideren las deformaciones axiales, ésta solo tendrá acortamientos o alargamientos y la rigidez será un coeficiente que relacione estos con las fuerzas que los originen. Así, aplicando una fuerza en un extremo de la barra y fijando el otro se tiene por equilibrio que las fuerzas en sus extremos han de ser iguales y de sentido contrario y según la ley de Hooke el desplazamiento en el nudo libre es:



$$\delta = \frac{P}{E} \int_0^l \frac{dx}{A},$$

de donde:

$$P = \frac{E}{\int_0^l \frac{dx}{A}}$$

Si la barra es de sección constante, se obtiene:

$$K = \frac{E \cdot A}{\int_0^l dx} = \frac{E \cdot A}{l}.$$

c) Análisis por asimilación a estructuras continuas.-

El procedimiento de análisis detallado anteriormente, en particular para mallas espaciales generales, requiere un tiempo importante en la preparación del modelo y su posterior procesamiento y diseño. Por ello, y por la complejidad de cálculo numérico intrínseco en él, se recurre con facilidad al método alternativo donde la estructura espacial mixta se asimila a un elemento continuo de losa de hormigón con canto equivalente trabajando a esfuerzos de placa.

Los métodos presentados se basan en la asimilación de la malla espacial a estructuras continuas homogéneas sean estas isotrópicas u ortotrópicas. La fuente principal de anisotropía en elementos fisurados es la armadura de refuerzo en cada dirección. En secciones pretensadas o con solicitaciones inferiores a la resistencia de tracción, la anisotropía no es significativa, dado que la inercia bruta y la homogeneizada son muy similares. Es habitual en losas macizas que esta última situación no se dé y que las tensiones de tracción en las fibras inferiores sean ampliamente superadas. En losas mixtas, y dada la relativa simplicidad en aumentar el canto, y por tanto disminuir las tensiones sin aumentar el peso propio, es más habitual tener tensiones de tracción relativamente bajas. Por lo tanto, en muchas zonas de la losa se tiene una inercia bruta y no es necesario considerar la ortotropía debida a las armaduras.

A partir de los esfuerzos hallados en estas estructuras de asimilación se obtienen las compresiones y tracciones existentes en las barras que definen la malla real. Existen dos procedimientos de asimilación de mallas a estructuras continuas: el método de teoría de losas sándwich y la teoría de la losa ortótropa equivalente.

- ▶ Teoría de la losa sándwich.-

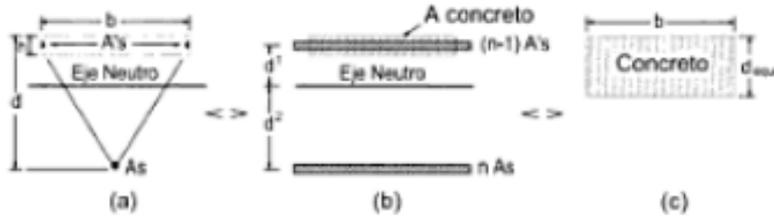
Un método alternativo para analizar una malla espacial mixta es empleando la teoría de las losas tipo sándwich. En este caso, la losa sándwich se considera constituida por tres capas: la capa superior y la inferior, que resisten de modo preponderante los esfuerzos de flexión, siendo los esfuerzos transversales (de corte) absorbidos completamente por el reticulado inferior (diagonales), que constituyen el núcleo de la losa sándwich.

La justificación de haber considerado la losa sándwich como el modelo estructural para estudiar el comportamiento de la estructura espacial mixta, no solo se debe a la semejanza con ellas sino además a las deformaciones por esfuerzo transversal.

- ▶ Teoría de la losa ortótropa equivalente.-

Es un método alternativo de análisis de estructuras que permite calcular una estructura espacial mixta, asimilándola a una losa ortótropa equivalente, con parámetros adecuadamente determinados y es el procedimiento más empleado en la práctica.

Resolviendo las ecuaciones diferenciales desarrolladas mediante aproximaciones de elementos finitos, se analizan sistemas estructurales de forma general, no existiendo restricción, ni de la geometría ni del tipo y ubicación de los apoyos. (Teoría de la elasticidad)



Este procedimiento tiene la ventaja de reducir considerablemente el número de incógnitas involucradas en el análisis.

Para realizar la equivalencia entre una tridilosa y una losa de hormigón se utiliza una inercia equivalente. Se sabe que la rigidez flexional de la losa continua es la siguiente:

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$$

Si se considera un ancho “b” se puede modificar la ecuación anterior de la siguiente manera:

$$D = \frac{bt^3}{12} \frac{E}{b(1-\mu^2)} = I_{equiv} \frac{E}{b(1-\mu^2)}$$

A continuación se calcula una inercia aproximada de la tridilosa, con el criterio de sección transformada, “n” es la relación de módulos de elasticidad del acero y del hormigón:

$$n = \frac{E_a}{E_c}$$

Efectuando operaciones con la sección transformada se obtienen las siguientes distancias al eje neutro del hormigón y acero superior (d_1) y del acero inferior (d_2):

$$d_1 = \left(d - \frac{h}{2}\right) \left(\frac{n As}{hb + n As + (n - 1)A's}\right)$$

$$d_2 = \left(d - \frac{h}{2}\right) \left(\frac{hb + (n - 1)A's}{hb + n As + (n - 1)A's}\right)$$

Se calcula posteriormente la inercia de la sección transformada con la siguiente ecuación:

$$I_{eq} = d^2_1((N - 1)A's + bh) + d^2_2(nAs).$$

Considerando un bloque de hormigón con idéntica inercia se obtiene el canto equivalente.

Para un ancho (b) de hormigón:

$$I_{eq} = \frac{bd^3_{eq}}{12}$$

$$d_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 I_{eq}}{b}}.$$

La losa inferior rigidiza la estructura, mejora la resistencia de las diagonales y trabaja en caso de inversión de esfuerzos por acciones sísmicas.

d) Análisis de mallas espaciales por asimilación a estructura homogénea e isotrópica.-

Para la introducción de una estructura en un programa informático de análisis, se debe idealizar dicha estructura, es para ello que se realiza un estudio de la estructura tridimensional mixta de hormigón y acero para transformarla en una estructura tridimensional y homogénea, que pueda ser fácilmente analizada.

Para la inserción de la estructura espacial al programa SAP2000 se debe realizar una homogenización de los materiales a uno específico, pues el programa cuenta con análisis y diseño con solo un material.

En la tridilosa, se cuenta con dos tipos de materiales, la losa de compresión que es de hormigón que se encuentra embebida en la malla superior, y el acero que conforman todas las barras de la retícula espacial. Por tanto se realiza una homogenización de la carpeta de compresión de hormigón a una barra de acero equivalente.

Por adherencia del hormigón y acero, igualamos las deformaciones unitarias de ambos:

$$\xi_s = \xi_c$$

Por la ley de Hooke:

$$\text{Como } \varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

Entonces tenemos:

$$\frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{\sigma_c}{E_c} \quad \text{Pero: } \sigma = \frac{P}{A}$$

Reemplazando obtenemos:

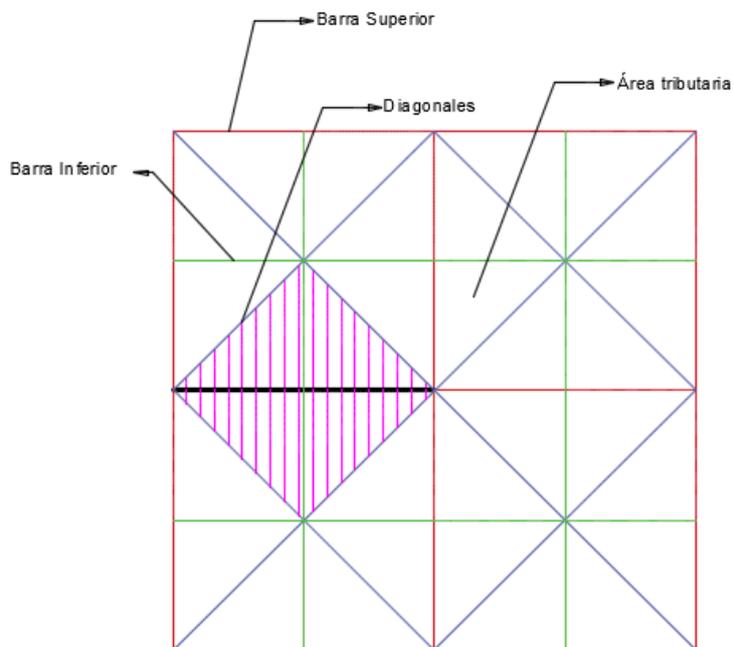
$$\frac{P}{A_s} = \frac{P}{A_c} \frac{E_c}{E_s}$$

Simplificando tenemos:

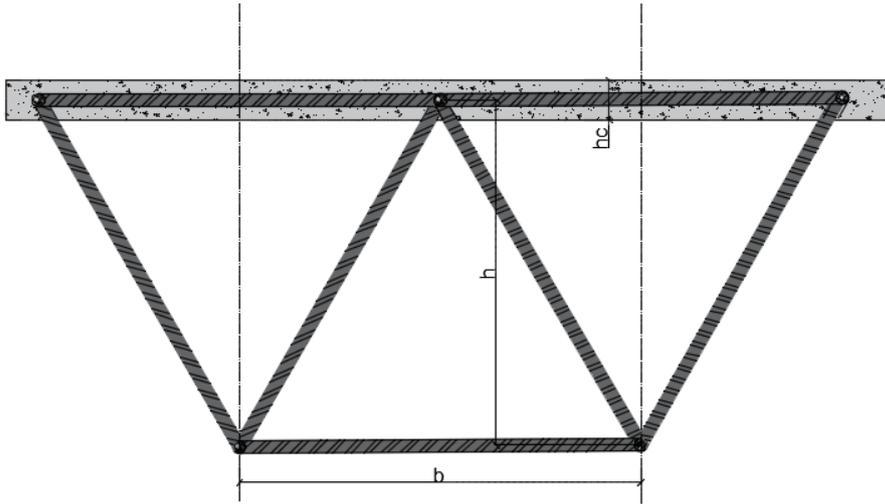
$$A_s = \frac{E_c}{E_s} A_c$$

El área de hormigón obtenemos de:

Vista en planta:

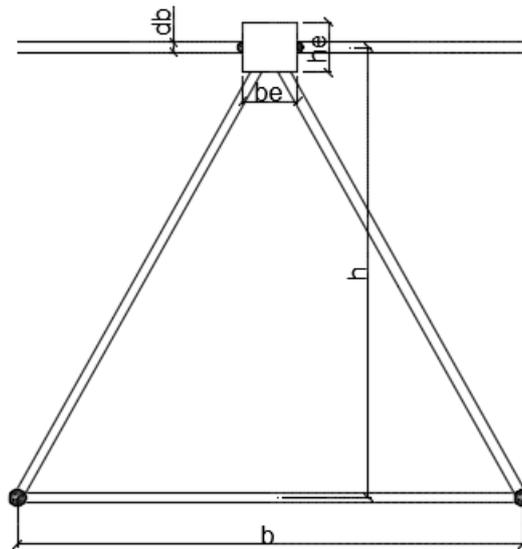


Vista lateral:



$$A_c = b * hc$$

Y el área de acero equivalente de la losa de compresión es de:



$$A_s = be * he$$

Donde $he = hc$; Obteniendo:

$$be = \frac{E_s}{E_c} * bc$$

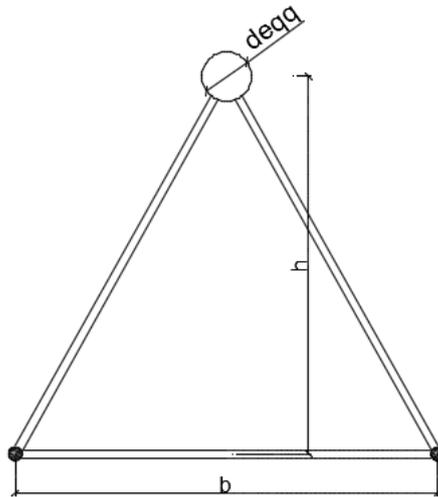
La relación de $\frac{E_s}{E_c}$ es la relación modular, que se simboliza con “n”.

El área de acero para la obtención del diámetro equivalente, se debe obtener sumando la barra de acero que conforma la malla superior de diámetro db y el área de acero correspondiente a la de la losa de compresión.

$$A_s = \frac{\pi * db^2}{4} + be * he$$

Por geometría se obtendrá el diámetro equivalente:

$$deqq = \sqrt{\frac{4 * A_s}{\pi}}$$



e) Predimensionamiento estructural.-

El diseño es un proceso iterativo que parte de unos requisitos de forma, función y resistencia, y obtiene una o varias soluciones. Por ejemplo, para diseñar una losa se suele partir de su función (sea ésta de una oficina, local industrial, depósito de materiales o una zona de estacionamientos), forma horizontal (plana, inclinada, esviada, etc.), posibles ubicaciones de sistemas estabilizadores (núcleos rígidos o pantallas), así como sistemas estabilizadores secundarios (capiteles o ábacos) y las características de los materiales (resistencia del hormigón y límite de fluencia del acero, entre otros). Partiendo de esta información se seleccionan una o varias ubicaciones para los pilares con capiteles y/o ábacos, placas y/o muros portantes, se determina la sobrecarga y se estima el peso propio seleccionando un determinado espesor para las losas (por ejemplo luz/25). Posteriormente se realiza el análisis y se verifica el comportamiento de la losa bajo diversos criterios o estados límite.

Una vez seleccionada la ubicación, número de columnas y muros portantes, esta sección presenta el diseño de losas reticulares mixtas como elementos armados en dos direcciones y formadas por una celosía espacial con losa inferior y/o superior. Dada la facilidad de cubrir grandes espacios diáfanos, con este sistema los pilares pueden estar separados en

vanos de 30 m sin necesidad de estar alineados formando pórticos, lo cual simplifica el proyecto arquitectónico.

Para el análisis de las losas reticulares clásicas mediante los métodos aproximados de asimilación a continuos, las medidas de esfuerzos que se emplean son los momentos flectores, momentos torsores y cortantes verticales, definidos por unidad de longitud. Todos estos parámetros se obtienen de integrar en el espesor las tensiones normales y tangenciales.

Este apartado presenta inicialmente el diseño a flexión de la EEM y su verificación por cortante y punzonamiento, transferencias de momentos y cortantes entre losas y pilares empleando el diseño a la rotura. Posteriormente se presentan diversos estados límites de verificación en servicio, tales como desplazamiento máximo vertical y fisuración.

► Diseño de la EEM modelada tridimensionalmente.-

Se consideró el diseño partiendo de un análisis de la losa como una estructura laminar continua y homogénea. En esta parte del capítulo se considera el diseño partiendo de un análisis de la losa modelada tridimensionalmente, es decir, empleando elementos tipo barra y elementos tipo placa. En este caso se determinará exactamente las fuerzas axiales en las barras de acero y los esfuerzos que se generan en la losa de hormigón para las distintas combinaciones de carga. Para el diseño de los elementos se utilizará el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

□ Diseño de la losa.-

Para el diseño de las losas de hormigón se utilizarán las especificaciones en la parte 5 del manual AISC (LRFD) para miembros de sección compuesta. Como en el análisis se obtienen directamente los esfuerzos de membrana, que se generan en la losa de hormigón, se debe verificar que estos sean menores que la siguiente expresión:

$$\sigma_c \leq 0,85f_c.$$

Estos límites se cumplen ampliamente en este tipo de estructuras. Cabe señalar que, en este caso, el hormigón trabaja casi totalmente a compresión. Si es que en otros casos se obtienen tracciones en el hormigón se considerará que las barras de acero absorben dichos esfuerzos; en caso extremo, se considerará el uso de losa inferior y capiteles, sobre todo en las zonas de apoyo como las columnas.

□ Diseño de los elementos de barra (LRFD).-

El diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) es un método para diseñar estructuras tal que no se excede ningún estado límite aplicable cuando la estructura se somete a todas las combinaciones apropiadas de cargas. El estado límite es una condición en la cual una estructura o un componente estructural se hacen inadecuado. Un miembro estructural puede tener varios estados límite.

El método LRFD, como se aplica a cada estado límite, se puede resumir en la fórmula

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n.$$

En la terminología de la especificación AISC (LRFD), el lado izquierdo de esta desigualdad es la resistencia necesaria y el lado derecho es la resistencia de diseño. El izquierdo representa las combinaciones de carga, que son, la sumatoria (representada por Σ) de las diferentes cargas (o efectos de carga) Q_i , multiplicadas por sus respectivos factores de carga γ_i . El lado izquierdo es independiente del material.

Al lado derecho de la desigualdad, la resistencia de diseño para el estado límite dado es el producto de la resistencia límite nominal R_n y su coeficiente de reducción de resistencia ϕ .

□ Diseño de la losa a compresión.-

El diseño de los elementos tipo barra en compresión es importante en estas estructuras, entre otros motivos porque su pandeo inicial puede ocasionar una disminución en el canto de la losa mixta originando un aumento de las solicitaciones y un efecto progresivo de daño en la estructura. En este sentido es recomendable en estructuras de gran entidad realizar un estudio de equilibrio en la configuración deformada subdividiendo las diagonales en compresión, en un número adecuado de barras y estudiando su respuesta sin contar con dicha diagonal.

El pandeo de un elemento barra sometida a una carga axial puede ser elástico o inelástico. Para propósitos de diseño, se toma $\lambda_c = 1,5$ como la frontera entre el pandeo elástico y el inelástico del elemento.

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_Y}{E}}.$$

Para columnas de sección transversal que tengan relaciones ancho-espesor iguales o menores que λ_r la resistencia a la compresión de diseño es $\phi_c P_n$, en donde

$$\phi_c = 0,85$$

$$P_n = A_g F_{cr}$$

Si $\lambda_c \leq 1,5$, el pandeo de la columna es inelástico.

$$F_{cr} = (0,658 \lambda_c^2) F_y,$$

O en la forma alterna dada en el comentario de la especificación AISC (LRFD):

$$F_{cr} = [e^{(-0,419 \lambda_c^2)}] F_y,$$

Si $\lambda_c > 1,5$, el pandeo de la columna es elástico.

$$F_{cr} = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y.$$

En los términos de esas ecuaciones están

λ_c =Parámetro de esbeltez

F_y =Esfuerzo de fluencia mínimo especificado, Kg/cm²

E =Módulo de elasticidad del acero = 2000000 Kg/cm²

ϕ_c =Coeficiente de reducción de la resistencia para compresión

P_n =Resistencia nominal a la compresión, Kg/cm²

A_g =Área bruta de la sección transversal, cm²

F_{cr} =Esfuerzo crítico de compresión, Kg/cm²

La ecuación anterior es la ecuación de Euler para la inestabilidad del elemento barra sometido a compresión, multiplicada por 0.877 para tener en cuenta la falta de linealidad inicial de los elementos reales. La anterior ecuación y su equivalente son ecuaciones empíricas para el pandeo inelástico de los elementos y proporcionan una transición de $F_{cr} = F_y$ en $\lambda_c=0$ (es decir $Kl/r=0$) a la ecuación modificada de Euler para el pandeo elástico en $\lambda_c > 1,5$. Para el acero A36 $\lambda_c = 1,5$ corresponde a una esbeltez Kl/r de 133,7.

□ Diseño de la resistencia de los elementos sometidos a tracción.-

Un miembro dúctil de acero, sin agujeros y sometido a una carga de tensión puede resistir, sin fracturarse, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal y del esfuerzo de fluencia del acero, gracias al endurecimiento por deformación. Sin embargo, un miembro a tensión cargado hasta el endurecimiento, se alargará considerablemente y restará utilidad a éste y puede, además, causar la falla del sistema estructural del que forma parte el miembro.

La especificación LRFD-D1 estipula que la resistencia de diseño de un miembro a tensión, $\phi_t P_n$, será la más pequeña de los valores obtenidos cuando ocurre en los siguientes casos:

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (con la idea de prevenir alargamiento excesivo del miembro).

$$P_u = \phi_t F_y A_g \text{ con } \phi_t = 0,9.$$

2.3.9. Diseño cortante en placas y losas planas.-

Cuando las losas en dos direcciones están apoyadas directamente sobre columnas, como ocurre con las losas y placas planas, o cuando las losas sostienen cargas concentradas, como en el caso de zapatas, el cortante cerca de las columnas es de vital importancia.

a) Losas sin refuerzo especial a cortante.-

Dos tipos de cortante pueden ser críticos en el diseño de losas planas: El primero es el ya conocido cortante por acción de viga, que lleva a fallas por tensión diagonal y el segundo la falla a cortante por punzonamiento con la grieta diagonal.

Este último tiene como característica la falla de la grieta diagonal potencial formando una superficie de cono o pirámide truncada alrededor de la columna, del capitel o del ábaco como se muestra en la figura 28.

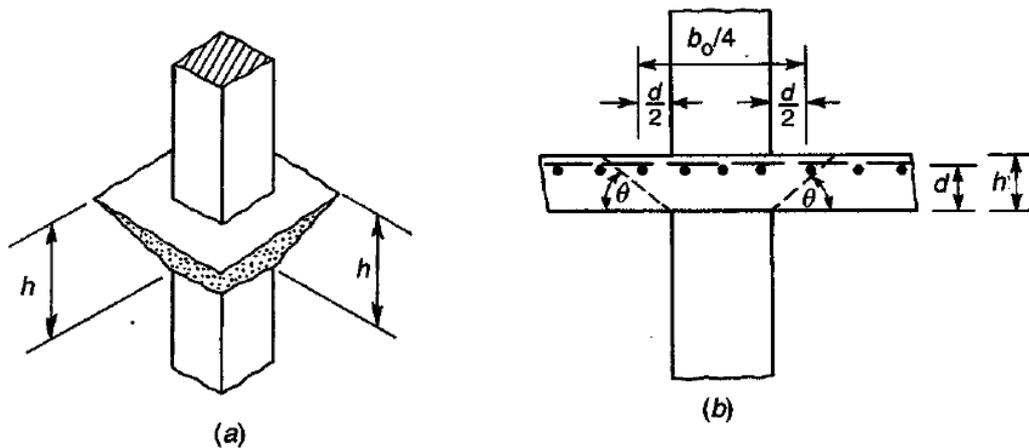


Figura N° 28 Superficie de falla definida que genera el cortante por punzonamiento

Fuente: Nilson (2001)

La superficie de falla se extiende desde la parte inferior de la losa, en el apoyo, hacia arriba en la dirección diagonal hasta la superficie superior. El ángulo de inclinación con la horizontal, θ depende de la naturaleza y la cantidad del refuerzo en la losa. Éste puede variar entre 20° y 45° aproximadamente. La sección crítica a cortante se toma en dirección perpendicular al plano de la losa y a una distancia $d/2$ desde la periferia del apoyo, como se indica. La fuerza cortante V_u que debe resistir puede calcularse como la carga, mayorada total sobre el área imitada por las líneas centrales de los paneles alrededor de la columna, menos la carga aplacada dentro del área definida por el perímetro crítico a cortante, a no ser que deban transferirse momentos significativos de la losa a la columna. En esta sección, además de los esfuerzos cortantes y de los esfuerzos horizontales de compresión ocasionados por el momento flector negativo, se hace presente un esfuerzo de compresión vertical o un poco inclinada debido a la reacción de la columna. La presencia simultánea de compresibles en direcciones vertical y horizontal aumenta la resistencia a cortante del concreto. Para losas apoyadas sobre columnas con una relación entre los lados largo y corto no mayor que 2, los ensayos indican que la resistencia nominal a cortante puede tomarse igual a

$$V_c = 1.1\sqrt{f'_c} b_o d$$

De acuerdo con el código ACI 11.12.2, donde b_o es igual al perímetro a lo largo de la sección crítica.

Sim embargo, para losas apoyadas sobre columnas muy rectangulares, se encuentra que la resistencia a cortante estimada con la ecuación anterior no es conservadora. De acuerdo

con los ensayos publicados en la referencia 13.14, el valor de V_c se aproxima a $0.53\sqrt{f'_c} b o d$ a medida que β_c , la relación entre lados largo y corto de la columna, se hace muy grande. Con base en estos datos, el código ACI 11.12.2 establece además que V_c para cortante por punzonamiento no debe ser mayor que

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b o d$$

Así, de acuerdo con el código ACI, la Resistencia a cortante por punzonamiento de losas y zapatas debe tomarse como la menor entre los valores de V_c determinados por las ecuaciones anteriores. La resistencia de diseño se toma igual a ΦV_c , como es usual, donde $\Phi = 0.85$ para cortante. El requisito básico es entonces $V_u \leq \Phi V_c$.

2.3.10. Flexibilidad arquitectónica.-

a) Sentido de la flexibilidad.-

En un sentido general, la flexibilidad es entendida como la capacidad de algunos elementos o materiales para permitir modificaciones en su forma sin perder su estructura esencial. Es decir que el material se puede moldear de una manera tal que logra adoptar diferentes formas deseadas, pero en el momento que requiera volver a su forma inicial, lo puede hacer.

Así también, es un término aplicable a diferentes campos, dependiendo del contexto en el que se esté incluyendo, en éste caso es aplicado al problema del espacio arquitectónico, ya que esa capacidad de transformación que puede poseer un material, puede también ser interpretada en arquitectura como posibles modificaciones de los espacios en la vida de las edificaciones.⁵

Cualquier modificación o alteración el espacio original, se basa en una necesidad en la búsqueda de hacer propio el sitio de residencia o trabajo. Los hábitos de vida van cambiando en las distintas épocas, influidas por diversos factores (tecnológicos, informáticos, sociales, etc.)

b) Importancia de la flexibilidad.-

Promover la flexibilidad en la arquitectura es una práctica que aporta muchas ventajas a corto, medio y largo plazo. Permitir que una construcción se adapte a los cambios de la

⁵ NUFRIO Anna, Santa Fe de Bogotá, 1998.

vida de los usuarios es un aspecto que los arquitectos deben tener en cuenta, ya que la flexibilidad es el medio que permite que una necesidad alcance la meta de transformación necesaria para adaptarse a lo nuevo. La flexibilidad se puede presentar de varias maneras, desde una puerta que se abre completamente, dando permeabilidad entre los espacios internos y externos, hasta un edificio entero que puede desplazarse de sitio, entre muchas otras variantes.

Existen diversas técnicas para generar flexibilidad en la arquitectura, así como materiales y sistemas constructivos que permiten responder adecuadamente a esta premisa. El arquitecto debe conocer la importancia de esta propiedad en relación con la construcción de los espacios y debe incorporarla en su sistema de trabajo desde el inicio de sus planteamientos.

Un espacio transformable tiene mayor flexibilidad arquitectónica, pues posee una mayor alternabilidad en su composición interna o externa. Sobre todo busca cambiar, alterar o modificar el interior del espacio para lograr una mejor ejecución de diversas actividades.

c) Criterios para la aplicación de la flexibilidad.-

Para tener una flexibilidad arquitectónica se toma en cuenta diferentes factores que beneficiarán a los alumnos, docentes y personal administrativo en su desempeño diario, ya que se podrán tener ambientes amplios y libres, algunos criterios son importantes:

- Lo antiguo y lo nuevo son igualmente importantes.-
- No hay presente sin pasado y brindar otra vida a estructuras antiguas, es tan válido como la creación de nuevos edificios.
- Una diversidad de espacios asegura una mayor flexibilidad de uso que los tabiques, techos o suelos móviles. Es más fácil desplazar a la gente que a la arquitectura.
- No es indispensable unificar los elementos arquitectónicos para crear un orden. Es posible obtener un orden con partes dispares.
- Los edificios no son jamás definitivos. No pueden ser permanentes cuando la sociedad que los rodea está en plena evolución.

Se determinaron dos factores que agrupan las características que definen los espacios flexibles, siendo éste el patrón de análisis cualitativo para los proyectos y teniendo en

cuenta que el aspecto modular de los mismos se relaciona tanto con lo espacial como con lo constructivo.

Factores espaciales – funcionales.

- ▶ Distancias entre columnas que permitan la distribución de los espacios de permanencia de diferentes formas.
- ▶ Tener la menor cantidad posible de muros interiores rígidos.
- ▶ Agrupación de servicios fijos, en núcleos que no entorpezcan la movilidad al interior del espacio.
- ▶ Removibilidad de los elementos, que limitan el espacio, aproximándose a diferentes alternativas y propósitos
- ▶ Posibilidad de variadas actividades en el espacio, para su optimización y eficiencia.
- ▶ Capacidad de la construcción para producir, diversas opciones en su apariencia, constituyendo un lenguaje coherente con su interior.⁶

En este caso se respetara la disposición de los baños, de las escaleras y de las entradas a los ambientes, ya que estas áreas se basan en normativas de emergencias de edificaciones, que son establecidas por los arquitectos bajo criterios y conocimientos establecidos.

2.3.11. Uniones con soldadura.-

- a) Especificación de tipo de electrodo para diferentes características de acero.-

Los electrodos cubiertos se clasifican de acuerdo con los requisitos de especificaciones emitidas por la American Welding Society (AWS).

Ciertas agencias del departamento de la defensa de Estados Unidos también emiten especificaciones para los electrodos cubiertos. Los números de especificaciones de la AWS y las clasificaciones de los electrodos correspondientes se dan en la tabla siguiente:

⁶ COLMANAREZ Fátima, Mérida, 2009.

Tabla 5 Especificación de la AWS para electrodos cubiertos.

TIPO DE ELECTRODO.	ESPECIFICACION DE LA AWS.
Acero al bajo carbono.	A5.1
Acero de baja aleación.	A5.5
Acero resistente a la corrosión.	A5.4
Hierro colado.	A5.15
Aluminio y aleaciones de aluminio.	A5.3
Cobre y aleaciones de cobre.	A5.6
Níquel y aleaciones de níquel.	A5.11
Recubrimiento.	A5.13 y A5.21

Los electrodos se clasifican con base en la composición química o en las propiedades mecánicas, o ambas cosas, del metal de soldadura sin diluir. Los electrodos de acero al carbono, acero de baja de aleación y acero inoxidable también se clasifican de acuerdo con el tipo de corriente de soldadura con el que trabajan mejor, y en ocasiones de acuerdo con las posiciones de soldadura en las que pueden emplearse.

b) Electrodos de acero al carbono.-

En ANSI/AWS A5.1, Especificación para electrodos de acero al carbono para soldadura por arco, se usa un sencillo sistema de numeración para clasificar los electrodos. En E6010, por ejemplo, la E designa a un electrodo. Los dos primeros dígitos (60) indican la resistencia a la tensión mínima del metal de soldadura sin diluir en Ksi, en la condición “recién soldada”. El tercer dígito representa la posición de soldadura (en este caso, el 1 se refiere a todas las posiciones). El último dígito se refiere al tipo de cobertura y al tipo de corriente con la que puede usarse el electrodo.

Los electrodos de acero al carbono tienen dos niveles de resistencia mecánica: la serie 60 y la serie 70. La resistencia a la tensión mínima permisible para el metal de soldadura de la serie 60 es de 62 Ksi

(427 Mpa), aunque un alargamiento adicional puede permitir que algunos de éstos bajen hasta 60 Ksi (414 Mpa). Para la serie 70, es 72 Ksi (496 Mpa) y, una vez más, algunos de éstos pueden bajar hasta 70 Ksi (483 Mpa) con alargamiento adicional. En cuanto a la composición química, los límites superiores para los elementos significativos se dan dentro de las especificaciones de la AWS aplicables a la mayor parte de las clasificaciones

de electrodos. Para algunos electrodos de ambas series se dan requisitos de prueba de impacto Charpy con muesca en “V”.

La mayor parte de los electrodos están diseñados para soldar en todas las posiciones. Sin embargo, los que contienen grandes cantidades de hierro en polvo u óxido de hierro en el recubrimiento generalmente están restringidos a soldaduras de surco en la posición plana y a soldaduras de filete horizontales. Las coberturas de estos electrodos son muy gruesas, lo que impide su uso en las posiciones verticales y arriba de la cabeza.

2.3.12. Detalles típicos de soldadura en celosías.-

La estructura espacial mixta clásica y, a diferencia con las mallas generalizadas, formadas por perfiles laminados, se construye habitualmente mediante barras corrugadas soldadas en nudos. Por tanto, y dado que no es habitual esta forma de unión en la industria de la construcción, es pertinente dar detalles tipo sobre las mismas. Actualmente, y dadas sus ventajas en puesta en obra de las armaduras, es habitual, en diversos países, fabricar barras corrugadas soldables. Este ha sido un avance importante de la siderurgia en los últimos veinte años. A continuación se presentan detalles típicos para uniones soldadas, aplicables a celosías simples o bicelosas, en los cuales se pueden observar las diferentes posiciones en función de la dirección del refuerzo labrado “diagonal”. Las uniones utilizadas son en cruz con barras rectas y/o dobladas. La sollicitación en cada cordón de soldadura corresponde a la diferencia de fuerzas en los extremos adyacentes de la barra y, por tanto, con mallas de 50 x 50 cm, esta es habitualmente muy baja.

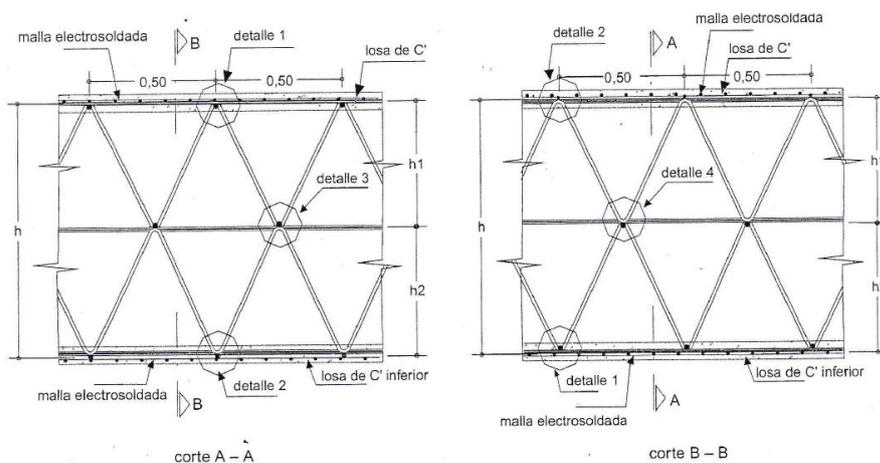


Figura N° 29 Detalle de soldaduras en la tridilosa

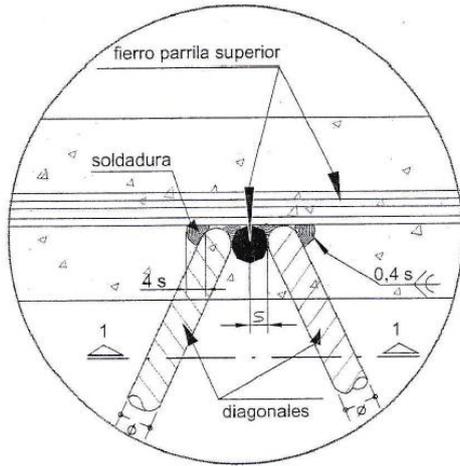


Figura N° 30 Detalle 1, unión con soldadura malla y diagonal

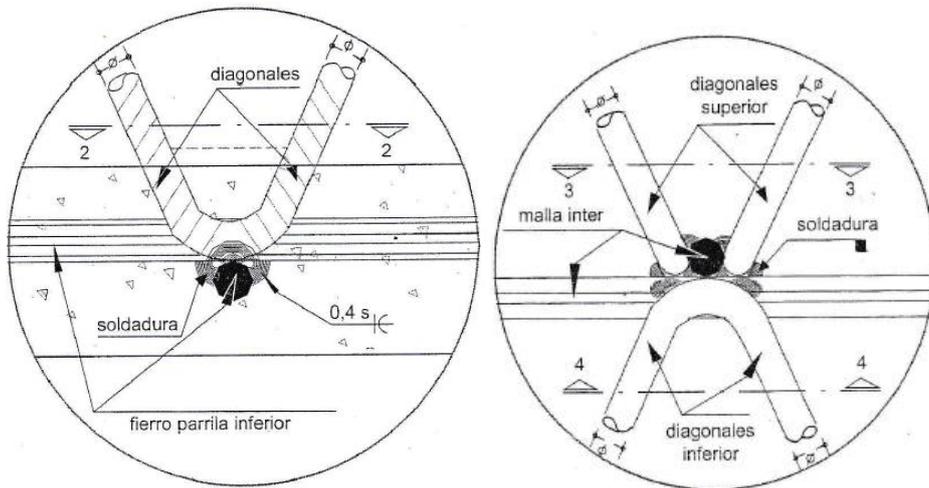


Figura N° 31 Detalle unión con soldadura malla intermedia y diagonal

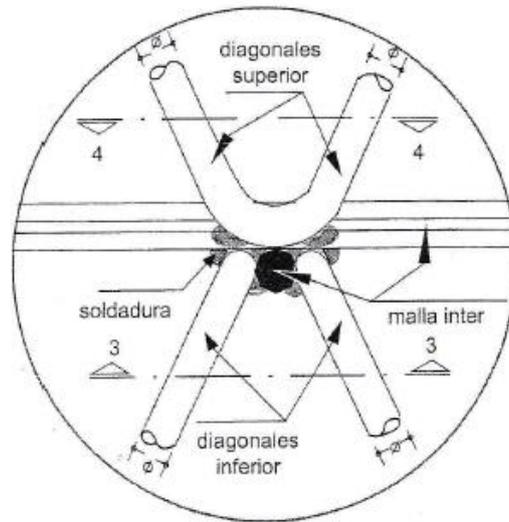


Figura N° 32 Detalle unión con soldadura malla intermedia y diagonal

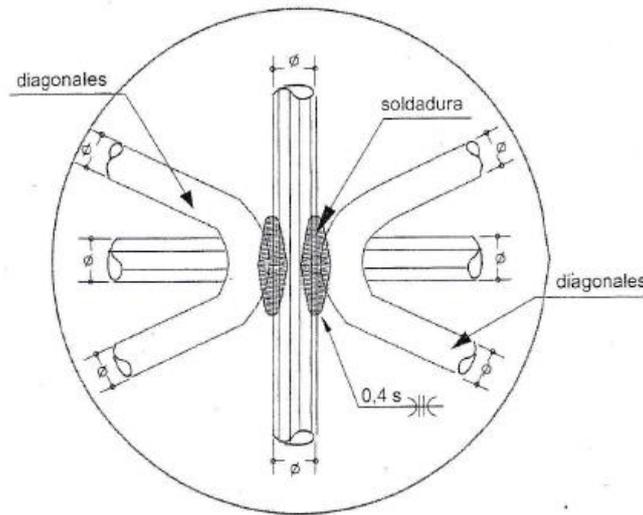


Figura N° 33 Detalle de soldadura malla y diagonal

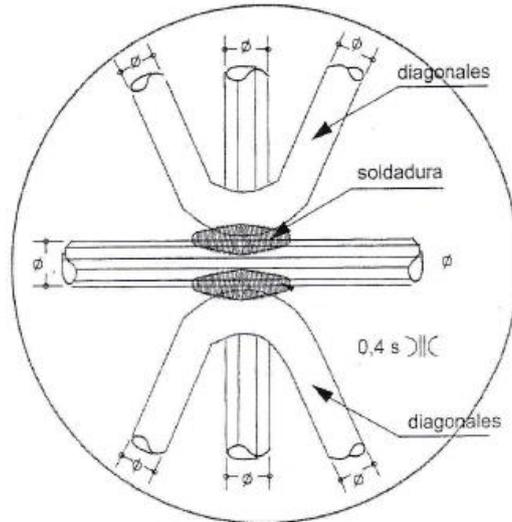


Figura N° 34 Detalle de soldadura malla y diagonal

2.3.13. Diseño de uniones soldadas entre cordones o travesaños y barras de la celosía.-

La tensión requerida en la soldadura f_u (MPa) determinada en las secciones siguientes, deberá ser:

$$f_u \leq f_d = 0.60 * 0.60 * F_{EXX}$$

Siendo:

f_d = la tensión de diseño para soldaduras.

F_{EXX} = la resistencia mínima especificada del electrodo, en MPa.

- a) Unión soldada entre cordón de sección circular maciza y diagonal de celosía sólo con diagonales en sección rectangular o triangular.-

La sección de soldadura se considera una elipse con el eje mayor, $l_M = 2,5 d_D$ y el eje menor, $l_m = d_D$.

El área efectiva de soldadura resulta $A_w = 1,97 d_D$.

El módulo resistente elástico del área efectiva será: $S_w = 0,62 d_D$.

La tensión requerida, f_u (MPa), para la unión soldada será:

- Para sección rectangular con excentricidad en el nudo $e = 0$.

$$f_u = \frac{10 V_u}{d_D^2 \tan \alpha} \sqrt{0.26 + 0.73 \left(\frac{d_C}{d_D} \right)^2}$$

V_u = el esfuerzo de corte requerido para la barra armada en dirección paralela al plano de la celosía, en kN.

□ Para sección rectangular con excentricidad en el nudo $e > 0$ (positiva).

$$f_u = \frac{10 V_u}{d_D^2 \tan \alpha} \sqrt{0.26 + 0.73 \left(\frac{d_c + 2e}{d_D} \right)^2}$$

V_u = el esfuerzo de corte requerido para la barra armada en dirección paralela al plano de la celosía, en kN.

e = la excentricidad en el nudo, en cm.

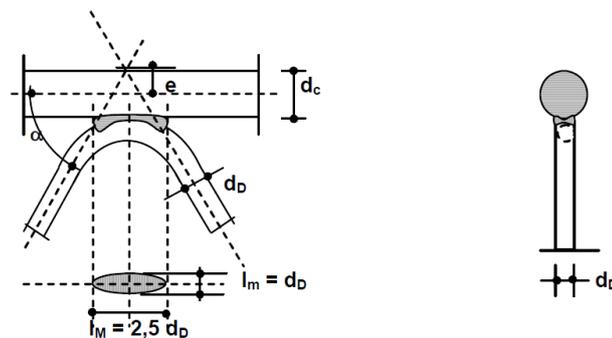


Figura N° 35 Unión soldada diagonal y cordón circular macizo.

b) Unión soldada entre travesaño y diagonal de celosía en sección Te.-

La sección de soldadura se considera una elipse con el eje mayor $l_M = 2 d_D$ y el eje menor $l_m = d_D$

El área efectiva de soldadura resulta $A_w = 1,57 d_D$

El módulo resistente elástico del área efectiva es $S_w = 0,393 d_D$

La tensión requerida, f_u (MPa), para la unión soldada, cuando el travesaño sea de sección circular maciza, será:

$$f_u = \frac{40 V_u}{d_D^2 \tan \alpha} \sqrt{0.41 + 1.62 \left(\frac{d_t}{d_D} \right)^2}$$

siendo:

V_u = el esfuerzo de corte requerido para la barra armada en dirección paralela al plano de la celosía, en kN.

d_D = el diámetro de la diagonal, en cm.

d_t = el diámetro del travesaño, en cm

α = el ángulo entre la diagonal y el cordón, en grados sexagesimales.

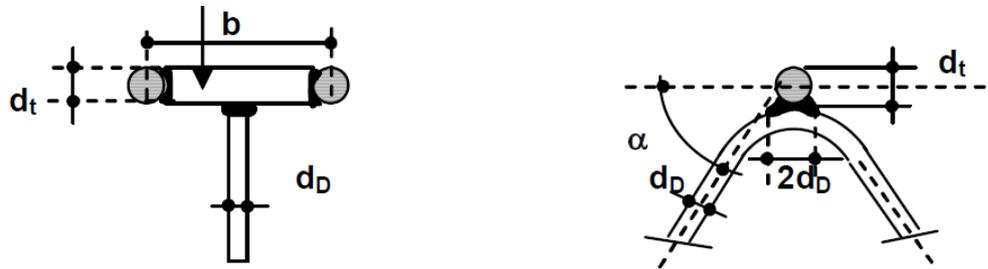


Figura N° 36 Unión soldada diagonal y travesaño circular macizo. Sección Te.

3. MARCO PRÁCTICO.-

3.1. Descripción de la estructura en estudio.-

3.1.1. Características arquitectónicas.-

El proyecto de análisis es el edificio del bloque de la carrera de Ciencias de la Salud de la Universidad “Juan Misael Saracho”, que consta de 3 niveles, una azotea y un subsuelo, con una altura de entrepisos de 4.20m, el sub suelo que se encuentra a una profundidad de -1.64m destinado para el uso académico (así como para uso de clases, laboratorios y como administrativo).

Cuenta con una planta tipo de forma rectangular para los 3 niveles, la azotea y subsuelo, todas con una superficie de uso aproximadamente de 736.26 m².

La periferia del edificio está revestida con mortero de cemento, en la planta de sub suelo y la tercera planta esta revestida con cerámica. Cuenta con cancelería de aluminio y cristal.

En la zona central se encuentra el cubo de escaleras, el cual cuenta con pasamanos de seguridad, en el subsuelo y en el 2do nivel se cuenta con aulas, en el primer nivel hay algunas aulas y salas para uso administrativo, el anfiteatro y las salas oficinas se encuentran en el tercer nivel.

En todos los niveles están las instalaciones de luz eléctrica y agua y la instalación de teléfono, sólo en el último nivel, así como sanitarios de hombres y mujeres, localizado en la parte lateral del cubo de escaleras.

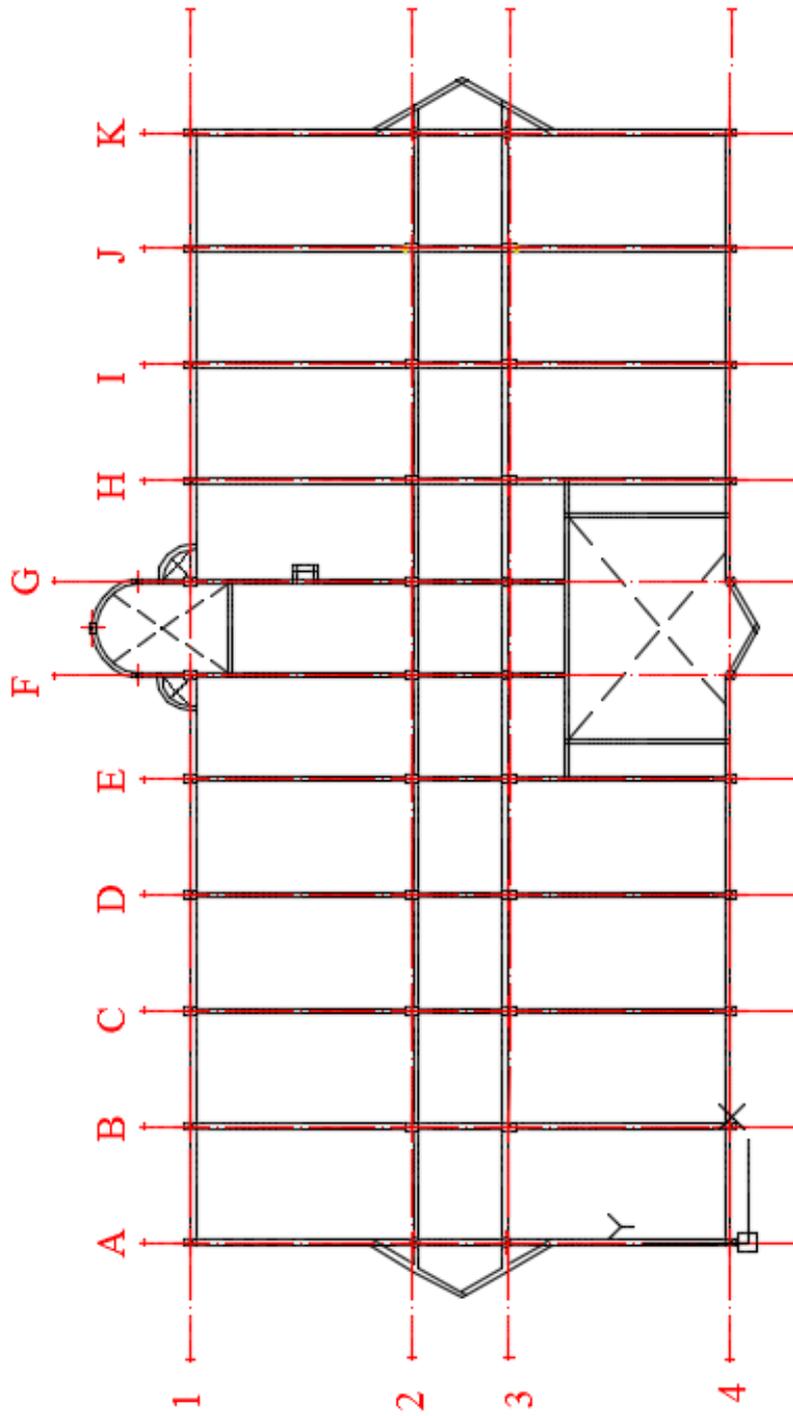
Los pisos de las aulas cuentan con revestimiento de cerámica para facilitar la higiene de los mismos, y en los sanitarios se colocó loseta cerámica en las paredes.

Los cubículos están divididos por muros de ladrillo de 6 huecos permanentes, los cuales permiten establecer ambientes definitivos para su uso.

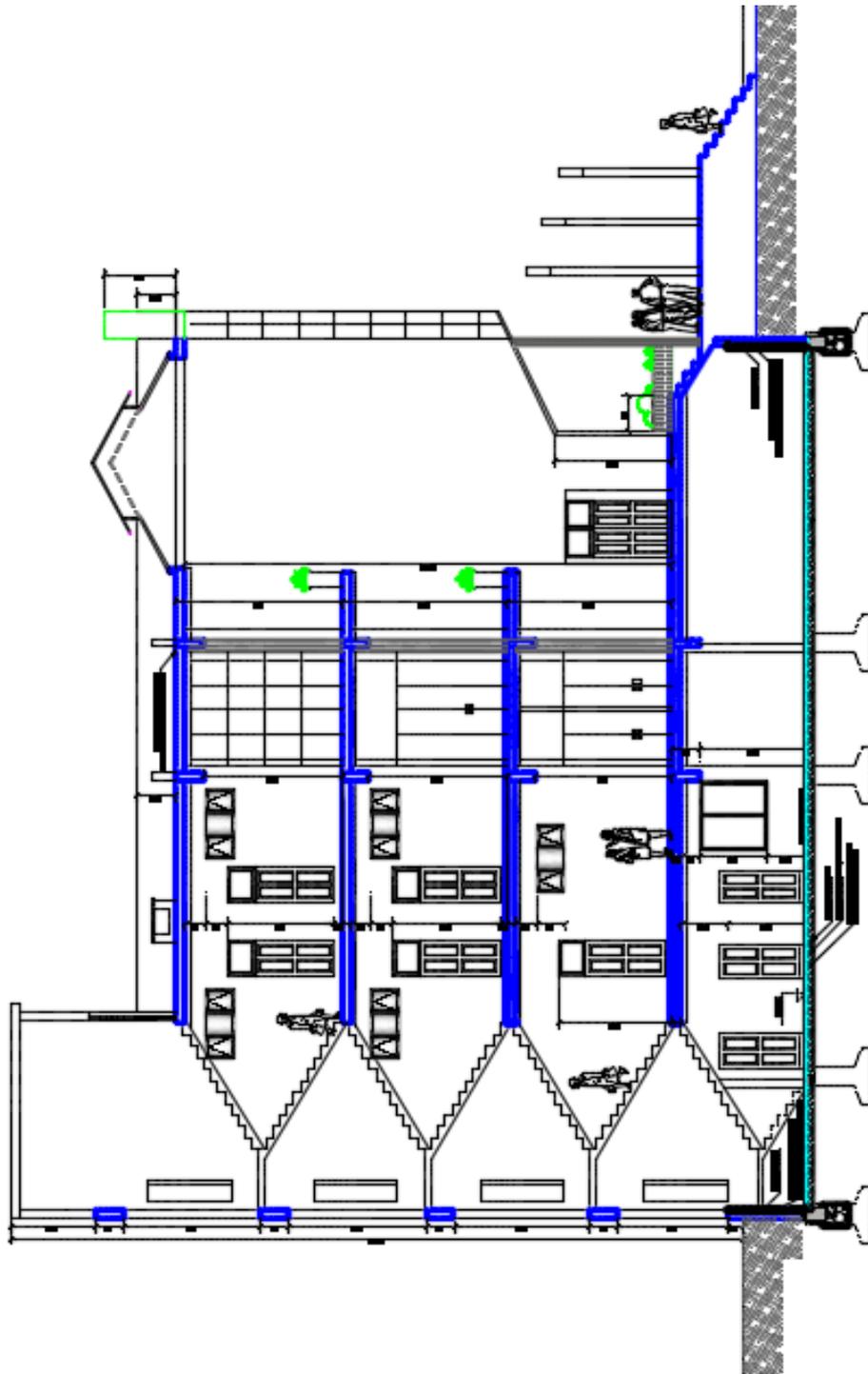
El techo está formado por revestimiento de mortero de yeso sobre la losa aligerada.

3.1.2. Revisión de la estructura por seguridad.-

Planta tipo de la estructura del bloque de la Facultad de Salud.



Corte transversal del edificio del bloque de la Facultad de Salud.



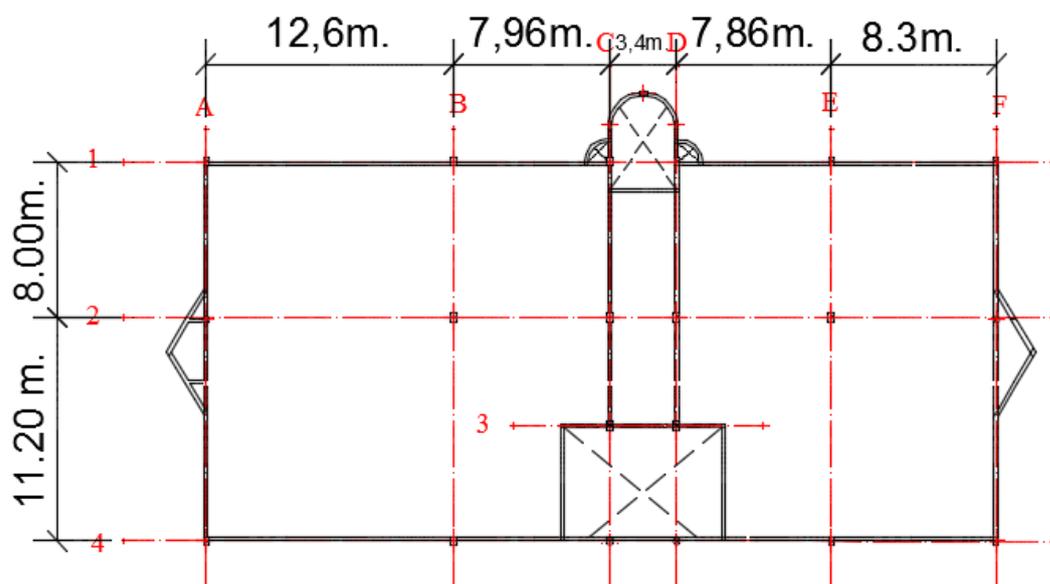
3.2. Premisas de diseño.-

3.2.1. Optimización de disposición de columnas.-

Para la optimización de las columnas, se toma como referencia que las luces recomendables para esta alternativa de solución es de 7 a 12 metros. Se inició realizando una visita al lugar donde está emplazada la estructura y analizando que columnas dan la forma y uso a la estructura, como por ejemplo las columnas esquineras son primordiales en su forma, las columnas que están en el eje central que conectan con las escaleras son primordiales en su uso y las columnas que generan el pasillo son primordiales en su uso. Teniendo estas columnas básicas, se establece la eliminación de las columnas innecesarias.

Uno de los criterios optados es:

- ▶ Que generen luces entre 7 a 12 metros.
- ▶ Y se eliminaron aleatoriamente las columnas que se encontraban entre las columnas básicas.



3.2.2. Estructura a rediseñar.-

Analizando la situación, ubicación, funcionamiento de la estructura del bloque de la carrera de Ciencias de la Salud de la Universidad “Juan Misael Saracho”, se ve por conveniente modificar lo siguiente:

- ▶ Se establece que por condiciones de la capa freática se encuentra a un nivel del subsuelo, se elimine la planta de subsuelo, y establecer fundaciones superficiales.

- ▶ La nueva disposición de columnas respeta el diseño arquitectónico y sus normativas, es decir que no se modificó ni su entrada principal, sus escaleras ni sus baños, ya que estos ambientes vienen normados.
- ▶ Se considera dos tipos de uso en esta estructura; una de las plantas intermedias de uso académico, y la superior (azotea) solo uso privado.

3.2.3. Análisis de carga.-

a) Cargas Muertas:

Cargas que tienen variaciones pequeñas (despreciables en relación a su valor medio) e infrecuentes con tiempo de aplicación prolongados o de forma permanente.

- ▶ Carga de peso propio.

Son las que corresponden a la acción del peso propio de la estructura misma.

Tridilosa.- Se establecerá para las losas de compresión en base el peso específico y el espesor de la misma. Y para la armadura se establecerá un peso aproximado de 20kg/ m^2 según bibliografía utilizada.

Estructuras de sustentación.- Se establecerán según el peso específico de los materiales y sus dimensiones establecidas.

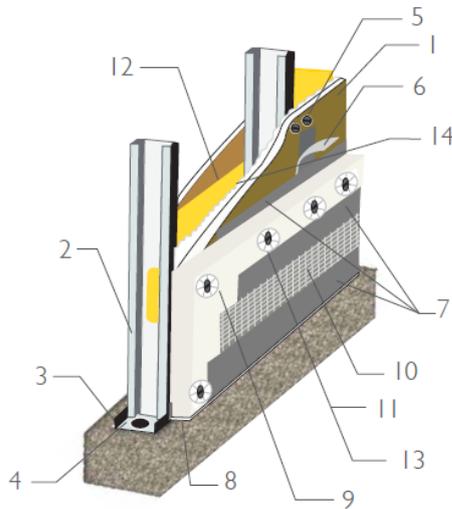
Tabla 6 Peso específico de los materiales

MATERIAL	Peso específico kg/ m ³
Hormigón armado	2400
Baldosas cerámicas	1800
Ladrillo de 6 huecos	1300
Mortero de cemento	2200

- ▶ Carga permanente.

Tabiquería móvil.-

Para la tabiquería se usa paneles móviles, que pueden ser fijados temporalmente. Estos son utilizados mayormente en construcciones que brindan diferentes usos o ambientes.

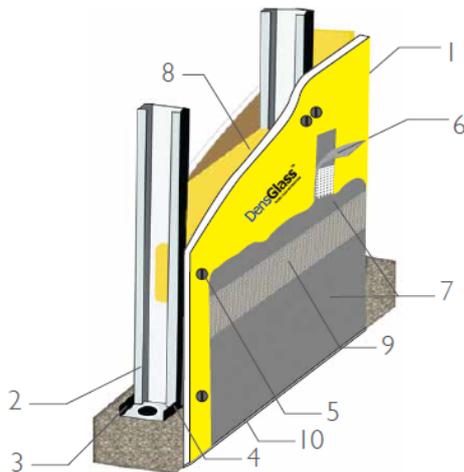


Materiales:

- 1 Panel de Yeso Exterior Rey de 15.9 mm
- 2 Poste 920 PV20 G-60
- 3 Canal 920 CC22 G-60
- 4 Tornillo Std Punta de Broca TXP 8x1/2"
- 5 Tornillo Std Punta de Broca Cabeza de Cometa 6x1 1/8"
- 6 Cinta de fibra de vidrio de 3"
- 7 Recubrimiento base Protekto Plus®
- 8 Reborde J de 1.59 cm de PVC Vinyl Pro
- 9 Poliestireno de 2.54 cm densidad mínima 16Kg/m3
- 10 Malla de fibra de vidrio de 9.70 cm
- 11 Arandela plástica
- 12 Colchoneta de fibra de vidrio 8.89 cm R.13
- 13 Tornillo Std Punta de Broca Cabeza COMeta 6x1 7/8"
- 14 Membrana Tyvek

Propiedades :

RESISTENCIA AL FUEGO	SONIDO STC	ESPESOR DEL MURO	PESO TOTAL	ALTURA MAXIMA
1 Hr	50	14,59 cm	26,2 Kg/m2	3,11



Materiales:

- 1 Panel de Yeso Dens Glass de 15.9 mm
- 2 Poste Viga 920PV 20 G.60
- 3 Canal de Carga 920CC22 G.60
- 4 Tornillo Std Punta de Broca TXP 8x1/2"
- 5 Tornillo Std Punta de Broca Cabeza de Cometa 6x1 1/8"
- 6 Cinta de de Fibra de Vidrio 3"
- 7 Recubrimiento Base Protekto Plus
- 8 Colchoneta de Fibra de Vidrio 8.89 cm R.13
- 9 Malla Fibra de Vidrio de 97 cm
- 10 Reborde J de 1.59 cm de PVC Vinyl Pro

Propiedades :

RESISTENCIA AL FUEGO	SONIDO STC	ESPESOR DEL MURO	PESO TOTAL	ALTURA MAXIMA
NA	47	11.7 cm	28.1 Kg/m2	3.37 m

Cuando en el diseño se contemple tabiquerías móviles, deberá colocarse una nota al respecto, tanto en los planos de arquitectura como en los de estructuras.

Corresponde al peso del resto de las cargas muertas, pisos, mamposterías y otros elementos de presencia permanente y que no son la estructura resistente.

La determinación del peso de un cuerpo homogéneo se hará, en general, multiplicando su volumen por su peso específico aparente.

Pisos:

El material componente será de baldosa cerámica con un peso específicos de 15 Kn/m². Y con mortero de cemento portland que establece una carga de 0.215 Kn/m² por cm de espesor⁷

Revestimiento:

Los muros serán de tipo paneles de prefabricados ligeros, estos generalmente no son de hormigón en su interior, sino de poliestireno o cualquier otro material ligero. Se recubren con hormigón o yeso para dar su acabado final que ya vienen incluidos en el peso con la tabiquería móvil.

Es un sistema constructivo, el cual está formado de una estructura tridimensional de alambre y de un núcleo de poliuterano o poliestireno, la estructura se recubre con hormigón. Tiene propiedades térmicas y acústicas.

b) Carga variable.-

Acciones que tienen elevada probabilidad de actuación, variaciones frecuentes y continuas no despreciables en relación a su valor medio.

Entre las cargas variables se encuentra; sobrecarga de servicio, sobrecarga de lluvia, sobrecarga de nieve, carga de fluidos, carga vivas de cubierta.

Las cuales analizamos solamente por las condiciones de ubicación, tiempo y clima las sobrecarga de uso.

► Sobrecarga de uso.-

Sobrecarga de uso en un elemento resistente es el peso de todos los objetos que pueden gravitar sobre él por razón de su uso: personas, muebles, instalaciones amovibles, materias almacenadas, vehículos, etc. Y serán los valores máximos esperados para el destino deseado en la vida útil de la construcción, pero en ningún

⁷ ANTEPROYECTO DE LA NORMA BOLIVIANA APNB 1225002-1, tabla 3.2, páginas 8 y 10.

caso deben ser menores que las cargas mínimas uniformemente distribuidas requeridas en la norma presente.

Las sobrecargas de uso.- Para considerar en la edificación se obtendrán según Tabla 7:

Tabla 7 Sobre carga de uso

Uso del elemento	Sobrecarga kg/ m ²
A. Azoteas.	
Accesibles solo para conversación.	100
Accesibles solo privadamente.	150
Accesibles al público.	Según su uso.
B. Viviendas.	
Habitaciones de viviendas económicas.	150
Habitaciones en otros casos.	200
Escaleras y accesos públicos.	300
Balcones volados.	Según art. 3.5
C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.	
Zonas de dormitorio.	200
Zonas públicas, escaleras, accesos.	300
Locales de reunión y de espectáculo.	500
Balcones volados.	Según art. 3.5
D. Oficinas y comercios.	
Locales privados.	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos.	400
Locales de almacén.	Según su uso
Balcones volados.	Según art. 3.5
E. Edificios docentes.	
Aulas, despachos y comedores.	300
Escaleras y accesos.	400
Balcones volados.	Según art. 3.5
F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos.	
Locales con asientos fijos.	300
Locales sin asientos, tribunas, escaleras.	500
Balcones volados.	Según art. 3.5
G. Calzadas y garajes.	
Solo automóviles de turismo.	400
Camiones.	1000

Fuente: Montoya (2000)

Para la sobre de carga de uso se establecen 300 kg/ m^2 para las losas de entrepiso, y así también para oficinas públicas. Para las losa de azotea se opta por azotea solo para conversación es decir para uso solamente de mantenimiento.

c) Acción del viento.-

La acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática,

Para el cálculo de la acción del viento la norma proporciona dos métodos entre los cuales el calculista o diseñador estructural pueda elegir.

- ▶ Primer método: Procedimiento simplificado para edificios que cumplen con ciertas condiciones (esencialmente edificios con diafragmas, que tienen una altura de cubierta menor o igual que 10 m y pendientes menores que 10°).
- ▶ Segundo método: Procedimiento analítico que se aplica a edificios y otras estructuras.

Para establecer la carga de viento optaremos por el método 2 porque es un procedimiento analítico aplicable para cualquier altura.

□ Procedimiento de diseño:

Se determina la velocidad básica del viento V y el factor de direccionalidad K_d .

La velocidad básica de viento V que se usa en la determinación de las cargas de viento de diseño sobre edificios y otras estructuras se debe obtener de la Tabla 6.

Tabla 8 Velocidades básicas del viento en ciudades de Bolivia

CIUDAD	VELOCIDAD (M/S)
Cochabamba	44.3
La Paz	29.5
Oruro	29.4
Potosí	30.2
Santa Cruz	42.6
Sucre	32.4
Tarija	24.0
Trinidad	40.0
Cobija	26.5

Facto de direccionalidad del viento K_d , se debe obtener de la Tabla 7 y se debe aplicar solamente cuando se use conjuntamente con las combinaciones de cargas especificadas.

Tabla 9 Factor de direccionalidad K_d

TIPO DE ESTRUCTURA	Factor de direccionalidad K_d
Edificios Sistema principal resistente a la fuerza de viento	0.85
Componentes y revestimientos	0.85
Cubiertas abovedadas	0.85
Chimeneas, tanques y estructuras similares. Cuadradas	0.90
Hexagonales	0.95
Redondas	0.95
Carteles llenos	0.85
Carteles abiertos y estructura reticulada	0.85
Torres reticuladas Triangular, cuadrada, rectangular	0.85
Toda otra sección transversal	0.95
Nota El factor de direccionalidad K_d se ha calibrado con las combinaciones de carga especificadas en la norma NB 1225002	

Se determina un factor de importancia I , para un edificio u otra estructura se obtiene de la Tabla 10 Categorías de estructura de la norma de ante proyecto APNB-1225033-1 Se debe determinar en base a las categorías de edificios y otras estructuras indicadas.

Según la naturaleza de ocupación la categoría es de III.

Tabla 10 Factor de importancia

CATEGORIA	I
I	0.87
II	1.00
III	1.15
IV	1.15

Se determinan para cada dirección de viento una categoría o categorías de exposición y los coeficientes de exposición para presión dinámica K_z o K_h , según corresponda.

La estructura tiene una exposición A: Centro de grandes ciudades con al menos 50% de los edificios de altura mayor de 20m. El uso de esta categoría de exposición está limitado a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo de la exposición A prevalece en la dirección de barlovento en una distancia de al menos 800,0m o 10veces la altura del edificio u otra estructura, la que sea mayor.

El coeficiente de exposición para la presión dinámica tiene un valor de 0.51 según la altura sobre el nivel del terreno y la categoría de exposición.

Se determina un factor topográfico K_{zt} , los efectos del aumento de la velocidad del viento sobre lomas, escarpas y colinas aisladas que constituyen cambios abruptos en la topografía general en cualquier categoría de exposición, se deben incluir en el diseño toda vez que los edificios y otras condiciones del terreno y localización de las estructuras verifiquen los siguientes aspectos apuntados en el apartado 5.6.1, el cual la estructura no verifica.

Se determina un factor de efecto de ráfaga G o G_r , para estructuras rígidas se toma $G=0.85$, caso contrario se puede recurrir anexo b de la norma.

Se determina una clasificación de cerramiento.

Pertenece a un edificio cerrado.

Se determina la presión dinámica q_z o q_h , según corresponda.

$$q_z = 0.613K_zK_{zt}K_dV^2I \left(\frac{N}{m^2} \right)$$

$$q_z = 0.1760232 \text{ N/mm}^2$$

3.2.4. Características del suelo.-

La información del suelo es del proyecto de la construcción de Laboratorio de Suelos y Asfaltos Ing. Civil que se encuentra a 30 metros de distancia del bloque en estudio, se cuenta con información de SPT en tres pozos a diferente profundidad.

Tabla 11 Esfuerzos admisibles del suelo

Pozo	Profundidad	Nº	Resist. Adm.	Resist. Adm.
Nº	(m)	Golpes	Nat. (Kg/cm ²)	Seca (Kg/cm ²)
1	3.50	10	1.98	2.10
2	3.5	10	1.08	1.20
3	2.0	6	0.61	0.79

Fuente: Elaboración propia

3.3. Diseño de la losa en una dirección.-

Se establece el diseño de la losa unidireccional por motivo que en la zona del pasillo no es aplicable la tridilosa.

3.3.1. Dimensionamiento de la losa maciza.-

Su longitud es de 3.4 m de diseño y un largo de 13.25m

$$H = L/28$$

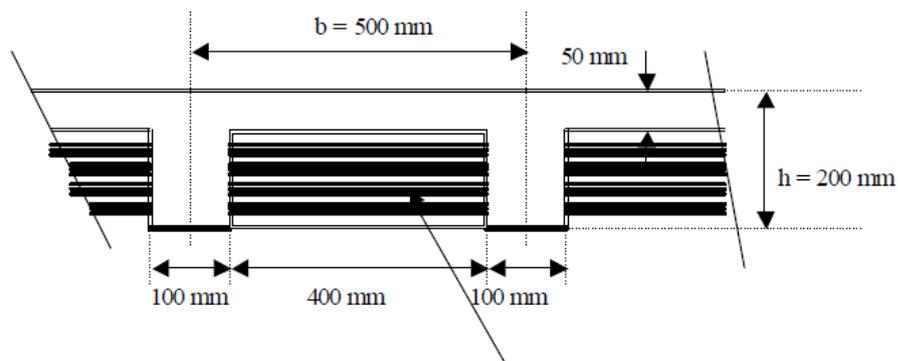
$$H = 3.4\text{m}/28 = 12.14\text{cm}$$

Lo cual obtenemos la medida constructiva de 15 cm.

3.3.2. Dimensionamiento de la losa aligerada.-

Inicialmente se definen las características del nervio y el tipo de aligerante de acuerdo al numeral 8.11 del código del ACI. En resumen se debe cumplir:

- El ancho del nervio debe ser mayor o igual a 100 mm y su altura menor o igual a tres y medio veces el ancho.



3.3.3. Cargas actuantes.-

Uso académico:		
Qo=	1.375	KN/ m ²
Qd=	0.72	KN/ m ²
Ql=	3	KN/ m ²

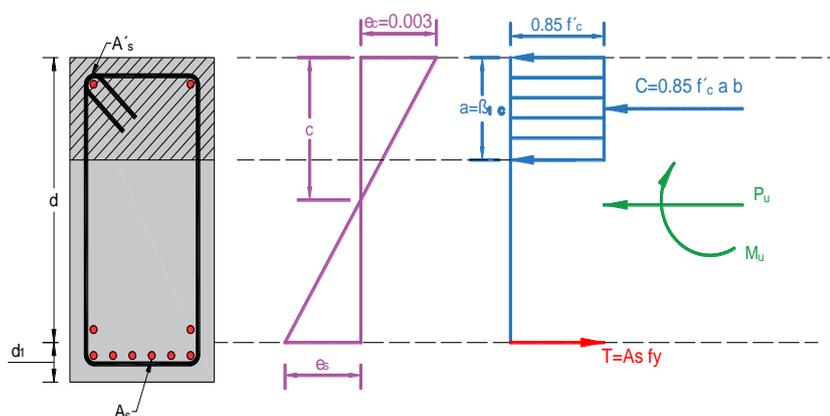
3.3.4. Momento y cortante en la losa.-

Se establece un ancho tributario igual a 500 mm que son la separación de nervios.

Los resultados obtenidos son.-

Max negativo: -3.6711 KN*m

Max positivo: 1.4653 KN*m



Sección		
bw=	10	cm
h=	20	cm
d1=	3.7	cm
d=	16.3	cm

Materiales		
f'c=	210	kg/cm ²
β1=	0.85	
f _y =	4200	kg/cm ²
γH°=	2400	kg/ m ³
E _c =	218819.79	kg/cm ²
E _s =	2000000	kg/cm ²

Calculo de As

$$M_u = \phi \cdot M_n$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi \cdot 0.85 f'_c b_w}}$$

a= 1.468 cm No requiere As'

Entonces As:

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

As= 0.624 cm²

Armadura Mínima

$$A_{s,min} = \frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d =$$

0.45 cm²

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} b_w d =$$

0.5433333 cm²

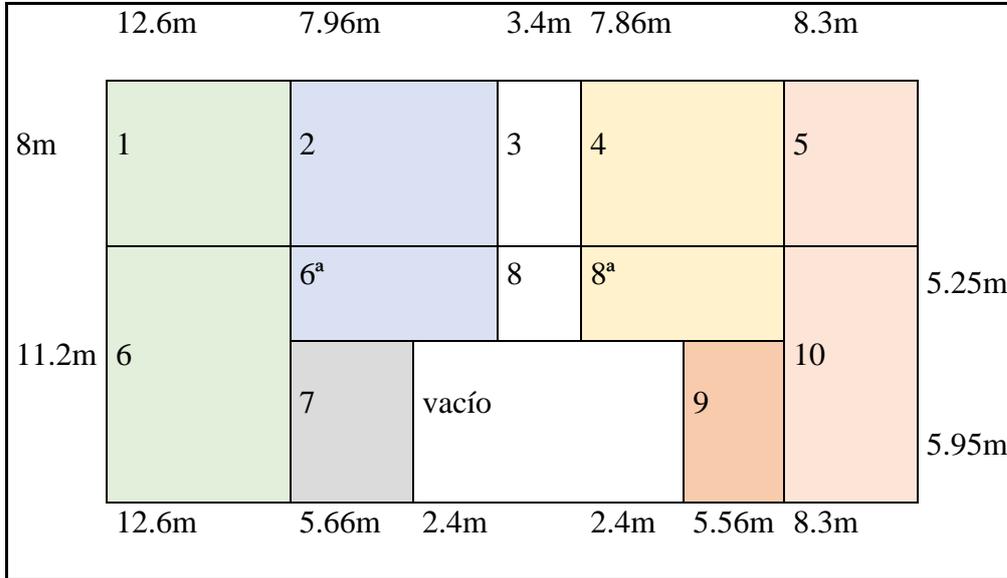
Armadura requerida:

As= 0.624 cm²

2 ϕ 10 mm c/ 3.80 cm

3.4. Diseño de la estructura, empleando losas reticulares mixtas.-

3.4.1. Requisitos dimensiones según normativa.-



Según:

Alturas o espesores mínimos de vigas no pre-esforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones.

Obtenemos:

	Lmax	Min	mayor	menor
		L/28	L/20	L/25
Losa 1	12.6	45	63	50.4
Losa 2	8	28.57143	40	32
Losa 4	8	28.57143	40	32
Losa 5	8.3	29.64286	41.5	33.2
Losa 6 ^a	7.96	28.42857	39.8	31.84
Losa 6	12.6	45	63	50.4
Losa 7	5.95	21.25	29.75	23.8
Losa 8 ^a	7.86	28.07143	39.3	31.44
Losa 9	5.95	21.25	29.75	23.8
Losa 10	11.2	40	56	44.8

El peralte elegido para la losa reticular mixta, es de h=45cm.

3.4.2. Dimensiones de elementos estructurales.-

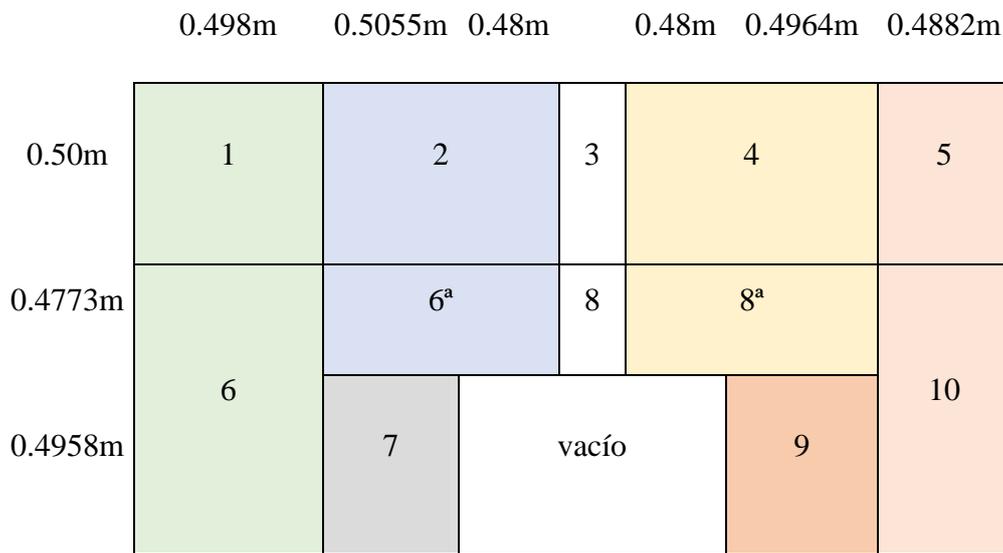
a) Dimensiones de la tridilosa.-

► Base de la tridilosa.-

Para establecer una división y una igualdad de dimensiones de la tridilosa, las cuales deben tener una base de pirámide cuadrada, se realiza una aproximación de medidas para su encaje en las medidas de las losas.

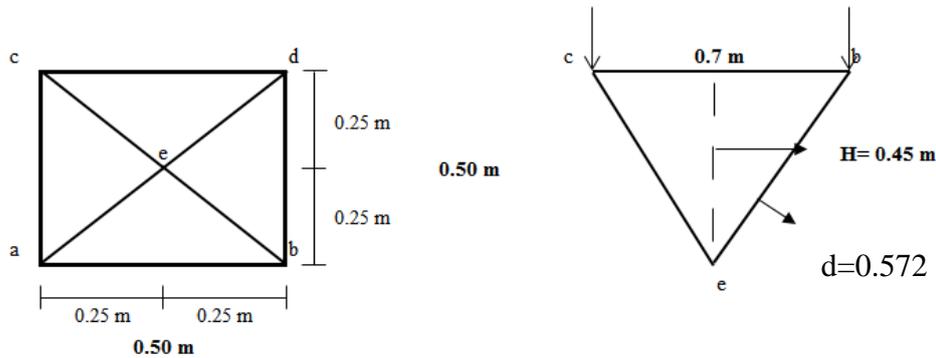
Se mantiene una dimensión de lado igual a 50cm y un peralte de 45cm.

Lo cual se obtiene las siguientes medidas.-



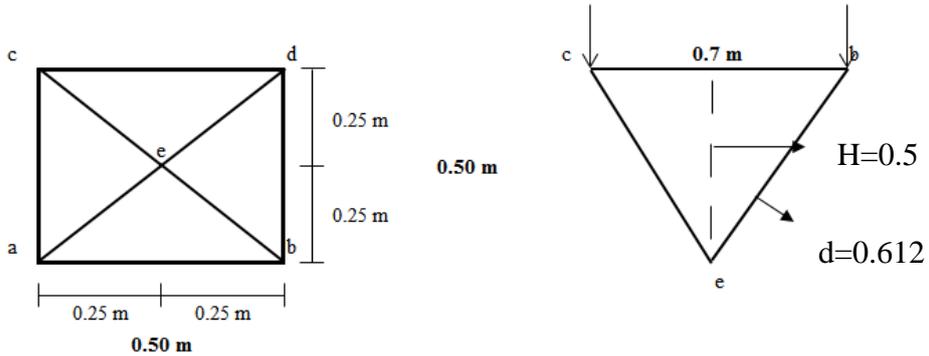
► Diagonales de la tridilosa.-

Para una tridilosa con un peralte de 0.45 m, obtenemos la longitud de sus diagonales:



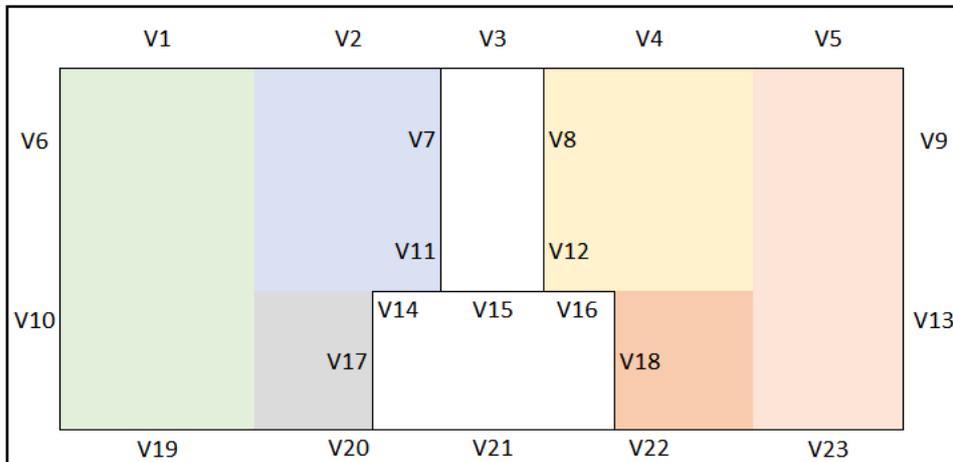
Long de diagonal: 0.572m.

Para una tridilosa con un peralte de 0.50 m, obtenemos el valor de sus diagonales:



Long de diagonal: 0.612m.

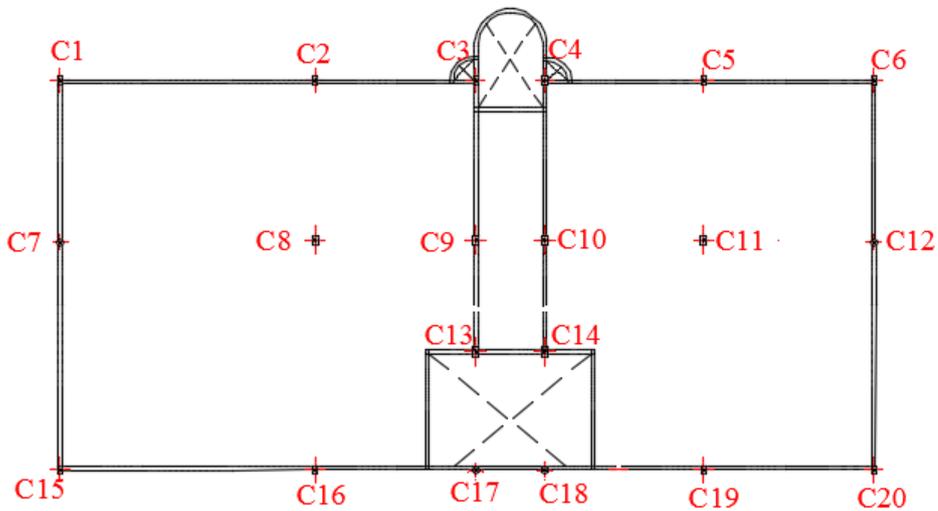
- Pre dimensionamiento de las vigas de borde.-



Nombre de viga	Longitud (m)	Altura (m)	Base(m)
V1-V19	12.6	0.7	0.35
V2-V20	7.96	0.45	0.20
V3-V15-V21	3.4	0.40	0.20
V4-V22	7.86	0.45	0.20
V5-V23	8.30	0.45	0.20
V6-V7-V8-V9	8.00	0.45	0.20
V11-V12	5.25	0.45	0.20

V10-V13	11.20	0.65	0.30
V14-V15	2.40	0.45	0.20
V17-V18	5.95	0.45	0.20

► Pre dimensionamiento de columnas.-



Nombre de columna	Tipo	Altura (m)	Lado(m)
C1-C6-C15-C20	2	4.2	0.45
C2-C3-C4-C5- C9-C10-C13- C14-C16-C17- C18-C19	3	4.2	0.50
C8-C11	1	4.2	0.55

3.4.3. Cargas solicitantes en la estructura.-

a) Carga de peso propio.-

Losa de compresión:

Peso específico del hormigón: 2350 kg/ m³

Espesor de la capa de compresión: 0.05 m

carga muerta: 117.5 kg/ m²

Peso aproximado de la
armadura: 20 kg/ m²

Carga de peso propio Q _o =	137.5 kg/ m ²
Q _o =	1.375 KN/m ²

b) Carga permanente

Piso de cerámica: 15 kg/ m²

Capa de mortero:

Espesor de mortero: 0.01 m

Peso específico del mortero: 2150 kg/ m³

Tabiquería q_{d1}= 21.5 kg/ m²

Falso

plafón: 6.8 kg/ m²

Bastidores: 2.5 kg/ m²

Tabiquería q_{d2}= 9.3 kg/ m²

Panelería:

Muro fachada: 28.1 kg/ m²

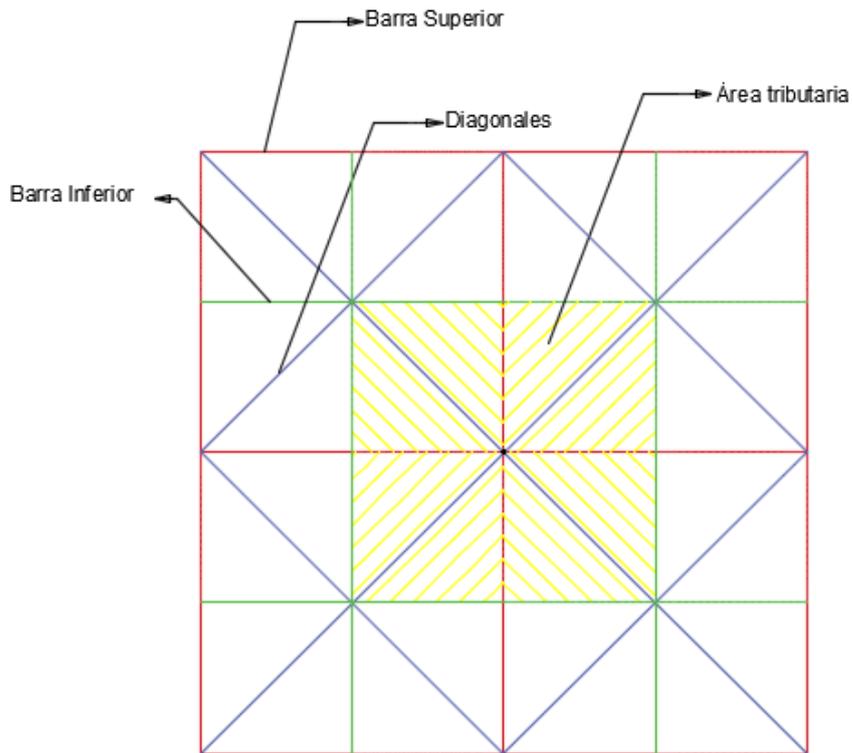
Muro interior: 26.2 kg/ m²

Carga permanente Q _d =	73.9 kg/ m ²
Q _d =	0.739 KN/m ²

c) Carga viva.-

Uso académico:	300	kg/ m ²	3	KN/m ²
Uso azotea:	100	kg/ m ²	1	KN/m ²

3.4.4. Carga actuante en la tridilosa.-



a) Para la planta 1 y 2.-

Uso académico:		
Qo=	1.375	KN/ m ²
Qd=	0.72	KN/ m ²
Ql=	3	KN/ m ²

USO ACADEMICO			
	Nudo central	Nudo lateral	Nudo esquina
QP=	0.52375	0.261875	0.1309375

Ql=	0.75	0.375	0.1875
-----	------	-------	--------

b) Para la azotea.-

Uso azotea:		
Qo=	1.375	KN/ m ²
Qd=	0.458	KN/ m ²
Ql=	1	KN/ m ²

USO AZOTEA			
	Nudo central	Nudo lateral	Nudo esquina
Qp=	0.45825	0.229125	0.1145625
Ql=	0.25	0.05725	0.0625

3.4.5.Esfuerzos producidos en la tridilosa.-

Para una tridilosa con un peralte de 0.45m obtenemos los siguientes resultados.

a) Uso académico.-

LOSA IZQUIERDA		
BARRA	Tracción	Compresión
Superior	108.715 KN	93.904 KN
Diagonal	35.888 KN	22.503 KN
Inferior	62.719 KN	123.638 KN

LOSA DERECHA		
BARRA	Tracción	Compresión
Superior	77.956 KN	55.761 KN
Diagonal	37.257 KN	24.188 KN
Inferior	39.362 KN	98.802 KN

b) Uso azotea.-

LOSA IZQUIERDA		
BARRA	Tracción	Compresión
Superior	56.479 KN	48.784 KN
Diagonal	18.644 KN	11.691 KN
Inferior	32.583 KN	64.232 KN

LOSA DERECHA		
BARRA	Tracción	Compresión

Superior	40.499 KN	28.968 KN
Diagonal	19.355 KN	12.566 KN
Inferior	20.449 KN	51.329 KN

Para una tridilosa con un peralte de 0.50 m obtenemos los siguientes resultados.

a) Uso académico.-

LOSA IZQUIERDA		
BARRA	Tracción	Compresión
Superior	98.359 KN	85.107 KN
Diagonal	32.961 KN	23.236 KN
Inferior	56.777 KN	111.728 KN

LOSA DERECHA		
BARRA	Tracción	Compresión
Superior	70.218 KN	50.388 KN
Diagonal	35.305 KN	25.303 KN
Inferior	35.677 KN	90.386KN

b) Uso azotea.-

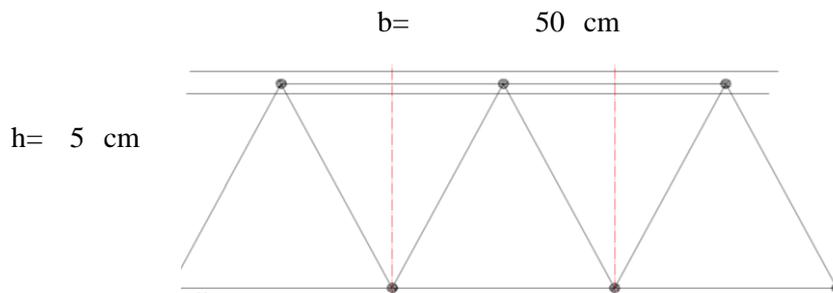
LOSA IZQUIERDA		
BARRA	Tracción	Compresión
Superior	51.096 KN	44.211 KN
Diagonal	17.123 KN	12.071 KN
Inferior	29.494 KN	58.041 KN

LOSA DERECHA		
BARRA	Tracción	Compresión
Superior	36.477 KN	26.175 KN
Diagonal	18.34 KN	13.145 KN
Inferior	18.533 KN	46.953 KN

3.4.6. Cálculo de losa a compresión.-

a) Diámetro equivalente.-

Obtención del diámetro equivalente:



$$d1 = 12 \text{ mm}$$

$$A1 = 1.131 \text{ cm}^2$$

Datos:

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 218819.789 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.139941$$

$$\sigma_s = n * \sigma_c$$

Sabiendo
que:

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

Obtenemos:

$$A_s * n = A_c$$

$$(b_s * h) * n = b * h$$

$$b_s = 5.47 \text{ cm}$$

$$A_s = (b_s * h) + \frac{\pi d_1^2}{4}$$

$$A_s = 28.48 \text{ cm}^2$$

$$Deqq = \begin{matrix} 6 \text{ cm} \\ 60 \text{ mm} \end{matrix}$$

El diámetro equivalente en las barras de compresión (malla superior) es de:

$$deqq = 6.022 \text{ cm}$$

b) Diseño de losa a compresión.-

Obteniendo del análisis:

$$P_s = 12364 \text{ kg} \quad \longrightarrow \quad A_s = 28.48 \text{ cm}^2$$
$$A_c = 250 \text{ c m}^2$$

$$\sigma_s = n * \sigma_c$$

$$\frac{P_s}{A_s} = n * \frac{P_c}{A_c}$$

La fuerza de compresión en el hormigón
es de:

$$P_c = 11872.879 \text{ kg}$$

Por lo tanto el esfuerzo de compresión es
de:

$$\sigma_c = 47.49151514 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c \leq 0.85 * f'_c$$

$$47.49 \text{ kg/cm}^2 \leq 179 \text{ kg/cm}^2$$

Para una losa de compresión de 5cm de espesor cumple con las sollicitaciones de diseño.

3.4.7. Cálculo de la armadura.-

a) Cálculo de elementos sometidos a compresión.-

- Barras Diagonal de Uso Académico (Tridilosa de h=0.45m).-

$$P_u = 22.503 \text{ KN} \rightarrow 2250 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} L &= 57.20 \text{ cm} & A_g &= 2.447104 \text{ cm}^2 \\ \phi_c &= 0.85 & I &= 0.476535 \text{ cm}^4 \\ E &= 2100000 \text{ kg/cm}^2 \\ F_y &= 4118.79305 \text{ kg/cm}^2 \\ r &= 0.44128713 \end{aligned}$$

Calculando la fuerza última de la sección:

$$\begin{aligned} D &= 1.76514854 \text{ cm} & P_u &= \phi_c * A_g * F_{cr} \\ & & P_u &= 2250.3 \text{ kg} \end{aligned}$$

Calculando el parámetro de esbeltez:

$$K = 1 \quad \lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \lambda_c = 1.82726$$

Calculando el esfuerzo crítico de Euler:

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 1081.855 \text{ kg/cm}^2$$

Diámetro establecido.

$$\Phi = 2.00 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_g &= 3.141593 \text{ cm}^2 \\ I &= 0.785398 \text{ cm}^4 \\ r &= 0.5 \end{aligned}$$

Esbeltez es de:

$$\lambda = 114$$

- Barras Diagonal de Uso Azotea (Tridilosa de h=0.45m).-

$$P_u = 24.188 \text{ KN} \rightarrow 2419 \text{ Kg}$$

$$L = 57.20 \text{ cm} \quad A_g = 2.537069 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0.85 & I &= 0.512218 \text{ cm}^4 \\ E &= 2100000 \text{ kg/cm}^2 \\ F_y &= 4118.79305 \text{ kg/cm}^2 \\ r &= 0.44932561 \end{aligned}$$

Calculando la fuerza última de la sección:

$$\begin{aligned} D &= 1.79730244 \text{ cm} & P_u &= \phi_c * A_g * F_{cr} \\ & & P_u &= 2418.801 \text{ kg} \end{aligned}$$

Calculando el parámetro de esbeltez:

$$K = 1 \quad \lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \lambda_c = 1.79457$$

Calculando el esfuerzo crítico de Euler:

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right) * F_y \\ F_{cr} &= 1121.63 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Diámetro establecido:

$$\phi = 2.00 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_g &= 3.141593 \text{ cm}^2 \\ I &= 0.785398 \text{ cm}^4 \\ r &= 0.5 \end{aligned}$$

Esbeltez:

$$\lambda = 114$$

- Barras Diagonal de Uso Académico (Tridilosa de h=0.50m).-

$$P_u = 23.236 \text{ KN} \rightarrow 2324 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} L &= 61.20 \text{ cm} & A_g &= 2.660531 \text{ cm}^2 \\ \phi_c &= 0.85 & I &= 0.563283 \text{ cm}^4 \\ E &= 2100000 \text{ kg/cm}^2 \\ F_y &= 4118.79305 \text{ kg/cm}^2 \\ r &= 0.46012857 \end{aligned}$$

Calculando la fuerza última de la sección:

$$D = 1.84051427 \text{ cm} \quad Pu = \phi c * Ag * Fcr$$
$$Pu = 2323.6 \text{ kg}$$

Calculando el parámetro de esbeltez:

$$K = 1 \quad \lambda c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{Fy}{E}} \quad \lambda c = 1.87498$$

Calculando el esfuerzo crítico de Euler:

$$Fcr = \left(\frac{0.877}{\lambda c^2}\right) * Fy$$

$$Fcr = 1027.48 \text{ kg/cm}^2$$

Diámetro establecido

$$\phi = 2.00 \text{ cm}$$

$$Ag = 3.141593 \text{ cm}^2$$

$$I = 0.785398 \text{ cm}^4$$

$$r = 0.5$$

Esbeltez

$$\lambda = 122$$

- Barras Diagonal de Uso Azotea (Tridilosa de h=0.50m).-

$$Pu = 25.303 \text{ KN} \rightarrow 2530 \text{ Kg}$$

$$L = 61.20 \text{ cm} \quad Ag = 2.776346 \text{ cm}^2$$

$$\phi c = 0.85 \quad I = 0.613391 \text{ cm}^4$$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fy = 4118.79305 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 0.4700368$$

Calculando la fuerza última de la sección:

$$D = 1.88014719 \text{ cm} \quad Pu = \phi c * Ag * Fcr$$

$$Pu = 2530.3 \text{ kg}$$

Calculando el parámetro de esbeltez:

$$K= 1 \quad \lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \lambda_c = 1.83546$$

Calculando el esfuerzo crítico de Euler:

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right) * F_y$$
$$F_{cr} = 1072.21 \text{ kg/cm}^2$$

Diámetro establecido

$$\phi = 2.00 \text{ cm}$$

$$A_g = 3.141593 \text{ cm}^2$$

$$I = 0.785398 \text{ cm}^4$$

$$r = 0.5$$

Esbeltez

$$\lambda = 122$$

b) Cálculo de elementos sometidos a tracción.-

- Barra diagonal Uso Académico (tridilosa h= 0.45m).-

DISEÑO DE DIAGONAL DE LOSA EN USO ACADEMICO A TENSION

La especificación LRFD estipula:

Que la resistencia de diseño de un miembro a tensión será la más pequeña de los valores obtenidos con las siguientes expresiones;

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (evitar alargamiento excesivo)

$$P_u = \phi_t * F_y * A_g$$

$$F_y = 4118.79305 \text{ kg/cm}^2$$
$$A_g = 0.9681369 \text{ cm}^2 \quad P_u = 3588.8 \text{ kg}$$
$$\phi_t = 0.9$$
$$\phi_d = 1.11 \text{ cm}$$

$$P_u = 37.257 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad 3725.7 \text{ kg}$$

$$F_y = 42 \text{ Ksi} \rightarrow 4118.79305 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 60 \text{ Ksi} \rightarrow 6000 \text{ kg/cm}^2$$

Diámetro elegido es de 12mm

$$\phi d = 1.20 \text{ cm}$$

$$P_u = 4192.42068 \text{ kg}$$

CUMPLE

- Barra inferior de Uso Académico (tridilosa h=0.45m).-

DISEÑO DE ELEMENTO INFERIOR DE LOSA EN USO ACADEMICO A TENSION

La especificación LRFD estipula:

Que la resistencia de diseño de un miembro a tensión será la más pequeña de los valores obtenidos con las siguientes expresiones;

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (evitar alargamiento excesivo)

$$P_u = \phi_t * F_y * A_g$$

$$F_y = 4118.79305 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = 1.69194657 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t = 0.9$$

$$\phi d = 1.47 \text{ cm}$$

$$P_u = 6271.89998 \text{ kg}$$

$$P_u = 62.719 \text{ KN} \rightarrow 6271.9 \text{ kg}$$

$$F_y = 42 \text{ Ksi} \rightarrow 4118.79305 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 60 \text{ Ksi} \rightarrow 6000 \text{ kg/cm}^2$$

Diámetro elegido es de 12mm

$$\phi d = 1.60 \text{ cm}$$

$$P_u = 7453.19231 \text{ kg}$$

CUMPLE

- Barra superior Uso Académico (tridilosa h=0.45m).-

DISEÑO DE ELEMENTO SUPERIOR EN USO ACADEMICO A TENSION

La especificación LRFD estipula:

Que la resistencia de diseño de un miembro a tensión será la más pequeña de los valores obtenidos con las siguientes expresiones;

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (evitar alargamiento excesivo)

$$P_u = \phi_t * F_y * A_g$$

Fy=	4118.79305	kg/cm ²		
Ag=	2.93276298	cm ²	Pu=	10871.4994 kg
Φt=	0.9			
φd=	1.93 cm			

Pu = 108.715 KN → 10871.5 kg

Fy=	42	Ksi→	4118.79305	kg/cm ²
Fu=	60	Ksi→	6000	kg/cm ²

Diámetro elegido es de 12mm

φd=	2.00 cm			
		Pu=	11645.613	kg

CUMPLE

- Barra diagonal Uso Azotea (tridilosa h=0.45m).-

DISEÑO DE DIAGONAL DE LOSA EN USO AZOTEA TENSION

La especificación LRFD estipula:

Que la resistencia de diseño de un miembro a tensión será la más pequeña de los valores obtenidos con las siguientes expresiones;

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (evitar alargamiento excesivo)

$$P_u = \phi_t * F_y * A_g$$

Fy=	4118.79305	kg/cm ²		
Ag=	0.52213246	cm ²	Pu=	1935.5 kg
Φt=	0.9			
φd=	0.82 cm			

Pu = 19.355 KN → 1935.5 kg

Fy=	42	Ksi→	4118.79	kg/ cm ²
Fu=	60	Ksi→	6000	kg/ cm ²

Diámetro elegido es de 12mm

$$\phi d = 1.00 \text{ cm}$$

$$P_u = 2911.4032 \text{ kg}$$

- Barra inferiores Uso Azotea (tridilosa h=0.45m).-

DISEÑO DE ELEMENTO INFERIOR DE LOSA EN USO AZOTEA A TENSION

La especificación LRFD estipula:

Que la resistencia de diseño de un miembro a tensión será la más pequeña de los valores obtenidos con las siguientes expresiones;

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (evitar alargamiento excesivo)

$$P_u = \phi_t * F_y * A_g$$

Fy=	4118.79305	kg/ cm ²		
Ag=	0.87897935	cm ²	Pu=	3258.301 kg
Φt=	0.9			
φd=	1.06 cm			

$$P_u = 32.583 \text{ KN} \rightarrow 3258.3 \text{ kg}$$

Fy=	42	Ksi→	4118.79	kg/ cm ²
Fu=	60	Ksi→	6000	kg/ cm ²

Diámetro elegido es de 12mm

$$\phi d = 1.20 \text{ cm}$$

$$P_u = 4192.4207 \text{ kg}$$

- Barra superior Uso Azotea (tridilosa h=0.45m).

DISEÑO DE ELEMENTO SUPERIOR EN USO AZOTEA A TENSION

La especificación LRFD estipula:

Que la resistencia de diseño de un miembro a tensión será la más pequeña de los valores obtenidos con las siguientes expresiones;

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (evitar alargamiento excesivo)

$$Pu = \phi t * Fy * Ag$$

Fy=	4118.79305	kg/ cm ²		
Ag=	1.52361247	cm ²	Pu=	5647.9 kg
Φt=	0.9			
φd=	1.39 cm			

Pu =	56.479 KN	→	5647.9 kg
------	-----------	---	-----------

Fy=	42	Ksi→	4118.7931 kg/ cm ²
Fu=	60	Ksi→	6000 kg/ cm ²

Diámetro elegido es de 12mm

φd=	1.60 cm		
		Pu=	7453.192 kg

- Barra diagonal Uso Académico (tridilosa h= 0.50m).-

DISEÑO DE DIAGONAL DE LOSA EN USO ACADEMICO A TENSION

La especificación LRFD estipula:

Que la resistencia de diseño de un miembro a tensión será la más pequeña de los valores obtenidos con las siguientes expresiones;

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (evitar alargamiento excesivo)

$$Pu = \phi t * Fy * Ag$$

Fy=	4118.79305	kg/ cm ²		
Ag=	0.95240955	cm ²	Pu=	3530.5 kg
Φt=	0.9			
φd=	1.10 cm			

Pu =	35.305 KN	→	3530.5 kg
------	-----------	---	-----------

Fy=	42	Ksi→	4118.793 kg/ cm ²
-----	----	------	------------------------------

$$F_u = 60 \text{ Ksi} \rightarrow 6000 \text{ kg/cm}^2$$

Diámetro elegido es de 12mm

$$\phi_d = 1.20 \text{ cm}$$

$$P_u = 4192.421 \text{ kg}$$

cumple

- ▶ Barra inferior de Uso Académico (tridilosa h=0.50m).-

DISEÑO DE ELEMENTO INFERIOR DE LOSA EN USO ACADEMICO A TENSION

La especificación LRFD estipula:

Que la resistencia de diseño de un miembro a tensión será la más pequeña de los valores obtenidos con las siguientes expresiones;

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (evitar alargamiento excesivo)

$$P_u = \phi_t * F_y * A_g$$

$F_y = 4118.79305$	kg/cm^2		
$A_g = 1.53165153$	cm^2	$P_u =$	5677.7 kg
$\phi_t = 0.9$			
$\phi_d = 1.40 \text{ cm}$			

$$P_u = 56.777 \text{ KN} \rightarrow 5677.7 \text{ kg}$$

$$F_y = 42 \text{ Ksi} \rightarrow 4118.793 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 60 \text{ Ksi} \rightarrow 6000 \text{ kg/cm}^2$$

Diámetro elegido es de 12mm

$$\phi_d = 1.60 \text{ cm}$$

$$P_u = 7453.192 \text{ kg}$$

cumple

- ▶ Barra superior Uso Académico (tridilosa h=0.50m).-

DISEÑO DE ELEMENTO SUPERIOR EN USO ACADEMICO A TENSION

La especificación LRFD estipula:

Que la resistencia de diseño de un miembro a tensión será la más pequeña de los valores obtenidos con las siguientes expresiones;

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (evitar alargamiento excesivo)

$$P_u = \phi_t * F_y * A_g$$

$$\begin{array}{llll} F_y = & 4118.79305 & \text{kg/cm}^2 & \\ A_g = & 2.653393328 & \text{cm}^2 & P_u = 9835.9 \text{ kg} \\ \phi_t = & 0.9 & & \\ \phi_d = & 1.84 \text{ cm} & & \end{array}$$

$$P_u = 98.359 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad 9835.9 \text{ kg}$$

$$\begin{array}{llll} F_y = & 42 & \text{Ksi} \rightarrow & 4118.79305 \text{ kg/cm}^2 \\ F_u = & 60 & \text{Ksi} \rightarrow & 6000 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

Diámetro elegido es de 12mm

$$\phi_d = 2.00 \text{ cm}$$

$$P_u = 11645.6 \text{ kg}$$

cumple

- Barra diagonal Uso Azotea (tridilosa h=0.50m).-

DISEÑO DE DIAGONAL DE LOSA EN USO AZOTEA A TENSION

La especificación LRFD estipula:

Que la resistencia de diseño de un miembro a tensión será la más pequeña de los valores obtenidos con las siguientes expresiones;

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (evitar alargamiento excesivo)

$$P_u = \phi_t * F_y * A_g$$

$$\begin{array}{llll} F_y = & 4118.79305 & \text{kg/cm}^2 & \\ A_g = & 0.4947512 & \text{cm}^2 & P_u = 1834 \text{ kg} \\ \phi_t = & 0.9 & & \\ \phi_d = & 0.79 \text{ cm} & & \end{array}$$

$$P_u = 18.340 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad 1834 \text{ kg}$$

$$\begin{array}{llll} F_y = & 42 & \text{Ksi} \rightarrow & 4118.7931 \text{ kg/cm}^2 \\ F_u = & 60 & \text{Ksi} \rightarrow & 6000 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

Diámetro elegido es de 12mm

$$\phi d = 1.00 \text{ cm}$$

$$P_u = 2911.403 \text{ kg}$$

cumple

- ▶ Barra inferiores Uso Azotea (tridilosa h=0.50m).-

DISEÑO DE ELEMENTO INFERIOR DE LOSA EN USO AZOTEA A TENSION

La especificación LRFD estipula:

Que la resistencia de diseño de un miembro a tensión será la más pequeña de los valores obtenidos con las siguientes expresiones;

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (evitar alargamiento excesivo)

$$P_u = \phi_t * F_y * A_g$$

$$F_y = 4118.79305 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = 0.79564842 \text{ cm}^2 \quad P_u = 2949.4 \text{ kg}$$

$$\phi_t = 0.9$$

$$\phi d = 1.01 \text{ cm}$$

$$P_u = 29.494 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad 2949.4 \text{ kg}$$

$$F_y = 42 \text{ Ksi} \rightarrow 4118.7931 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 60 \text{ Ksi} \rightarrow 6000 \text{ kg/cm}^2$$

Diámetro elegido es de 12mm

$$\phi d = 1.20 \text{ cm}$$

$$P_u = 4192.421 \text{ kg}$$

cumple

- ▶ Barra superior Uso Azotea (tridilosa h=0.50m).-

DISEÑO DE ELEMENTO SUPERIOR EN USO AZOTEA A TENSION

La especificación LRFD estipula:

Que la resistencia de diseño de un miembro a tensión será la más pequeña de los valores obtenidos con las siguientes expresiones;

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (evitar alargamiento excesivo)

$$P_u = \phi_t * F_y * A_g$$

$$\begin{aligned} F_y &= 4118.79305 && \text{kg/cm}^2 \\ A_g &= 1.37839736 && \text{cm}^2 \\ \phi_t &= 0.9 \\ \phi_d &= 1.32 \text{ cm} \end{aligned} \quad P_u = 5109.6001 \text{ kg}$$

$$P_u = 51.096 \text{ KN} \rightarrow 5109.6 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} F_y &= 42 \text{ Ksi} \rightarrow 4118.79305 \text{ kg/cm}^2 \\ F_u &= 60 \text{ Ksi} \rightarrow 6000 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Diámetro elegido es de 12mm

$$\phi_d = 1.60 \text{ cm} \quad P_u = 7453.19231 \text{ kg}$$

cumple

c) Resumen de diámetros de las barras a esfuerzos a tracción.-

► Tridilosa con peralte 0.45m.-

Para losa de uso académico (cm)		
Barra	Diámetro necesario	Diámetro comercial
Superior	1.93	2.00
Diagonal	1.13	1.20
Inferior	1.47	1.60

Para losa de uso azotea (cm)		
Barra	Diámetro necesario	Diámetro comercial
Superior	1.39	1.60
Diagonal	0.82	1.00
Inferior	1.06	1.20

► Tridilosa con peralte 0.50m.-

Para losa de uso académico (cm)		
Barra	Diámetro necesario	Diámetro comercial
Superior	1.84	2.00
Diagonal	1.10	1.20
Inferior	1.40	1.60

Para losa de uso azotea (cm)		
Barra	Diámetro necesario	Diámetro comercial
Superior	1.32	1.60
Diagonal	0.79	1.00
Inferior	1.01	1.20

d) Resumen de diámetros de las barras a esfuerzos a compresión.-

- ▶ Tridilosa con peralte 0.45m.-

Para losa de uso académico (cm)		
Barra	Diámetro necesario	Diámetro comercial
Diagonal	1.77	2.00

Para losa de uso azotea (cm)		
Barra	Diámetro necesario	Diámetro comercial
Diagonal	1.80	2.00

- ▶ Tridilosa con peralte 0.50m.-

Para losa de uso académico (cm)		
Barra	Diámetro necesario	Diámetro comercial
Diagonal	1.84	2.00

Para losa de uso azotea (cm)		
Barra	Diámetro necesario	Diámetro comercial
Diagonal	1.88	2.00

Por los resultados obtenidos en el diseño que generan los mismos diámetros para las dos diferentes losas, se decide optar por el peralte de 45cm de la tridilosa.

3.4.8. Verificación de la deflexión.-

a) Uso académico.-

Según la normativa ACI 318-05 permite una deflexión máxima de $\frac{l}{360}$ para entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.

Por lo que genera una deflexión máxima de 0.035 m que es 3.5 cm en la luz máxima.

Para los diámetros establecidos según su resistencia que son:

Barra	Diámetro	Deflexión
Inferior	12mm	5.05cm
Diagonales	16mm	
Superior	12mm	

Barra	Diámetro	Deflexión
Inferior	14mm	3.91cm
Diagonales	16mm	
Superior	12mm	

Barra	Diámetro	Deflexión
Inferior	15mm	3.49cm
Diagonales	16mm	
Superior	16mm	

Barra	Diámetro	Deflexión
Inferior	16mm	3.34cm
Diagonales	20mm	
Superior	20mm	

Optamos por diámetro de 16mm en las barras inferiores y 20mm en las barras diagonales y barras superiores lo cual es una deflexión de 3.34 cm que es menor a 3.5cm lo cual cumple con lo mínimo especificado en la norma.

b) Para uso de la azotea.-

Barra	Diámetro	Deflexión
Inferior	12mm	3.60cm
Diagonales	12mm	
Superior	12mm	

Barra	Diámetro	Deflexión
Inferior	12mm	3.36cm
Diagonales	16mm	
Superior	12mm	

Barra	Diámetro	Deflexión
Inferior	12mm	1.86cm
Diagonales	16mm	
Superior	16mm	

Optamos por diámetro inferior de 12mm en las barras inferiores y 16mm en las barras diagonales lo cual es una deflexión de 1.86 cm que es menor a 3.5cm lo cual cumple con lo mínimo especificado en la norma.

c) Para uso académico (tridilosa h=0.50m).-

Barra	Diámetro	Deflexión
Inferior	16mm	2.79cm
Diagonales	20mm	
Superior	20mm	

d) Para uso azotea (tridilosa h=0.50m).-

Barra	Diámetro	Deflexión
Inferior	12mm	1.55cm
Diagonales	16mm	
Superior	16mm	

3.4.9. Diseño a cortante en placas.-

$$V_u = 63557.3 \text{ kg.}$$

$$V_n = 74773.3 \text{ Kg}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \text{ bod}$$

$$\Phi = 0.85$$

$$l = 4\text{m}$$

$$a = 3.5\text{m}$$

$$b_o = 2(l+a) = 14\text{m} = 1500\text{cm}$$

$$V_c = 518'429,01\text{kg}$$

$$\Phi V_c \geq V_u$$

$$388437.726\text{Kg} \geq 74773.3\text{ Kg}$$

Cumple

Ubicación	Cortante último	Perímetro	Cortante admisible	Resultado
Primer piso A	168507.1 kg	1500 cm	518'429,01 kg	CUMPLE
Primer piso B	153547.5 kg	1300 cm	449'305.14 kg	CUMPLE
Segundo piso A	104710.6 kg	1500 cm	518'429,01 kg	CUMPLE
Segundo piso B	99358.6 kg	1300 cm	449'305.14 kg	CUMPLE
Azotea A	41153.3 Kg	1500 cm	518'429,01 kg	CUMPLE
Azotea B	38352.5 Kg	1300 cm	449'305.14 kg	CUMPLE

3.4.10. Determinación del peso de la estructura.-

a) Losa de uso académico.-

► Losa de compresión:

Losa de compresión		
h=	0.05	m.
b=	0.5	m
N°=	2634	retículas
Yh°=	2400	kg/ m ³

Área de una retícula es de:

$$A = 0.025 \quad \text{m}^2$$

El volumen de una retícula es de:

$$V = 0.0125 \quad \text{m}^3$$

El volumen total de la losa compresión:

$$V_{\text{total}} = 32.925 \text{ m}^3$$

Peso total de la tridilosa es de: **79020 Kg**

- ▶ Barra inferiores de reticulado:

Barra de reticulado		
Long=	1.0	m
$\phi_{\text{inf}}=$	16	mm
N°=	2634	retículas
Peso=	1.727	kg/m

Longitud total de barra de mm es de:

$$L = 2634 \text{ m}$$

Peso de acero de barra de 16mm es de: **4548.918 kg**

- ▶ Barra diagonales de reticulado.-

Long=	0.572	m
$\phi_{\text{inf}}=$	20	mm
N°=	2634	retículas
Peso=	2.728	kg/m

Longitud total de barra de 16 mm es de:

$$L = 6026.6 \text{ m}$$

El peso total es de **16440.54kg**.

- ▶ Barra superior de reticulado.-

Long=	2	m
$\phi_{\text{inf}}=$	20	mm
N°=	2634	retículas
Peso=	2.728	kg/m

Longitud total de barra de 20 mm es de:

$$L= 5268 \text{ m}$$

El peso total es de **14371.104kg**.

b) Losa de uso Azotea.-

► Barra inferior de reticulado.-

Barra de reticulado		
Long=	1	m
ϕ_{inf} =	12	mm
N°=	2634	retículas
Peso=	1.081	kg/m

Longitud total de barra de 12 mm es de:

$$L= 2634 \text{ m}$$

El peso total es de 2847.354kg

► Barra diagonal de reticulado.-

Barra de reticulado		
Long=	0.572	m
ϕ_{dia} =	16	mm
N°=	2634	retículas
Peso=	1.727	kg/m

Longitud total de barra de 16 mm es de:

$$L= 6026.592 \text{ m}$$

El peso total es de 10407.9244 kg

► Barra superior de reticulado.-

Barra de reticulado		
Long=	2	m
ϕ sup=	16	mm
N°=	2634	retículas
Peso=	1.727	kg/m

Longitud total de barra
de 16 mm es de:

$$L = 5268 \text{ m}$$

El peso total es de 9097.836kg

3.5. Comparación técnica financiera de la alternativa.-

3.5.1. Generalidades.-

a) Estructura antigua.-

► Características de la losa aligerada en una dirección.-

Tabla de características de forjados de viguetas	
FORJADO DE VIGUETAS DE HORMIGON	
Canto de bovedilla:	18 cm.
Espesor capa compresión:	5cm.
Inter eje:	50cm.
Bovedilla	Poliestireno
Ancho de nervio	10cm.
Volumen de hormigón	0.088 m ³ / m ²
Peso propio	0.215 Tn/ m ²

Teniendo una superficie constructiva de 721.53 m²

Obtenemos un peso de forjado de viguetas de hormigón de 155.13Tn

Un volumen de hormigón de 63.50 m³

► Características de las vigas de hormigón armado.-

Resumen PLANTA BAJA	Acero	Long. Total	Peso + 10%	TOTAL (Kg)
Vigas		(m)	(kg)	
B 400 S, CN	φ6	2669.5	652	
	φ8	1750.3	760	
	φ10	799.2	542	
	φ12	1139.4	1113	
	φ16	1106.6	1921	

Resumen PLANTA 1° Piso	Acero	Long. Total	Peso + 10%	TOTAL (Kg)
Vigas		(m)	(kg)	
B 400 S, CN	φ6	2313.1	685	
	φ8	2147.9	932	
	φ10	778.3	528	
	φ12	1164.1	1127	
	φ16	1190.7	2067	

Resumen PLANTA 2° Piso	Acero	Long. Total	Peso + 10%	TOTAL (Kg)
Vigas		(m)	(kg)	
B 400 S, CN	φ6	2087	510	
	φ8	2225.3	966	
	φ10	869.4	590	
	φ12	975.4	953	
	φ16	1283.5	2228	

Resumen PLANTA AZOTEA	Acero	Long. Total	Peso + 10%	TOTAL (Kg)
Vigas		(m)	(kg)	
B 400 S, CN	φ6	2758	673	
	φ8	1574.6	683	
	φ10	1074.6	729	
	φ12	938.7	917	
	φ16	927.6	1610	

► El peso total de acero por planta es de:

Planta baja: 4988kg.

Primer piso: 5339kg.

Segundo piso: 5247kg.

Planta azotea: 4612kg.

- ▶ El peso total de losa aliviana es de:

Planta baja: 160118 kg.

Primer piso: 160469 kg.

Segundo piso: 160377 kg.

Planta azotea: 159742kg.

- ▶ Características de las columnas de hormigón armado.-

Planta azotea					
Columna	Área	Peso especifico	Peso	Numero de	Peso total
	m ²	kg/ m ³	Kg	columnas	(kg)
0.2*0.4	0.08	2400	192	44	8448.000
El peso total de las columnas es de: 25344 kg					

- b) Estructura planteada.-

- ▶ El peso de la tridilosa por planta es de:

Planta azotea: 9098.731kg

Uso académico: 100800.215kg en total son dos plantas.

- ▶ El peso de las vigas es de:

Área total	Peso especifico	Longitud	Peso total
(m ²)	(kg/ m ³)	m	kg
0.2275	2400	133.9408	73131.6768

Resumen de acero piso académico

Diámetro	Longitud total (m)	Peso +10%
6 mm	2733.45	667.524
8 mm	147.16	63.943
12 mm	27.66	27.027
16 mm	1569.79	2728.253
20 mm	289.96	787.787
25 mm	162.3	687.346
	Total	4961.88

Resumen de acero azotea		
Diámetro	Longitud total (m)	Peso +10%
6 mm	2404.67	587.224
8 mm	148.65	64.581
12 mm	67.99	66.478
16 mm	1588.4	2780.67
20 mm	92.8	252.153
25 mm	210.18	890.098
	Total	4621.144

Planta azotea: 77752.82 kg

Planta de uso académico: 78093.5568 kg

- El peso de las columnas es de:

Planta azotea					
Columna	Área m ²	Peso específico kg/ m ³	Peso Kg	Numero de columnas	Peso total (kg)
0.3	0.09	2400	907.2	13	11793.6
0.4	0.16	2400	1612.8	7	11289.6
			TOTAL	20	23083.2

Segunda planta					
Columna	Área m ²	Peso específico kg/ m ³	Peso Kg	Numero de columnas	Peso total (kg)
0.4	0.16	2400	1612.8	20	32256
			TOTAL	20	32256

Primera planta					
Columna	Área	Peso específico	Peso	Numero de	Peso total

	m2	kg/ m ³	Kg	columnas	(kg)
0.5	0.25	2400	2520	20	50400
				20	50400
El peso total de columnas del edificio es de:				105739.2	kg

3.5.2. Comparaciones.-

a) Peso propio de los tipos de cierre superficial.-

	Losa unidireccional	Tridilosa
Primer piso	160469 kg	114380.60 kg
Segundo piso	160377 kg	114380.60 kg
Azotea	159742 kg	101373.114 kg

- ▶ El porcentaje de disminución de peso propio es de:
28.72% para los pisos que tienen un destino de uso académico.
- ▶ El porcentaje de disminución de peso propio es de:
36.54% para los pisos que tienen un destino a un uso de azotea de uso privado.

b) Carga transmitida al suelo.-

- ▶ Estructura antigua.-
- ▶ La carga de columnas de peso propio es de: 234142.353 kg
La carga de vigas de peso propio es de: 105991.6 kg
La carga de las losas es de: 480588 kg
La carga total es de: 820721.95 kg
- ▶ Estructura planteada.-
La carga de columnas de peso propio es de: 105739.2 kg

La carga de vigas de peso propio es de: 233939.93 kg

La carga de las losas es de: 330134.314 kg

La carga total es de: 669813.44 kg

Se reduce en el peso propio un 18.39%

CONCLUSIONES.-

Como final de todo el proceso de análisis y diseño de la tridilosa, se procede a hacer una valoración global de los resultados a los que llegamos. No se debe perder de vista el objetivo práctico del trabajo que es un análisis y diseño de un nuevo sistema de cierre superficial.

Las conclusiones que se extraen de la realización de este proyecto de ingeniería civil son:

- ▶ El análisis estructural de las tridilosas es un procedimiento que requiere un tiempo importante en la preparación del modelo y su posterior procesamiento, por lo cual genera inconvenientes para realizar esta alternativa de solución. Pero en la actualidad existe procesadores, programas que cuentan con un avanzado software que realiza este proceso más rápido y sencillo, pudiendo aprovechar el tiempo en el diseño y más no en el análisis.
- ▶ Para introducir el modelo de la tridilosa al paquete informático se tuvo que realizar una idealización a una estructura homogénea e isotrópica, se homogeneizó el hormigón a acero, pues los programas informáticos realizan los análisis estructurales con estructuras de un solo módulo de elasticidad.

- ▶ Para la incorporación de esta alternativa, es necesario tomar en cuenta los requisitos de luces libres mínimas en el diseño arquitectónico, para así generar mejores ambientes de uso, optimizar el diseño y el uso de la tridilosa. Puesto que en esta alternativa, su diseño arquitectónico no favoreció en la optimización de la tridilosa, pues no se obtuvieron las luces necesarias. Sin embargo, se pudo mejorar esta alternativa incorporando la losa unidireccional donde no pudo ser aplicada la tridilosa.
- ▶ Se determina que el peso propio de la estructura se reduce en un 18.39% en comparación con la estructura establecida y construida.
- ▶ La tridilosa genera una reducción de un 28.72% en el peso propio en los forjados, cumpliendo con la hipótesis planteada que determina una reducción del peso propio del más del 25 %.

A pesar de no generar mayor reducción en su peso propio, este tipo de alternativa genera mayores beneficios de los cuales se mencionan a continuación:

- Por su concepción y su alternativa de funcionamiento, las tridilosas pueden generar diferentes tipos de uso, pues su tabiquería fue diseñada móvil, lo que genera que se puedan cambiar el tipo de disposición según las necesidades.
- Generan ambientes acústicos que impiden el paso del sonido, generando comodidad en el uso del mismo.
- Establecen habientes amplios, limpios (sin aristas que generen mal estar) que pueden ser agradables a la vista.
- ▶ Los diámetros establecidos para el uso académico de la tridilosa están sobredimensionados, pues sólo se utilizaron barras con diámetros comerciales que se encuentran muy alejados de los diámetros necesarios y los esfuerzos generados por las sollicitaciones están muy por debajo de lo puede resistir el material.
- ▶ Se debe potenciar el uso de otros materiales o utilizar materiales actuales modificados. La reducción de costes en el acero en la realización de los forjados se puede hacer utilizando hormigón reforzado con fibras de acero ya que se necesita de menor cuantía de acero para obtener una misma resistencia.
- ▶ La ecuación diferencial de las placas o ecuación de LAGRANGE no es aplicable al sistema tridimensional de la tridilosa porque la misma es una estructura espacial que no

se puede asimilar como una estructura bidimensional (placa). La aplicación de esta ecuación es una aproximación que viene condicionada por las características de forma (cuadrada), apoyos (simplemente apoyada en sus cuatro bordes) y cargas (uniformemente distribuida) que varía del modelo en análisis a lo preestablecido en la ecuación de LAGRANGE.

- ▶ Basado en el análisis económico de la estructura construida y la estructura de análisis, se obtiene un resultado de:

Estructura construida: Obra gruesa: 2'402'265.96 Bs.

Obra fina: 1'893'230.72 Bs.

Total 4'295'496.68 Bs.

Estructura de análisis: Obra gruesa: 2'541'416.04Bs.

Obra fina: 1'893'230.72 Bs.

Total 4'434'646.76 Bs.

Lo que da un resultado de incremento de la estructura en análisis (tridilosa) de un 3.23% (139'150.08 Bs.) en relación a lo de la obra construida.

Este incremento no implica mayor inconveniente si se analiza las ventajas que proporciona este sistema, como ser ambientes amplios, acústicos, térmicos y sobre todo la flexibilidad arquitectónica anteriormente mencionadas.

- ▶ Basado en las recomendaciones del autor Miguel Bozzo, menciona que la tridilosa trabaja cuando se tiene áreas regulares, a pesar de eso en la aplicación se cuenta con una irregularidad impuesta por un vacío en la entrada del edificio, y por las escaleras que vienen fijados por el diseño arquitectónico.

