

1. ANTECEDENTES

1.1. Problema

El uso de los forjados empezó a ser imprescindible con los primeros asentamientos urbanos; para salvar y cubrir los espacios que el hombre necesitaba para vivir. Estos podían ser de muchas maneras distintas, desde cuevas o tiendas de pieles a simples chozas hechas de ramas. Han pasado muchos años y las viviendas en el mundo han ido evolucionando, hemos pasado de construir casas de planta baja con una cubierta a construir viviendas tan complejas como son los rascacielos. La evolución de las viviendas ha sido muy grande, al igual que los forjados que se han realizado en ellas, desde la utilización de troncos simplemente apoyados a generar estructuras más complejas utilizando otros materiales. Durante muchos siglos la madera fue el material predominante en la construcción de forjados de viviendas, pero la aparición del acero y el hormigón supuso un gran cambio en las estructuras, ya que se pudo ampliar las luces a cubrir y las cargas a soportar, por lo cual terminaron imponiéndose los forjados de hormigón armado. Estos partiendo de las losas macizas, evolucionaron a otras tipologías más baratas de edificación: forjados unidireccionales (distribuyen las cargas en un solo sentido) , los cuales fueron desarrollados gracias a Freyssinet, que aplico en los años 30, el hormigón pretensado, e hizo posible la fabricación de viguetas pretensadas a gran escala, y los forjados bidireccionales aligerados (forjados reticulares)(distribuyen las cargas en ambos sentidos), los cuales pertenecen a la familia de las losas de hormigón armado, no homogéneas, aligeradas y armadas en dos direcciones ortogonales los cuales pueden estar apoyados sobre vigas o directamente sobre los pilares. Inicialmente se realizaba una losa maciza continua que se empotraba elásticamente en un emparrillado de vigas que, junto con los soportes, constituían un conjunto de pórticos cruzados ortogonalmente. Más tarde se aligeró la estructura, eliminando la masa innecesaria. Actualmente es una de las soluciones más usadas en razón a las ventajas que supone el forjado reticular en la construcción de toda clase de edificaciones.

En Bolivia hoy en día se usa generalmente las losas alivianadas con viguetas pretensadas o viguetas armadas, las cuales fueron relegando a las losas macizas que se

usan con menor frecuencia, se observa que se está un paso atrás con respecto a la evolución que se dio en el campo de los forjados, ya que todavía no se vislumbra la aplicación masiva de los forjados reticulares, aunque con un gran retraso se realizaron las primeras construcciones con esta clase de forjado, pero muy poco se conoce de ellos por lo que no se saben explotar las grandes ventajas técnico- económica que estos nos ofrecen. Entre ellas cabe mencionar la posibilidad poder de abarcar luces mayores proporcionando una estética digna a la estructura, menor peso propio lo cual genera menor gasto en los materiales, la distribución de esfuerzos que se produce en ambas direcciones, la posibilidad de albergar ductos de instalación dentro del forjado, su alta resistencia al fuego, buen aislamiento térmico, nos admite optimizar los sistemas estructurales para el desarrollo de un edificio multifuncional, etc.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

- ❖ Realizar un estudio técnico-económico de forjados reticulares con vigas peraltadas y de forjados reticulares sin vigas peraltadas.

1.2.2. Objetivos específicos

- ❖ Recopilar los datos necesarios previos a la ejecución del diseño.
- ❖ Modelar ambas estructuras con la ayuda de programas computacionales asegurando su buen comportamiento.
- ❖ Elaborar el diseño estructural cumpliendo con la normativa EHE-08
- ❖ Realizar una comparativa de los resultados de ambos forjados, y evaluar cual se comporta mejor, proporciona mejores condiciones de versatilidad y es más económico.
- ❖ Determinar costo y tiempo de ejecución.

1.3. Justificación

Las razones por las cuales se realizara este estudio son las siguientes

1.3.1. Teórica

El estudio propuesto busca, mediante la aplicación de la teoría y los conceptos básicos de los forjados reticulares, explicar el comportamiento estructural, características, ventajas y desventajas tanto técnicas como económicas que tiene cada tipo de forjado reticular (con y sin vigas peraltadas), lo cual permitirá contrastar los diferentes conceptos para luego ser verificados con los cálculos y así definir el forjado más adecuado para el tipo de edificación planteada, (Nuevo Mercado Bolívar).

1.3.2. Metodológica

Para lograr el cumplimiento del objeto de estudio se analizaran los forjados reticulares tanto con vigas como sin vigas mediante el uso de programas computacionales, a partir de los cuales se pretende obtener el dimensionamiento más óptimo para ambas estructuras.

1.3.3. Practica

Desde el punto de vista arquitectónico los forjados reticulares nos permitirán la obtención de estructuras adaptables y acondicionables a las necesidades presentes y futuras de la sociedad, y desde el punto de vista estructural la implementación de forjados reticulares posibilita reducir las dimensiones de los elementos que lo forman resistiendo con mucha eficacia las mismas acciones que cualquier otro tipo de losa y rebajando su coste económico en material.

1.4. Alcance del proyecto

El presente estudio se basa en el análisis técnico económico de los forjados reticulares, a través del cual se pretende obtener dos diseño estructurales, el primero sin vigas donde el forjado descansa directamente sobre las columnas, y el segundo donde el forjado es sustentado por vigas que a su vez descansan en las columnas, a partir de ambos diseños se pretende demostrar las grandes ventajas tanto arquitectónicas como estructurales, además de efectuar una comparativa entre costo y tiempo.

1.5. Hipótesis

Al realizar el estudio técnico económico, derivado de generar dos estructuras con comportamientos diferentes para el mismo edificio (“Nuevo mercado Bolívar”), se demostrara cuál de las dos presenta mayores ventajas en tanto se refiere a ejecución, comportamiento estructural, economía y arquitectura.

1.6. Resultados a lograr.

Con la culminación del presente estudio sobre los forjados reticulares con y sin vigas peraltadas se quiere demostrar cuál de los dos nos ofrece mejores condiciones: Estructurales, arquitectónicas y económicas, para tal efecto se realizaran dos diseños para la losa del nuevo mercado Bolívar cada uno con un respectivo forjado, y a partir de ambos diseños se podrá evaluar la mejor alternativa.

2. Generalidades

2.1. Descripción básica

El forjado reticular pertenece a la familia de las losas de hormigón armado, no homogéneas, aligeradas en dos direcciones ortogonales.

La estructura así formada, admite que sus flexiones puedan ser descompuestas y analizadas según las direcciones de armado y forma con los soportes un conjunto estructural espacial, capaz de soportar las acciones verticales muy adecuadamente y las horizontales razonablemente bien.

Los parámetros básicos que definen las características del forjado reticular son:

- ❖ Separación entre ejes de nervio
- ❖ Espesor básico de los nervios
- ❖ Canto total de la placa
- ❖ Altura del bloque aligerante
- ❖ Espesor de la capa de compresión

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°.

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 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”.

En los comienzos de los forjados, losas, las vigas de borde eran auténticas vigas descolgadas de gran rigidez relativa; actualmente suelen ir embebidos en el espesor de la placa con una base de 20 a 30 cm y solo se acusan bajo la misma, cuando es preciso salvar localmente vanos de gran luz cuyas deformaciones pueden dañar las tabiquerías,

2.2. Comportamiento estructural

2.2.1. Forjados en dos direcciones apoyados en los bordes

Cuando la relación largo / ancho es menor a 2 se logra una acción en la losa en dos direcciones. Cuando se aplica la carga, estas losas se deflecan conformando una superficie en forma de plato en vez de forma cilíndrica. Esto significa que en cualquier punto la losa tiene curvatura en las dos dimensiones principales y puesto que los momentos flectores son proporcionales a las curvaturas, asimismo existen momentos en ambas direcciones. 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 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 2.1.

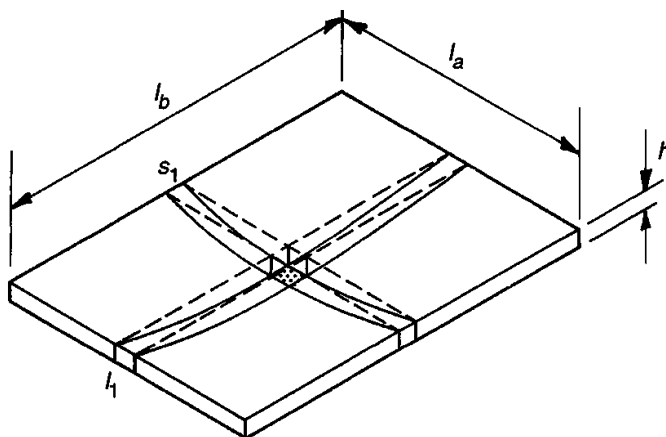


Figura 2.1 Losa en dos direcciones sobre apoyos de borde simple

2.2.2. Forjados en dos direcciones apoyados sobre columnas

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 2.2. 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. Si se aplica una carga superficial w , esta se comparte entre franjas imaginarias de losa l_a en la dirección corta y l_b en la dirección larga, se observa que la porción de carga transmitida por las franjas largas l_b es transferida a las vigas B1 que se extienden en la dirección corta del panel. La porción tomada por las vigas B1 más la que se transmite directamente en la dirección corta por las franjas de la losa l_a totalizan el cien por ciento de la carga aplicada al panel. Asimismo, las franjas de losa l_a entregan una parte de la carga a las vigas B2 en la dirección larga. 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 para 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.

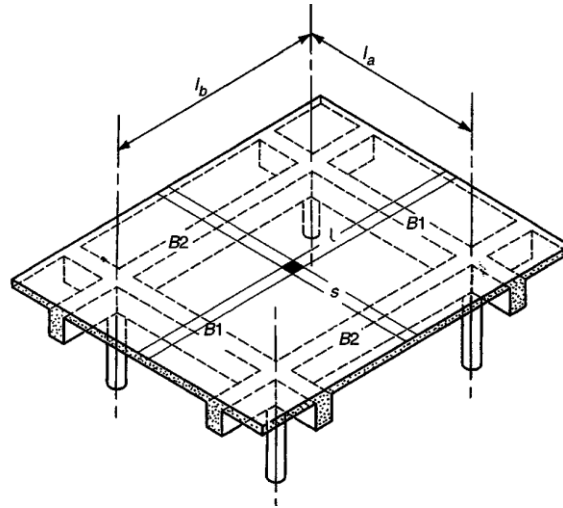


Figura 2.2 Losa en dos direcciones con vigas

Una situación similar se obtiene en la losa de piso del tipo placa plana que aparece en la figura 2.3 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 2.2; 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.

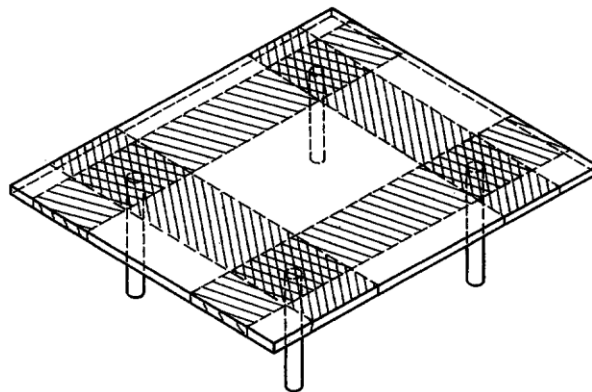


Figura 2.3 Losa en dos direcciones sin vigas

2.3. Tipología de los forjados reticulares.-

Sólo existen dos tipos de forjados reticulares que pueden diferenciarse de forma clara:

- ❖ Forjado reticular con bloque aligerante perdido.
- ❖ Forjado reticular con bloque aligerante recuperable.

La diferencia básica notable que existe entre las diversas patentes de los forjados reticulares, reside exclusivamente en el tipo de bloque aligerante que emplean. La mayoría de las estructuras se están resolviendo con bloques de poliestireno expandido, con lo cual se consigue rebajar el peso y aumentar el aislamiento.

Estos forjados con aligeramiento perdido suelen emplearse en la construcción de viviendas, mientras que los que utilizan casetones recuperables, se suelen aprovechar en garajes, locales industriales, etc.

La segunda tipología de forjados reticulares es la derivada de emplear casetones recuperables de plástico.

El forjado se ejecuta disponiendo unas cubetas de plástico que se retiran una vez fraguado y endurecido el hormigón, resultando unas oquedades muy vistosas y agradables visualmente. Los nervios que se originan en los forjados reticulares con moldes recuperables son de mayor sección que los bloques perdidos de hormigón y su forma estructural es netamente superior.

2.4. Geometría básica de los elementos de un forjado reticular

Las dimensiones mínimas de los elementos que forman parte de una estructura con forjado reticular, vienen normalmente especificadas en la norma y deben ser respetadas; no obstante, se pueden realizar algunos ajustes.

❖ Entreejes

La separación de nervios no debe exceder de 1 m.

❖ Nervios

La norma EHE-08 recomienda que la anchura de los nervios no debe ser inferior 12 cm

❖ Abaco

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:

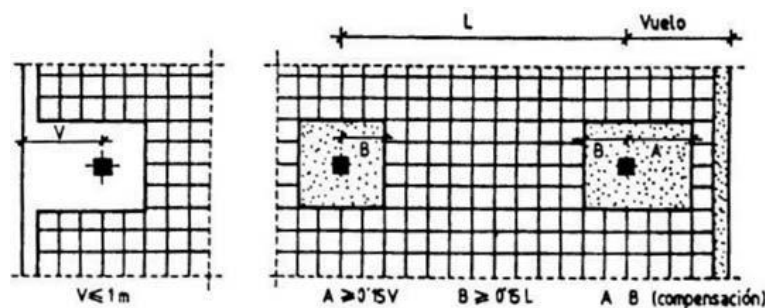


Figura 2.4 Dimensionamiento de ábacos

❖ 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.

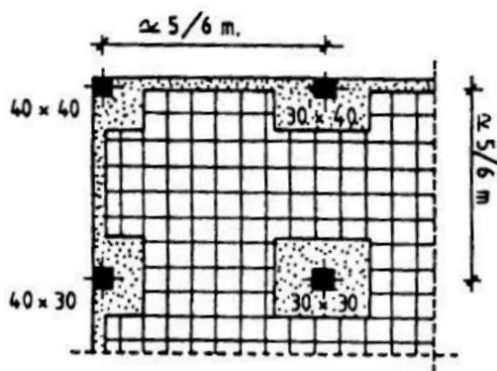


Figura 2.5 Tamaño mínimo aconsejable para pilares

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.

❖ Luces y distribución de las 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.

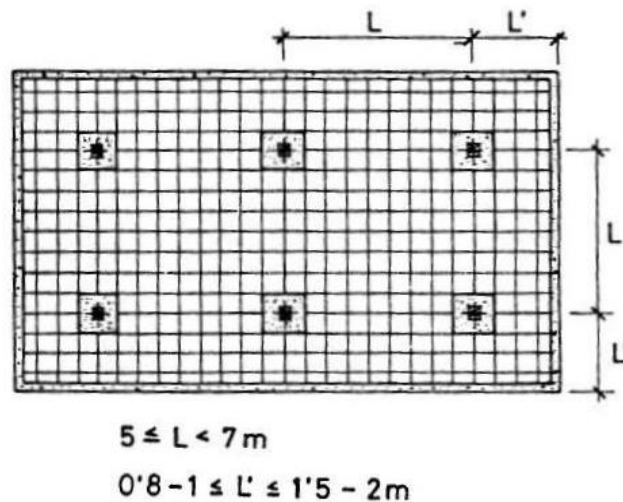


Figura 2.6 Distribución ideal de columnas

❖ 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
- Cargar 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.

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

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 considerados 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.

$$\frac{L}{20} \geq Hcanto \geq \frac{L}{25}$$

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:

❖ **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.

❖ Vigas de borde y de huecos

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

La EHE-08 se limita a decir que los nervios de borde deben tener una dimensión mínima de 25 cm, J. Calavera aconseja que el ancho de las vigas de borde no debe ser inferior a “d”, siendo d el canto útil de la pieza.

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.

También aparecen nervios de borde cada vez que se abren huecos en el forjado

Hay ciertos huecos que se pueden abrir en un forjado reticular, sin que afecten al funcionamiento estructural del mismo. Dependiendo de la zona del forjado donde se abra el hueco, este podrá tener una dimensión mayor o menor.

Siempre lo más desfavorable será abrir huecos cerca de los ábacos. Los huecos mayores se podrán abrir en el centro de los vanos y las limitaciones del tamaño del hueco serán mayores a medida que estos se acerquen a los soportes.

En la figura 2.9 se muestra las limitaciones de apertura de huecos según CODIGO ACI (Recogido en J. Montoya).

En el centro de un recuadro se podrá abrir un hueco que ocupe toda la intersección de las bandas centrales. Por supuesto, este hueco deberá tener un nervio de borde.

Las medidas más restrictivas son para huecos situados en la intersección de dos bandas de soportes.

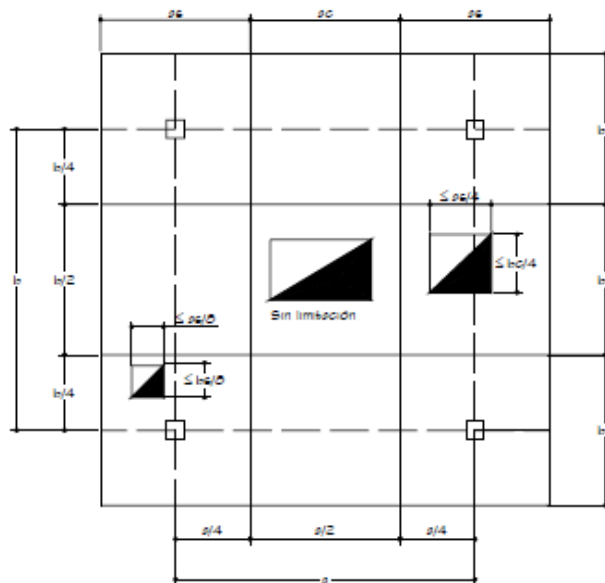


Figura 2.7 Limitaciones para la apertura de huecos

En cuanto a huecos pequeños destinados al paso de instalaciones (de ventilación, bajantes...) se aconseja sacarlos fuera del entorno de rotura de punzonamiento del pilar. Si están dentro del entorno $< 6d$ del pilar, se descontará la parte indicada en el dibujo del perímetro crítico de punzonamiento. Art.46.1. normativa EHE-08. Como recomendación no se situarán bajantes de diámetro mayores a 120 mm cerca del pilar (a menos de $d/2$).

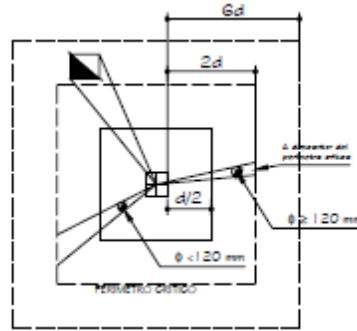


Figura 2.8 Apertura de huecos en el entorno del pilar

2.5. Ventajas de los forjados reticulares

❖ En fase de diseño.-

El aligeramiento del peso propio del forjado comporta una reducción de la deformación del forjado. Con ello se consigue rebajar el riesgo de lesiones en tabiquerías rígidas causadas por la deformación de los forjados.

La reducción del peso propio comporta una disminución de cargas, lo cual provoca una reducción del armado en jácenas, pilares y cimientos, que no siendo muy importante económicamente si comporta una optimización de secciones y de disminución de solicitaciones mecánicas.

❖ En fase de ejecución.- El utilizar piezas más ligeras, comporta:

Una reducción de costes en el transporte y la manipulación mecánica.

Una reducción de costes en recursos humanos al mejorar el rendimiento.

Una facilidad de manipulación al ser piezas muy ligeras y sin cantos cortantes ni punzantes.

Una mejora en la calidad del trabajo, al rebajar la fatiga del operario en el manejo de cargas más livianas.

Una reducción de apuntalamientos, especialmente en la colocación de sopandas en forjados semiresistentes.

❖ **Un mejor comportamiento antisísmico**

Al disminuir la masa de la estructura se reduce la deformación horizontal.

❖ **En la habitabilidad**

Aislamiento Térmico.

Aislamiento Acústico.

Protección contra incendios.

Albergar instalaciones.

Proporciona una buena estética a la edificación.

Permite estructuras acondicionables

2.6. Metodología de calculo

En primer lugar cabe recalcar que no existe una bibliografía que aborde la problemática de los forjados reticulares con la suficiente amplitud y claridad, que sirva de ayuda eficaz al profesional que se enfrenta por primera vez al reto de proyectar y construir un edificio con estos forjados.

No se debe olvidar que el forjado reticular es una parte importante de la armazón del edificio, pero esta debe completarse con los soportes para que pueda ser conceptuada como tal, y es el conjunto el que debe ser correctamente analizado y calculado. De poco sirve emplear métodos de análisis que resuelvan a la perfección el forjado, si estos no contemplan adecuadamente el cálculo de los pilares.

Tres métodos pueden ser contemplados en el análisis de una estructura con forjado reticular: el método clásico elástico mediante un programa adecuado de ordenador generalmente asimilando la estructura como un emparrillado, el método de los pórticos virtuales y por último el método directo.

2.6.1. Método directo

Para determinar directamente los esfuerzos en las secciones críticas del forjado (extremos y centro) puede utilizarse este método, consistente simplemente en considerar cada vano de manera independiente, atribuyendo a cada sección un porcentaje del momento de vano biapoyado en función del tipo de empotramiento.

No obstante, la simplicidad del método se ve lastrada por una considerable pérdida de generalidad y de ajuste. A continuación se analiza la incidencia que tiene cada una de las limitaciones de este método en la pérdida de generalidad del mismo:

- ❖ Ninguna columna debe desviarse más del 10% de la luz respecto a la línea de ejes del pórtico considerado.
- ❖ La diferencia entre dos vanos consecutivos no debe superar $1/3$ de la luz del vano mayor.
- ❖ Solamente deben actuar cargas verticales.
- ❖ La sobrecarga debe ser uniformemente repartida y no mayor que el doble de las cargas permanentes.

2.6.2. Método de los pórticos virtuales

El método consiste en suponer dividida la estructura, en cada una de las dos direcciones ortogonales principales, en una serie de pórticos virtuales múltiples (de varios pisos), que se calculan de manera independiente, mediante cualquier método de análisis de pórticos convencionales, logrando los esfuerzos en los distintos elementos: dinteles y columnas. Pero hay que tener en cuenta que la estructura real no es un pórtico sino un sistema plano, por lo tanto hay que realizar una serie de aproximaciones especiales para garantizar la validez de los resultados encontrados.

A cambio de su sencillez, se exigen una serie de limitaciones que reducen su generalidad de aplicación, encaminadas a garantizar que la interacción entre pórticos virtuales sea muy reducida.

La interacción puede aparecer en los siguientes casos, que por lo tanto se deben evitar si se quiere adoptar este método:

- ❖ Importantes asimetrías en planta o alzado, sean de geometría o de rigidez.
- ❖ Existencia de brochales
- ❖ Existencia de elementos de rigidización transversal (pantallas, núcleos).
- ❖ Fuertes descompensaciones de cargas o luces.

2.6.3. Método del emparrillado

Este planteamiento, basado en el método matricial del emparrillado plano, es un método más preciso y exacto que los mencionados anteriormente de calcular los forjados reticulares a cargas verticales, pero siempre y cuando se cumplan una serie de requisitos básicos:

La malla en la que se discretiza el forjado debe ser la impuesta por los nervios que la configuran. El programa de cálculo tendrá en cuenta las singularidades que existen en el forjado, tales como ábacos y zunchos, que poseen rigideces muy diferentes a los sencillos nervios del mismo.

No debe tenerse en cuenta la rigidez a torsión de los nervios en primer lugar porque no es necesario para instaurar el equilibrio y en segundo lugar, porque no resulta económico. Bajo el punto de vista constructivo es prácticamente imposible armar los nervios con estribos de torsión.

No obstante, no cabe la menor duda que los forjados reticulares presentan frente a los de viguetas, una cierta rigidez torsional que puede ser tenida en cuenta en el análisis sin que ello suponga imprescindiblemente, armar los nervios a torsión. Lo anterior es posible sin una pérdida de seguridad preocupante, considerando un 20% como máximo de la rigidez a torsión de los nervios. Las diferencias finales en estructuras moduladas son pequeñas y por consiguiente, su trascendencia es disminuida.

Dentro de esta filosofía el programa de emparrillado plano que se utilice, se deberá considerar la rigidez torsional de las vigas de borde entre pilares y armar las mismas a torsión. Una viga de borde bien dimensionado a flexión, cortante y torsión, ayuda considerablemente a empotrar la placa de borde y evita deformaciones que puedan tener.

La precisión que tiene el método descrito frente a las acciones de tipo gravitatorio, comienza a desvirtuarse seriamente cuando es imprescindible introducir en el análisis de las estructura acciones de tipo horizontal, con las que el método deja de ser aplicable. El cálculo puede abordarse en estos casos, estimando los giros de los nudos por el método de pórticos virtuales y considerándolos como deformaciones impuestas en el emparrillado.

No se pretende decir con lo anterior que la estructura este mal resuelta, sino que no se está siendo consecuente con la filosofía adoptada.

Por lo cual la manera más acertada de modelar los forjados reticulares consiste en considerarla tal y como es en realidad. Un conjunto de emparrillados planos unidos verticalmente por los pilares, en definitiva, un entramado espacial. Ahora bien, si el análisis de un emparrillado plano plantea tres incógnitas por nudo: flector, torsor y cortante, unas tres mil ecuaciones para resolver un forjado de 20x30m, el cálculo de un entramado de diez forjados como el anterior, puede elevar el número de ecuaciones a 60000 si se consideran las seis incógnitas por nudo que exige un análisis espacial.

La potencia de cálculo actualmente disponible en los ordenadores personales, posibilita resolver perfectamente un planteamiento espacial de este tipo. Este método permite la obtención de esfuerzos en placas de cualquier configuración y tipo de carga.

2.7.Armaduras de los forjados reticulares

La armadura vendrá dada por el cálculo, cada nervio se calcula como una viga cuyos apoyos, en continuidad, se producen en los ejes que unen los centros de pilares. La disposición dependerá de la anchura del nervio, número de barras y diámetro de las mismas.

En general se necesita el empleo de los siguientes tipos de armaduras:

2.7.1. Armadura de placa (nervios)

Destinada a la absorción de los momentos flectores, colocadas en dos direcciones ortogonales, según las direcciones de la retícula formada por los nervios.

En el forjado reticular, y en general en las losas donde se disponga unas armaduras cruzadas, un plano de ellas poseerá un recubrimiento superior al normal, derivado de la propia geometría del cruce. Por ello se debe procurar que las armaduras de los nervios de mayor luz sean los que tengan el recubrimiento adecuado, es decir el recubrimiento mínimo.

Las armaduras de los nervios van situadas en la parte inferior, con los correspondientes separadores, en toda la longitud de los nervios, para absorber los momentos positivos. Asimismo, podrán llevar armadura de refuerzo de momentos positivos. Para absorber los momentos negativos, se instalaren barras en la parte superior del nervio.

En general un forjado reticular llevará la armadura de momentos negativos situada en la parte superior de los nervios, en los puntos siguientes:

En todo el perímetro del forjado reticular, en cada nervio, ancla a las vigas perimetrales.

Encima del eje teórico que une los ejes de los pilares contiguos, por la parte superior de cada nervio y cuando sea posible perpendiculares a dicho eje.

En los voladizos dichas armaduras tendrán la necesaria longitud de anclaje hacia el interior.

En el contorno de todos los huecos, en los extremos de forjado, la armadura de momentos negativos deberá acabar en patillas de longitud mínima 20 cm y se anclará en la viga de borde por su parte exterior.

Para garantizar los anclajes de las barras, es conveniente que sus diámetros no superen los 16 mm.

Cuando los forjados reticulares tienen luces y cargas muy importantes, puede ser necesario colocarle la armadura de cortante en la unión de los nervios con los ábacos, tal como se detalla en la figura 2.12.

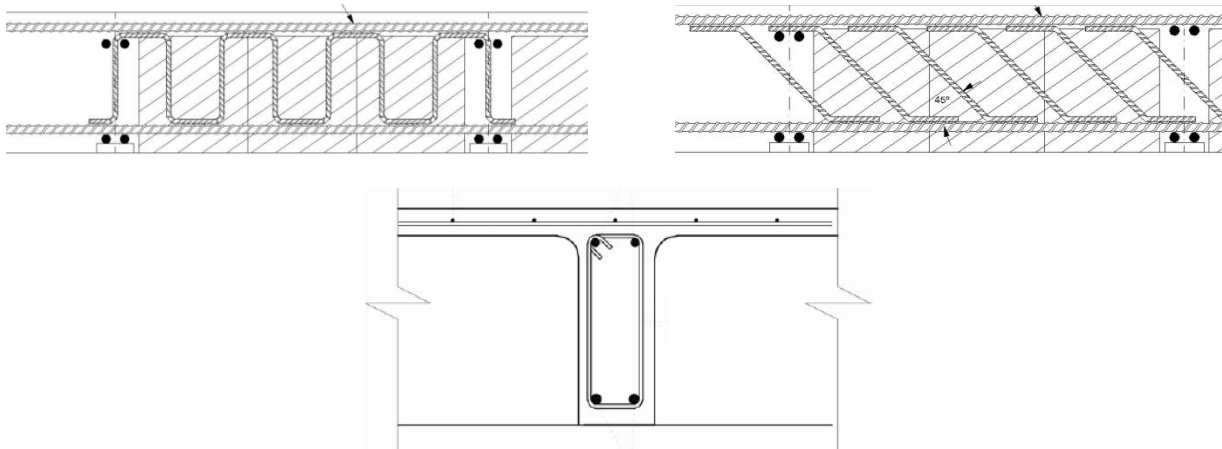


Figura 2.9 Armadura de cortante en nervios

A continuación en la figura 2.13 se muestran las longitudes mínimas de armado para los nervios.

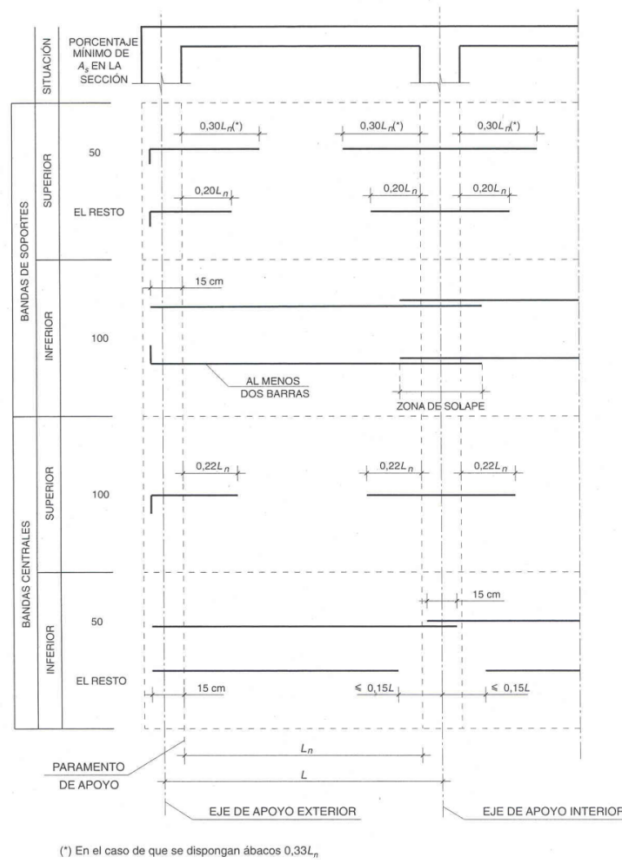


Figura 2.10 Longitudes mínimas de armado longitudinal

2.7.2. Armadura de los ábacos.

La armadura de montaje de los ábacos, tienen dos misiones fundamentales:

Abrazar y coser la placa al pilar.

Soportar la punta de flexión máxima sobre el pilar del forjado.

La armadura de montaje de los ábacos es una armadura adicional a la de los nervios y puede ser tenida en cuenta en los cálculos, aunque se aconseja que las barras finas del diámetro 10 no se consideren en general, dado que suele quedarse muy baja si no se apoya adecuadamente sobre los casetones.

Normalmente todos los ábacos suelen armarse colocando en la base inferior 2 barra por cuadrícula o retícula, en cada dirección; y con 2 barras por cada retícula ubicadas en las base superior, en cada dirección.

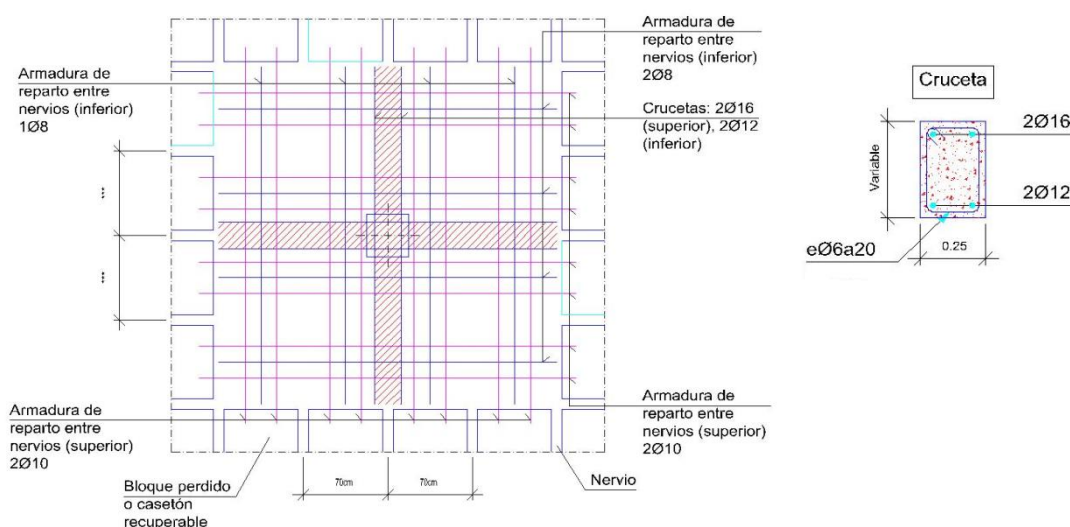


Figura 2.11 Armadura superior e inferior para ábacos base superior, en cada dirección.

Primeramente se instala la armadura positiva de los nervios y la del plano inferior del ábaco. Seguidamente se monta el plano superior del ábaco y sobre éste la armadura de negativo de los nervios.

Para eludir el punzonamiento existen 2 opciones:

Colocarle cercos a las armaduras existentes en cada dirección, que son las de conexión ábaco-pilar, formando crucetas. Se colocarán antes de montar el plano superior de armaduras.

Colocar las armaduras de punzonamiento propiamente dichas. Se situaran al finalizar el montaje del ábaco.

Si se disponen crucetas, normalmente no es necesario disponer armadura de punzonamiento.

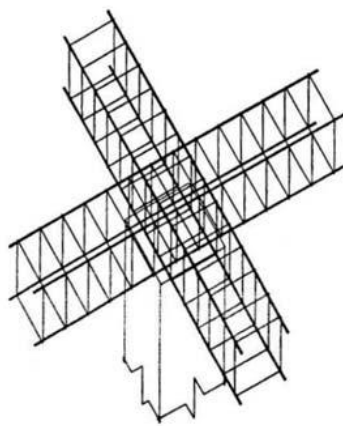


Figura 2.12 Armadura a punzonamiento mediante cercos

Si se disponen barras dobladas de punzonamiento, no es imprescindible instalar cercos a la armadura de conexión pilar-ábaco.

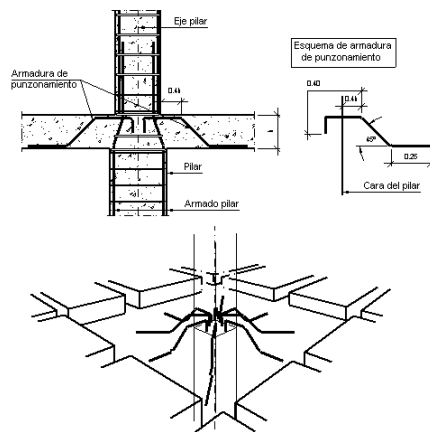


Figura 2.13 Armadura a punzonamiento barras a 45°

No obstante, el cálculo de la estructura será el que determine las armaduras necesarias para cada función o cada elemento resistente.

2.7.3. Armadura de las vigas perimetrales y de huecos

En general el armado de las vigas perimetrales está formado por un mínimo de 4 barras no inferiores $\Phi 12$ y estribos $\Phi 6/0.5d$. Cuando exista torsión llevará barras en ambos laterales del mismo. En ambos casos, con sus correspondientes cercos..

Todos los cercos de las vigas serán cerrados debido a la Torsión. Por ello, el solape de cierre será de unos 20 cm convenientemente sujeto con alambre.

Los huecos que cumplan con las limitaciones especificadas en las figuras 2.9 y 2.10 llevaran un nervio de borde (Aunque de menor tamaño y armado que el nervio de borde perimetral del forjado). El hueco corta a la armadura de los nervios. La armadura interrumpida se pondrá como refuerzo en los nervios de borde.

En el caso de que los huecos no cumplan con las especificaciones antes mencionadas, caso normal de huecos de patio o para escaleras se exponen las subsiguientes soluciones:

❖ Solución I.- Vigas a pilares

El hueco se resolverá mediante unas vigas que actuarán como nervios de borde. La armadura de estos nervios se anclará con su longitud correspondiente, a partir del eje del soporte dentro del ábaco. Por facilidad constructiva muchas veces se prolonga esta armadura hasta el final del ábaco, que suele superar su longitud de anclaje figura 2.17.

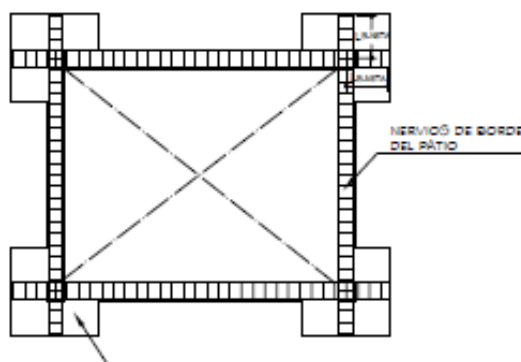


Figura 2.12 Viga de hueco anclada en pilares

❖ Solución II.- Brochales

Otra forma de resolver el hueco es mediante un brochal. Los brochales provocan en las vigas grandes esfuerzos de torsión. La armadura del brochal deberá anclarse a partir del eje de la viga. Otra solución consiste en prolongar uno de los nervios que llegan al ábaco. Si el nervio queda fuera del ábaco se ampliara el tamaño de este para que recoja el nervio de borde. En definitiva, con esta solución se está embrochando dos nervios de borde en otros dos nervios.

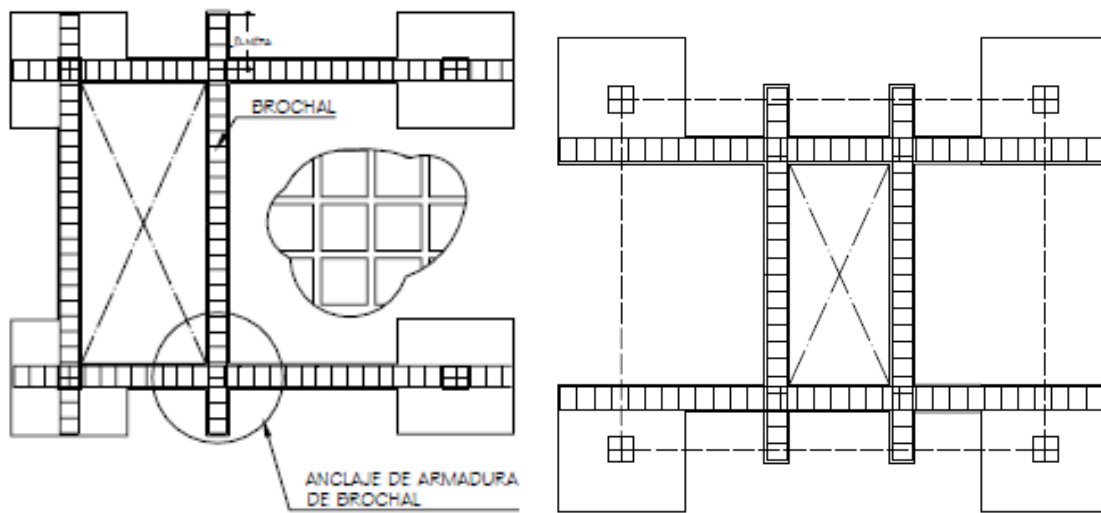


Figura 2.13 Solución de hueco mediante brochales

3. DIMENSIONAMIENTO

Una vez calculados los esfuerzos a los cuales está sometida la estructura se procede a su dimensionamiento como se muestra a continuación:

3.1. Dimensionamiento a flexión simple

3.1.1. Momentos positivos

Previo al cálculo de la armadura en el caso de los nervios, se debe verificar si estos trabajan como viga rectangular o como viga T, para tal efecto la norma española EHE-08 propone el siguiente procedimiento aproximado:

a) Cálculo del ancho eficaz del ala comprimida.

Ancho eficaz del ala comprimida en vigas T:

$$b_e = b_w + \frac{l_o}{5} \leq b \quad [3.1]$$

Ancho eficaz del ala comprimida en vigas L:

$$b_e = b_w + \frac{l_o}{10} \leq b \quad [3.2]$$

Dónde:

b_e = Ancho eficaz del ala comprimida

b_w = Ancho del nervio de la sección

l_o = Distancia entre los puntos de momento nulo, en el caso de vigas continuas o pertenecientes a entramados podrán tomarse los valores definidos en la figura 3.1.

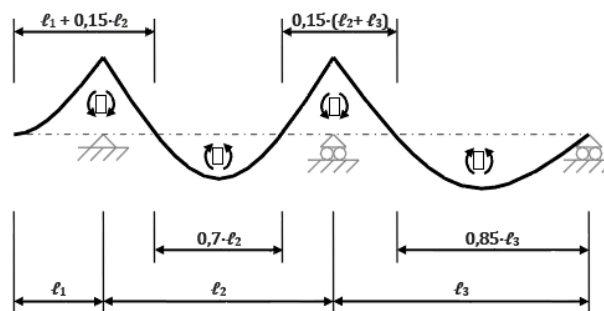


Figura 3.1 Longitudes máximas entre puntos de flector nulo en vigas continuas

b) Cálculo del momento del bloque de compresiones.

$$M_o = f_{cd} \cdot b_e \cdot h_f \cdot (d - 0.5 \cdot h_f) \quad [3.3]$$

Dónde:

M_o = Momento del bloque de compresión del ala de la viga T respecto a la armadura de tracción.

Si $M_d \leq M_o$, la profundidad del bloque comprimido cae en el ala de la sección. La armadura se calcula como en una sección rectangular de ancho b_e como se indica a continuación en el apartado 3.1.2 en caso de no cumplirse esta condición quiere decir que la profundidad del bloque comprimido cae en el alma, en este caso (extraordinariamente raro en forjados reticulares), el cálculo es laborioso.

En razón a que este cálculo en la práctica nunca se da en forjados reticulares, no será detallado.

3.1.2. Momentos negativos.

Para los nervios la sección puede estudiarse como sección rectangular de ancho igual al ancho del alma, siempre que el bloque de compresiones no penetre en el ancho del ala.

El cálculo para secciones rectangulares se presenta a continuación:

a) Cálculo del momento reducido de cálculo.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad [3.4]$$

Dónde:

b_w = Ancho de la viga

d = Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada (asimismo llamada canto útil)

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

El valor de μ_{lim} se logra de la tabla 3 del anexo VIII.

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, sólo se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción.

b) Cálculo de la cuantía mecánica

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_d} \quad [3.5]$$

c) Obtención de la armadura a tracción

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad [3.6]$$

Dónde:

ω = Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

A_s = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

d) Calcular la armadura mínima y el valor de ω min se adquiere de la tabla 4 del anexo VIII.

$$A_{\min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot h \quad [3.7]$$

e) Se tomará el valor mayor entre 3.6 y 3.7

En el caso de obtener:

$$\mu_{\lim} \leq \mu_d$$

Cuando momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se nombran a continuación:

f) Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión

$$\delta' = \frac{d'}{d} \quad [3.9]$$

$$\omega' = \frac{\mu_d - 0.2961}{1 - \delta'} \quad [3.10]$$

$$\omega = \omega' + 0.364 \quad [3.11]$$

Dónde:

ω = Cuantía mecánica para la armadura a tracción

ω' = Cuantía mecánica para la armadura a compresión

δ' = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

d' = Recubrimiento geométrico.

g) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

$$As1 = \omega s1 \cdot bw \cdot d \frac{fcd}{fyd} \quad [3.12] \quad As2 = \omega s2 \cdot bw \cdot d \frac{fcd}{fyd} \quad [3.13]$$

Dónde:

$As1$ = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

$As2$ = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión.

h) Se repite el procedimiento mencionado en d y e.

En las vigas de canto igual o superior a 60 cm se dispondrán unas armaduras longitudinales de piel con separaciones máximas entre barras de 30 cm y cuantía geométrica en cada cara, referida al alma igual a:

$$As \geq \frac{0.05 \cdot b \cdot (2d - h)}{100} \quad [3.13]$$

Dónde:

b = Ancho del alma

h = Canto total

3.2. Dimensionamiento a esfuerzo cortante.

3.2.1. Cortante en vigas.

El punto donde debe dimensionarse la viga de borde es aquel donde abandona el ábaco, el cortante en el ábaco tiene un tratamiento específico que se verá en 3.4.

Para las vigas peraltadas ya que no cuentan con ábacos se debe analizar el cortante a una distancia “ d ” de la cara del pilar.

Para el dimensionamiento de la armadura transversal se siguieron los siguientes pasos:

a) Se comienza por determinar el esfuerzo cortante absorbido por el hormigón, V_{cu}

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b \cdot d \quad [3.14]$$

Dónde:

f_{cv} = Resistencia virtual a cortante en N/mm² ecc. 3.15

$$f_{cv} = \frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \quad [3.15]$$

ξ = Coeficiente que tiene en cuenta la influencia del canto útil en el efecto de engranamiento de áridos y puede obtenerse mediante 3.16.

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón en N/mm²

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad [3.16]$$

d = Canto útil de la pieza en mm

ρ_1 = Cuantía geométrica de la armadura longitudinal de tracción. No se considerará cuantías superiores al 2%

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d} \geq 0.02 \quad [3.16]$$

A_s = Área de la armadura pasiva longitudinal de tracción anclada a una distancia igual o mayor de d a partir de la sección donde se comprueba el cortante.

b) Con el valor obtenido se debe comparar :

Si $V_d \leq V_{cu}$, el hormigón de la pieza resiste por si solo el esfuerzo cortante y la viga no necesita, por cálculo armadura transversal. No obstante es necesario colocar unos cercos o estribos de seguridad, cuyo diámetro no sea inferior a 6mm ni a la cuarta parte del diámetro correspondiente a las armaduras principales. Como separación entre planos de dichos estribos puede tomarse $s \leq 0.75d$, y en todo caso conviene no superar los 30cm.

En caso de no cumplirse esta condición se debe seguir con los siguientes pasos:

c) Determinar el cortante máximo de agotamiento por compresión del alma V_{u1}

$$V_{u1} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \quad [3.17]$$

Si $V_{cu} < V_d \leq V_{u1}$, se debe determinar la armadura transversal necesaria correspondiente al esfuerzo cortante residual V_{su} .

d) Calcular el esfuerzo cortante residual

$$V_{su} = V_d - V_{cu} \quad [3.18]$$

e) Con este valor se calcula la armadura transversal necesaria

$$A_r = \frac{V_{su} \cdot s}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad [3.19]$$

Pero debe recordarse que su cuantía mecánica debe ser igual o mayor que la mínima ecc. 3.20.

$$A_{\min} = \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot \frac{b \cdot s}{f_{yd}} \quad [3.20]$$

Dónde:

$f_{ct,m}$ =Resistencia media a tracción del hormigón ecc 3.21.

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad [3.21]$$

La separación s entre planos de estribos debe cumplir con la condición:

$$\text{Si: } V_d \leq 0.2V_{u1} \quad s_{trans} \leq 0.75 \cdot d \geq 600mm$$

$$\text{Si: } 0.2V_{u1} < V_d \leq 0.67V_{u1} \quad s_{trans} \leq 0.6 \cdot d \geq 450mm$$

$$\text{Si: } 0.67V_{u1} \leq V_d \quad s_{trans} \leq 0.3 \cdot d \geq 300mm$$

Para las vigas de borde (caso de forjados reticulares sin vigas peraltadas) la norma aconseja que la separación máxima no exceda de $0.5d$

Para las vigas peraltadas la norma recomienda que la separación máxima no exceda los 50 cm ni el canto útil del forjado.

3.2.2. Cortante en los forjados reticulares.

Para la estructura sin vigas peraltadas el cortante en el forjado debe analizarse a la salida de los ábacos, para la estructura con vigas el cortante debe analizarse a una distancia “d” de la cara del apoyo.

a) Determinar el cortante ultimo por tracción del alma

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b \cdot d \quad [3.22]$$

Dónde:

f_{cv} = Resistencia virtual a cortante en N/mm² ecc. 3.23.

$$f_{cv} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \quad [3.23]$$

ξ = Coeficiente que tiene en cuenta la influencia del canto útil en el efecto de engranamiento de áridos y puede obtenerse mediante 3.16.

De la expresión 3.23, para pequeñas cuantías de armadura de tracción, da valores pequeños e irreales de la resistencia virtual al cortante. Por esto la instrucción española instaura un valor mínimo de:

$$f_{cv} = \frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \zeta^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad [3.24]$$

En caso de cumplirse $V_d \leq V_{cu}$ se debe calcular la armadura de cortante con 3.19.

3.3. Dimensionamiento a torsión.

La sección donde debe evaluarse la torsión es aquella donde la viga de borde abandona el ábaco (caso de forjado reticular sin vigas peraltadas), ya que se cree que el ábaco transmite suficientemente bien los esfuerzos de flexión de la placa a la columna sin necesitar

seriamente el mecanismo de torsión y es la zona comprendida entre los ábacos la que debe empotrar la flexión de la placa por torsión.

Se debe verificar que se cumplen a la vez las siguientes condiciones:

$$T_d \leq T_{u1} \quad T_d \leq T_{u2} \quad T_d \leq T_{u3}$$

Dónde:

T_d = Momento torsor de cálculo en la sección.

T_{u1} = Momento torsor que pueden resistir las bielas comprimidas del hormigón.

T_{u2} = Momento torsor que pueden resistir las armaduras transversales.

T_{u3} = Momento torsor que pueden resistir las longitudinales.

a) Se debe definir el espesor eficaz t de la sección de cálculo comprobando que:

$$t \leq \frac{A}{u} \leq 2 \cdot c \quad [3.25]$$

Dónde:

A = Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores.

u = Perímetro exterior de la sección transversal.

c = Recubrimiento de las armaduras longitudinales.

b) Se calcula el torsor resistido por las bielas comprimidas del hormigón

$$T_{u1} = 2 \cdot \alpha \cdot f_{tcd} \cdot A_e \cdot t \cdot \frac{\cot g \beta}{1 + \cot g^2 \beta} \quad [3.26]$$

Dónde:

$f_{tcd} = 0.6 f_{cd}$ = Resistencia a compresión del hormigón.

α = 0.6 si hay cercos únicamente a lo largo del perímetro exterior de la pieza y 0.75 si se disponen cercos cerrados en ambas caras de la pared de la sección hueca equivalente.

β = Angulo entre las bielas de compresión de hormigón y la directriz de la pieza. Puede adoptarse cualquier valor del rango: $0.4 < \cot g \beta < 2.5$

Ae= Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo.

c) El torsor resistido por las armaduras transversales viene dado por la expresión:

$$Tu2 = \frac{2 \cdot Ae \cdot At}{s} \cdot f_{yd} \cdot \cot g\beta \quad [3.27]$$

Dónde:

At = Área de la armadura utilizada como estribos o armadura transversal.

s = Separación longitudinal entre estribos de la armadura longitudinal.

F_{yd} = Resistencia de cálculo de la armadura transversal

d) Calculo del torsor resistido por las armaduras longitudinales:

$$Tu3 = \frac{2 \cdot Ae \cdot Al}{ue} \cdot f_{yl,d} \cdot tg\beta \quad [3.28]$$

Dónde:

Al= Área de las armaduras longitudinales de torsión.

ue = Perímetro de la sección media de la pared de la sección hueca eficaz de cálculo.

f_{yl,d} = Resistencia de cálculo del acero de la armadura longitudinal.

3.4. Dimensionamiento a punzonamiento.

El proceso de dimensionamiento se realiza de una forma muy parecida a la del esfuerzo a cortante. Debe asegurarse el cumplimiento de las tres condiciones siguientes:

a) Comprobación a compresión oblicua.

$$F_{sd,ef} \leq 0.3 \cdot f_{cd} \cdot u_o \cdot d \quad [3.27]$$

Dónde:

F_{sd,ef}= Esfuerzo de punzonamiento efectivo de cálculo.

d= Canto útil de la losa.

f_{cd}= Resistencia de cálculo del hormigón.

uo= Perímetro de comprobación del soporte. Para secciones rectangulares se tomaron los siguientes valores

Para columnas interiores: $uo = 2 \cdot (ao + bo)$

Para columnas de borde: $uo = ao + 3 \cdot d \geq ao + 2 \cdot bo$

Para columnas de esquina $uo = 3 \cdot d \geq ao + bo$

$$F_{sd.ef} = \beta \cdot F_{sd} \quad [3.27]$$

Dónde:

Fsd= Esfuerzo de punzonamiento de caculo

β = Coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad de la carga, si existe (si no existe, $\beta = 1$)

Para columnas interiores: $\beta = 1.15$

Para columnas de borde: $\beta = 1.4$

Para columnas de esquina $\beta = 1.5$

La carga vertical a comprobar Fsd en la transmisión entre el forjado y los pilares se obtuvo del modelo de cálculo. Esta carga es la diferencia entre el pilar inferior y el superior del forjado considerado.

$$Fsd = Nd1 - Nd2 \quad [3.28]$$

Según la norma española EHE-08 el esfuerzo a punzonamiento será la reacción de la columna respecto a las cargas que actúan en el forjado desde una distancia h/2 desde el perímetro de la columna. Es decir, las cargas situadas en la zona próxima a la columna a una distancia h/2 se considera que se transmiten directamente a la columna y no generan punzonamiento entre el forjado y la columna.

La carga de comprobación sería inferior al axil obtenido antes, por cuanto este axil si incluye dichas cargas. Al tomar Fsd de la ecc. 3.28 nos quedamos del lado de la seguridad.

Si esta verificación no se cumpliera habría que aumentar la sección de la columna, descolgar el ábaco o aumentar la resistencia característica del hormigón.

b) Comprobación sin armadura de punzonamiento.

$$F_{sd.ef} \leq \tau_{rd} \cdot u1 \cdot d \quad [3.29]$$

Dónde:

u1= Perímetro crítico

Para columnas interiores: $u1 = 4 \cdot \pi \cdot d + 2 \cdot (ao + bo)$

Para columnas de borde: $u1 = 2 \cdot \pi \cdot d + ao + 2 \cdot b1$

Para columnas de esquina $u1 = \pi \cdot d + a1 + b1$

τ_{rd} = Tensión resistente del hormigón a punzonamiento en el perímetro crítico.

$$\tau_{rd} = f_{cv} \quad [3.30]$$

La expresión de la resistencia virtual al cortante f_{cv} es idéntica a la utilizada en cortante ecc.3.23

Se debe considerar que resistencia virtual de cortante f_{cv} no sea inferior a un valor mínimo que da la norma ecc. 3.31.

$$f_{cv} = \frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad [3.31]$$

ξ = Coeficiente que tiene en cuenta la influencia del canto útil en el efecto de engranamiento de áridos y puede obtenerse mediante 3.16.

En otras columnas o áreas cargadas el perímetro crítico se determina a partir de su línea envolvente. En el caso de que existan en la placa aberturas, huecos o aligeramientos (tales como bovedillas o casetones) situados a una distancia menor que 6d, se eliminará de u1 la zona comprendida entre las tangentes al hueco trazadas desde el centro de gravedad de la columna o área cargada, según la figura 3.2.

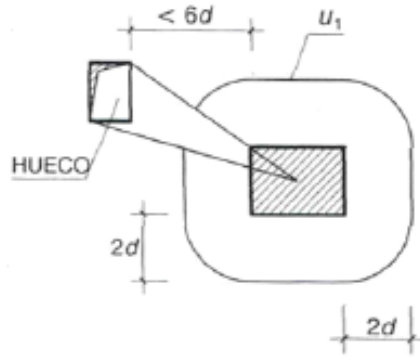


Figura 3.2 Casos de huecos en la placa próximos al soporte

De no cumplirse la condición expresada en la ecc. 3.29 es necesario colocar armadura de punzonamiento en base de estribos, horquillas verticales o barras dobladas.

- c) Comprobación del agotamiento por tracción del alma en placas con armadura transversal de punzonamiento

Cuando es imprescindible disponer armadura de punzonamiento deben realizarse dos comprobaciones: en la zona con armadura transversal dentro del perímetro de punzonamiento y en la zona exterior a dicho perímetro.

- ❖ Zona con armadura transversal de punzonamiento

$$\tau_{sd} = 0.75 \cdot \tau_{rd} + 1.5 \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{y\alpha,d} \cdot \text{sen}\alpha}{s \cdot u1} \quad [3.32]$$

Dónde:

A_{sw} = Área por unidad de longitud de la placa en dirección radial, de cada grupo de armaduras que forman un Angulo α con la directriz.

$f_{y\alpha,d}$ = Resistencia de cálculo de la armadura A_{sw} .

α = Angulo de la armadura transversal de punzonamiento con la horizontal.

❖ Zona exterior a la armadura de punzonamiento

En la zona exterior a la armadura de punzonamiento es indispensable asegurarse que no se requiere dicha armadura.

$$Fsd \leq \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \zeta \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot u_{n,ef} \cdot d \quad [3.33]$$

Dónde:

$u_{n,ef}$ = Perímetro definido en la figura 3.3.

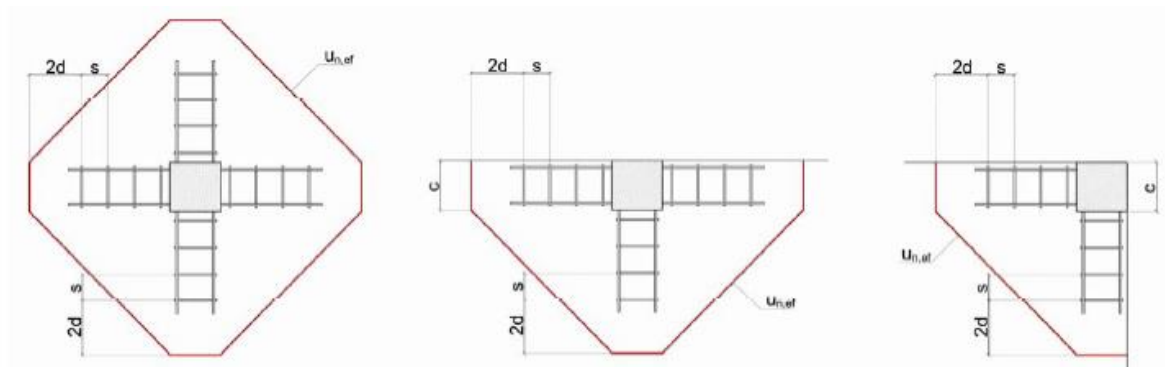


Figura 3.3 Soportes centrales, de medianería y esquina

3.5. Deformaciones.

El cálculo de flechas en los forjados reticulares es realmente un problema muy complejo, por todos los factores que intervienen en el mismo: los propios del hormigón armado y los específicos del forjado reticular.

El análisis mediante el método del emparrillado es una buena aproximación al problema a pesar de la presencia de los bloques aligerantes que afectan al resultado sensiblemente, pero con una influencia difícil de precisar y cuantificar. El no tener en cuenta la rigidez adicional de los bloques aligerantes perdidos, proporciona resultados conservadores,

También proporciona resultados conservadores del orden de un 10 a un 15% el prescindir de la rigidez a torsión en los nervios del forjado. La norma EHE-08 menciona que, en vigas

y losas de edificación, no será necesaria la comprobación de flechas cuando la relación luz/canto útil del elemento estudiado sea igual o inferior al valor indicado en la tabla 5 DEL anexo VIII. Para vigas o losas aligeradas con sección T, en que la relación entre la anchura del ala y del alma sea superior a 3, las esbelteces L/d deben multiplicarse por 0,8.

Se consideran como elementos fuertemente armados a las vigas y como elementos débilmente armados a las losas.

En caso de no cumplirse esta condición deberá comprobarse que en el Estado Límite de Servicio se produzcan valores menores a los límites máximos instaurados en la tabla 6 del anexo VIII.

Deben distinguirse entre la flecha total a plazo infinito (flecha instantánea producida por todas las cargas más flecha diferida debida a cargas permanentes) y flecha activa respecto a un elemento dañable (flecha total menos la que ya se ha producido hasta el instante que se construye el elemento).

Para las bandas de pilares se realiza la verificación para: $F_{adm} \leq \frac{L}{500}$

Para las bandas centrales se realiza la verificación para $F_{adm} \leq \frac{L}{250}$

3.6.Dimensionamiento a flexo-compresión esviada.

Una vez obtenidos los valores para N_d , M_{xd} , M_{yd} para cada combinación de acciones se procede a calcular la armadura longitudinal teniendo en cuenta los efectos de 2º orden si la esbeltez de los soportes $\lambda > \lambda_{lim}$. Para tal efecto se realiza la comprobación a pandeo como se muestra a continuación:

a) Cálculo de la longitud de pandeo

La longitud de pandeo lo de una columna se define como la longitud de columna biarticulada equivalente al mismo a efectos de pandeo y es igual a la distancia entre los puntos del momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de columnas pertenecientes a

pórticos depende de la relación de rigideces de las columnas a las vigas en cada uno de sus extremos:

$$\psi_A = \frac{\sum E/I \text{ de todos los pilares que concurren en } A}{\sum E/I \text{ de todas las vigas que concurren en } A} \quad [3.34]$$

$$\psi_B = \frac{\sum E/I \text{ de todos los pilares que concurren en } B}{\sum E/I \text{ de todas las vigas que concurren en } B} \quad [3.35]$$

Con estos valores pueden obtenerse de los nomogramas de la tabla 7 del anexo VIII el valor de α

Con este valor se tiene que la longitud de pandeo es:

$$l_0 = \alpha \cdot L \quad [3.36]$$

Dónde:

L = Luz libre entre plantas consecutivas.

En relación con la traslacionalidad o intraslacionalidad de los edificios la norma EHE-08 comenta que: “Como norma general, los edificios de menos de 8 plantas, de altura menor al doble de su longitud, en los que la esbeltez de las vigas y forjados (luz/canto) no supere 20 y sean monolíticamente hormigonados, aunque no existan pantallas frente a viento o núcleos de hormigón, pero si exista tabiquería y cerramiento de fábrica unidos a los elementos de la estructura, pueden considerarse intraslacionales a los efectos de verificación de los efectos de segundo orden y eventual pandeo de las columnas”

a) Comprobación a pandeo

Se llama esbeltez geométrica y mecánica de una pieza de sección constante a la relación:

$$\lambda_g = \frac{l_0}{h} \quad [3.37] \qquad \lambda = \frac{l_0}{i_c} \quad [3.38]$$

Dónde:

h = Dimensión de la sección en el plano de pandeo

i_c = Radio de giro de la sección en plano de pandeo

Para esbelteces mecánicas $\lambda < \lambda_{\text{lim}}$ (ecuación 3.39) la pieza puede considerarse corta, despreciándose los efectos de segundo orden y no siendo necesario realizar ninguna comprobación a pandeo.

$$\lambda_{\text{lim}} = 35 \sqrt{\frac{c}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e2/h} + 3.4 \left(\frac{e2}{e1} - 1 \right)^2 \right]} \quad [3.39]$$

Dónde:

v = Axil reducido de cálculo que solicita al soporte $v = Nd / Ac \cdot fcd$

$e1$ = Mayor excentricidad de cálculo de primer orden del soporte. Se considera positiva si tiene el mismo sentido que $e2$.

$e2$ = Menor excentricidad de cálculo de primer orden del soporte. Se considera positiva.

C = Coeficiente que depende de la disposición de armadura:

0.24 para armadura simétrica en las dos caras opuestas respecto al plano de flexión considerado.

0.2 para armadura simétrica en las cuatro caras

0.16 para armadura simétrica en las caras laterales respecto al plano de flexión considerado.

Para esbelteces geométricas $\lambda_g < 10$ la pieza puede considerarse corta.

b) Diseño de columnas rectangulares

Las secciones rectangulares en las que el plano de flexión no coincide con un plano de simetría están sometidas a flexión esviada, esta situación se presenta en la mayoría de los pilares, aun en los casos de que pertenezcan a pórticos planos.

Para tal cálculo se sigue el método propuesto por Jiménez Montoya que consiste en la reducción del problema a flexión compuesta como se muestra a continuación:

❖ Se definen los parámetros adimensionales

$$v = \frac{Nd}{fcd \cdot b \cdot h} \quad [3.40]$$

$$\mu_x = \frac{Mxd}{fcd \cdot b \cdot h^2} \quad [3.41]$$

$$\mu_y = \frac{Myd}{fcd \cdot b^2 \cdot h} \quad [3.42]$$

❖ Entonces el momento flector adimensional reducido de flexión recta vale:

$$\mu = \mu_1 + \beta \cdot \mu_2 \quad [3.43]$$

Dónde:

μ_1 = Es el mayor de los momentos μ_x y μ_y

μ_2 = Es el menor de los momentos μ_x y μ_y

β = Es un parámetro cuyo valor se recoge de la tabla 8 del anexo VIII

Por lo tanto, el flector M_d concomitante con el axil N_d en el problema reducido valdrá:

$$M_d = \mu \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h^2 \quad \text{si: } \mu_1 = \mu_x \quad [3.44]$$

$$M_d = \mu \cdot f_{cd} \cdot b^2 \cdot h \quad \text{si: } \mu_1 = \mu_y \quad [3.45]$$

Deben respetarse las siguientes observaciones:

Si la resolución del problema de flexión recta condujera a una capacidad adimensional ω superior a 0.6 habría que repetir los cálculos con un valor de β aumentado en 0.1.

Si la resolución condujera a un ω superior inferior a 0.2 habría el de valor de β se disminuirá en 0.1.

Este procedimiento proporcionara errores medios del orden del 6% del lado de la seguridad en términos de esfuerzos últimos de compresión:

❖ Cálculo de las capacidades mecánicas de las armaduras principales:

Caso 1 Si: $N_d < 0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} - \frac{N_d}{2} \quad [3.46]$$

Caso 2 Si: $0 \leq N_d \leq 0.5 \cdot U_o$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d \cdot d}{d - d'} \cdot \left(1 - \frac{N_d}{2 \cdot U_o}\right) \quad [3.47]$$

Caso 3 Si: $N_d > 0.5 \cdot U_o$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \alpha \frac{U_o \cdot d}{d - d'} \quad [3.48]$$

$$m_1 = (N_d - 0.5 \cdot U_o) \cdot (d - d') \quad [3.49]$$

$$m_2 = 0.5 \cdot N_d \cdot (d - d') - M_d - 0.32 \cdot U_o \cdot (d - 2.5 \cdot d') \quad [3.50]$$

❖ La cuantía necesaria es: $A_s = \frac{U_{s2}}{f_{yd}} \quad [3.51]$

La norma española aconseja, para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta, suponiendo que están situadas en las dos caras opuestas A1 y A2 las siguientes limitaciones:

Cuantía geométrica mínima: $A_{total} \geq 0.004 \cdot b \cdot h$

Cuantía mecánica mínima: $A_1 \cdot f_{yd} \geq 0.05 \cdot Nd$

$$A_2 \cdot f_{yd} \geq 0.05 \cdot Nd$$

Cuantías mecánicas máximas: $A_1 \cdot f_{yd} \geq 0.5 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h$

$$A_2 \cdot f_{yd} \geq 0.5 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h$$

❖ Para el dimensionamiento de la armadura transversal en las columnas se debe tomar en cuenta:

La separación s entre planos de cercos o estribos debe ser $s \leq be$, siendo be la menor dimensión del núcleo del hormigón, de todas formas se aconseja no adoptar valores mayores a 30 cm.

Por otro lado como objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación s entre los planos de cercos o estribos debe ser $s \leq 15\phi$, siendo ϕ el diámetro de la barra longitudinal más delgada.

El diámetro de los estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa $\phi \geq \phi_{max}/4$ y en ningún caso será menor a 6mm.

La armadura de piel, debe quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas cumpla con las siguientes limitaciones:

$$s \leq 30cm$$

$$s \leq \text{Tres veces el espesor bruto de la parte de la sección del elemento.}$$

c) Diseño de columnas circulares

❖ Calculo de parámetros adimensionales:

$$\mu = \frac{Md}{U_c \cdot D} \quad [3.52]$$

$$\delta = \frac{d'}{h} \quad [3.53]$$

Dónde:

U_c = Capacidad mecánica del hormigón.

D = Diámetro de la sección.

❖ La cuantía necesaria es:

$$\omega = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 \cdot \mu}{1 - \alpha_3 \cdot \delta} \quad [3.53] \quad A_s = \omega \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad [3.54]$$

3.7.Dimensionamiento de zapatas

3.7.1. Zapatas de medianería con vigas centradoras

El empleo de una viga centradora tiene la ventaja, sobre el empleo de un tirante, en que no produce momentos adicionales en las columnas, ni giros previos de la zapata medianera. Por ello, esta solución es más adecuada, sobre todo, en el caso de cargas importantes.

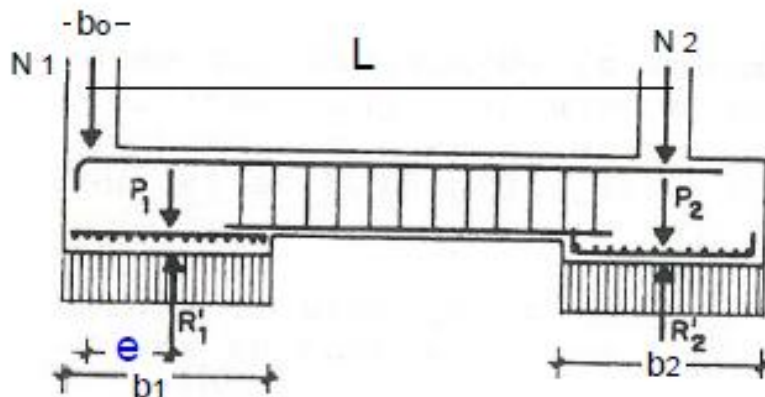


Figura 3.4 Zapata de medianería con vigas centradoras

a) Predimensionamiento

Mayorando entre un 30% y un 40% N_1 , para tener en cuenta el peso de su zapata.

Mayorando entre un 5% y un 10% N_2 , para tener en cuenta el peso de su zapata.

$$a_1 \cdot b_1 = \frac{1.3 \cdot N_1}{\Gamma_{adm}} \quad a_2 \cdot b_2 = \frac{1.1 \cdot N_2}{\Gamma_{adm}}$$

- b) Conocidas las dimensiones b_1 y siendo b_o la dimensión de la columna 1 se calcula la excentricidad:

$$e = \frac{1}{2} \cdot (b_1 - b_o)$$

- c) Los valores para las reacciones son:

$$R_1 = P_1 + N_1 \cdot \left(\frac{L}{L - e} \right) \quad R_2 = P_2 + N_2 - N_1 \cdot \left(\frac{L}{L - e} \right)$$

- d) Las tensiones del terreno (comprobación geotécnica) bajo cada zapata:

$$\Gamma_1 = \frac{R_1}{a_1 \cdot b_1} \leq \Gamma_{adm} \quad \Gamma_2 = \frac{R_2}{a_2 \cdot b_2} \leq \Gamma_{adm}$$

Las zapatas se armaran considerando los valores ponderados de las solicitaciones debidas a las reacciones del terreno σ'_1 y σ'_2

$$\Gamma'_1 = \frac{R_1 - P_1}{a_1 \cdot b_1} = \Gamma_1 - (\gamma h \cdot h_1) \quad \Gamma'_2 = \frac{R_2 - P_2}{a_2 \cdot b_2} = \Gamma_2 - (\gamma h \cdot h_2)$$

- e) Calculo de la viga centrador, se deben calcular los momentos flectores M_{1d} y las fuerzas cortantes V_{d1} en la viga:

$$V_1 = N_1 \cdot \left(\frac{L}{L - e} \right) - N_1 \quad M_1 = N_1 \cdot \left(\frac{L}{L - e} \right) \cdot \frac{a_1}{2} - N_1 \left(a_1 - \frac{a_o}{2} \right)$$

$$V_{1d} = \gamma_f \cdot V_1 \quad M_{1d} = \gamma_f \cdot M_1$$

4. DISEÑO ESTRUCTURAL MEDIANTE FORJADOS RETICULARES SIN VIGAS PERALTADAS

4.1. Características del edificio en estudio

La estructura en la cual se emplearon los forjados reticulares pertenece al nuevo mercado Bolívar consta de un área de alrededor 1777.15 m^2 con un perímetro de 171.08 m, está destinado para ser un centro de comercio y oficinas, situado sobre las calles Bolívar y Oruro entre la calle España y el pasaje Guemez, este consta de cuatro niveles y un sótano.

Se observa que la tipología estructural adoptada se ajusta a una alineación de pilares regular y ortogonal, formando una estructura modulada, las distancias entre los ejes de las columnas son de aproximadamente 5.14 a 8.16 metros. La estructura portante se compone de pilares de sección rectangular y circular de hormigón armado.

La distribución de ambientes en todo el edificio es de la siguiente manera:

El nivel del sótano tiene una altura de 3.7m y está destinado para el parqueo vehicular y depósitos. El acceso de los vehículos es por medio de una rampa.

El primer nivel tiene una altura de 3.9m, está destinado para los puestos de venta de alimentos, el segundo nivel también tiene una altura de 3.9m en el cual estarán ubicados los puestos de venta de comida y enceres domésticos, el tercer nivel con una altura de 3.45m está destinado para oficinas y finalmente se cuenta con una terraza donde se disponen dos áreas techadas además de la ubicación de los tanques.

El edificio cuenta con dos escaleras de hormigón armado; una central y la otra lateral, la primera comunica desde el primer nivel del edificio hasta el segundo nivel y la segunda desde el primer nivel hasta la terraza.

4.2. Esfuerzos admisibles del terreno

Como se mencionó en el punto anterior, el sitio donde se emplazara el Nuevo Mercado Bolívar se encuentra en la zona central de la ciudad de Tarija, el edificio cuenta con un nivel en el subsuelo de 3.7 m de altura y una fundación a 1.5 m de profundidad, en resumen se cimentara a 5.2 m del nivel del terreno, dado que el permiso para realizar el

4.4. Propiedades de los materiales empleados

Los materiales utilizados en el proyecto son:

4.4.1. Hormigón armado

Resistencia a la compresión: $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico: $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$

Módulo de Poisson: $\nu = 0.20$

Módulo de elasticidad: $E = 21000\sqrt{250} = 332039 \text{ Kg/cm}^2$

4.4.2. Acero de refuerzo

Límite de fluencia: $f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad: $E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$

4.4.3. Coeficientes de seguridad

Para la realización de los cálculos, se utilizaron los coeficientes de minoración de resistencia de los materiales de la tabla 9 del anexo VIII y los coeficientes de mayoración de las cargas y acciones de la tabla 10 del mismo anexo.

4.5. Hipótesis de carga

Las distintas comprobaciones que se realizan en los cálculos se deben efectuar para la hipótesis de carga más desfavorable, es decir, para aquella combinación de acciones tales que, siendo compatible su actuación simultánea, produzca los efectos más adversos en relación con cada uno de los estados límites.

Se utilizaron la siguiente hipótesis de carga:

a) Estados Límites Últimos

En situaciones persistentes o transitorias en donde actúa únicamente una acción variable Q_K , puede tomarse:

$$\sum \gamma_G \cdot G_K + \gamma_Q \cdot Q_K$$

y cuando actúan dos o más acciones variables:

$$\sum \gamma_G \cdot G_K + 0.9 \cdot \gamma_Q \cdot \sum Q_K$$

b) Estados Limites de Servicio

Cuando actúa únicamente una variable Q_K , puede tomarse:

$$\sum G_K + Q_K$$

y cuando actúan dos o más acciones variables:

$$\sum G_K + 0.9 \cdot \sum Q_K$$

Dónde:

G_K = Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.

Q_K = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas.

γ_g = Coeficiente de ponderación de las cargas permanentes.

γ_q = Coeficiente de ponderación de las cargas variables.

Los coeficientes de ponderación γ , para el caso de control normal de ejecución son los ya indicados en la tabla 9

4.6. Predimensionamiento

- ❖ Para el diseño se usará un entreje de 70 cm.
- ❖ Los nervios serán de un ancho de 12 cm el mínimo recomendado por la norma.
- ❖ Para conseguir placas totalmente planas y facilitar el encofrado se evitará el uso de capiteles en las columnas.
- ❖ Para el cálculo del canto de la placa se tomará la relación $l/20$

$$H = \frac{l}{20} = \frac{5.05m}{20} = 0.25m$$

$$H = \frac{l}{20} = \frac{8.16m}{20} = 0.41m$$

- ❖ Se asumirá un canto del forjado de H= 40 cm
- ❖ La capa de compresión usada será de 5 cm, por lo tanto se tomaran casetones de plastoformo de 58x58x35.
- ❖ Las vigas de borde tendrán una dimensión de 30x40
- ❖ Los nervios para los huecos serán de 20x40.

4.7. Determinación de cargas.

Las cargas que actúan sobre la estructura pueden dividirse en dos grupos: Cargas permanentes y cargas variables.

4.7.1. Cargas Permanentes

La carga muerta que se introdujo al programa fue el peso de los sobre pisos y acabados, de la tabiquería, de los muros perimetrales, de la cubierta y de los tanques, el peso propio fue calculado por el programa.

4.7.1.1. Sobre pisos y acabados.

$$Peso_{mosaico} = \gamma_{mosaico} \cdot espesor = 2000 \frac{Kg}{m^3} \cdot 0.02m = 40 \frac{Kg}{m^2}$$

$$Peso_{carpeta-nivelacion} = \gamma_{hormigon} \cdot espesor = 2300 \frac{Kg}{m^3} \cdot 0.02m = 46 \frac{Kg}{m^2}$$

$$Peso_{cielo-raso} = \gamma_{yeso} \cdot espesor = 1200 \frac{Kg}{m^3} \cdot 0.02m = 24 \frac{Kg}{m^2}$$

4.7.1.2. Tabiquería

Se tomó un peso de $100 \frac{Kg}{m^2}$ para la tabiquería de cada nivel, a excepción del último piso donde se tiene la terraza.

4.7.1.3. Muros perimetrales

Se calculó el peso por metro lineal de los muros perimetrales para cada nivel de la estructura, a continuación se presenta el detalle del cálculo:

Se usaran ladrillos de 6 huecos espesor 15 cm

Numero de ladrillos en 1m lineal horizontal y vertical considerando las juntas de 1.5 cm:

$$\text{Numero de ladrillos horizontal} = N^{\circ}_H = \frac{100}{25} = 4 \frac{pza}{ml}$$

$$\text{Numero de ladrillos vertical} = N^{\circ}_v = \frac{100}{20} = 5 \frac{pza}{ml}$$

$$\text{Número total de ladrillos} = N^{\circ}_T = 20 \frac{pza}{ml} \quad \text{Peso de 1 ladrillo} = 4.5 \frac{Kg}{pza}$$

$$\text{Volumen de ladrillo en 1 m2 de muro} = V_{TM} = 18 \cdot 12 \cdot 24 \cdot 20 = 103680 \frac{cm^3}{m^2}$$

$$\text{Volumen de mortero } e=1.5 \text{ cm} = V_m = 100 \cdot 100 \cdot 12 - 103680 = 0.01632 \frac{m^3}{m^2}$$

Juntas de mortero de cemento y arena

$$\text{Peso unitario mortero} = 2100 \frac{Kg}{m^3} \quad \text{Peso juntas} = 2100 \cdot 0.01632 = 34.27 \frac{Kg}{m^2}$$

$$\text{Revoque interior de yeso (e=1.5 cm)} \quad \text{Peso unitario revoque} = 1300 \frac{Kg}{m^3}$$

$$\text{Peso revoque interior} = 1300 \cdot 0.015 = 19.5 \frac{Kg}{m^2}$$

Peso del muro:

$$\frac{20 \cdot 4.5 + 34.27 + 31.5 + 19.5}{1000} = 0.17 \frac{tn}{m^2}$$

Para determinar la carga lineal del muro se multiplico 0.17 por su altura y los resultados obtenidos se presentan a continuación:

Nivel	Peso muro perimetral (Kg/ml)
+0	600
+3.9	600
+7.8	500
+11.25	400

4.7.1.4. Escaleras

Se presenta a continuación el detalle del cálculo para la escalera central en el nivel +0 al nivel + 3.9 y en la tabla 4.4 se muestran los resultados alcanzados para cada nivel.

Datos:

Ancho: 1.50m; Huella: 0.3m; Contrahuella: 0.16m; Altura a salvar: 3.9 m

Longitud horizontal: 7.5m; N° de escalones: 24

Prediseño: Igual que una losa maciza normal se debe determinar un espesor de diseño que cumpla con lo requerido para efectos de deflexiones

$$h = \frac{750}{32} = 23.44 \approx 25cm$$

Peso propio

$$\text{Peso propio de la losa} = q_o = \gamma_{\text{hormigon}} \cdot h = 2400 \cdot 0.25 = 600 \frac{Kg}{m^2}$$

$$\text{Peso propio peldaño} = q_p = \frac{\text{huella} \cdot \text{contrahuella}}{2} \cdot \gamma_{\text{hormigon}} \cdot \frac{1}{\text{huella}} = 175.35 \frac{Kg}{m^2}$$

$$\text{Peso acabados} = q_{\text{acabados}} = \frac{0.02 \cdot (\text{huella} + \text{contrahuella}) \cdot \gamma_{\text{yeso}}}{\text{huella}} = 65.38 \frac{Kg}{m^2}$$

$$\text{Peso cerámica} = q_{\text{cerámica}} = \frac{0.02 \cdot (\text{huella} + \text{contrahuella}) \cdot \gamma_{\text{piso}}}{\text{huella}} = 62.27 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso total} = q_o + q_p + q_{\text{acabados}} + q_{\text{cerámica}} = 903 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Peso por carga viva

El peso por sobrecarga de uso considerado es de $300 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$ que según la norma es el que se debe asumir para escaleras y accesos.

$$q_{\text{viva+muerta}} = 1203 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \quad qd_{\text{viva+muerta}} = 1.35 \cdot 903 + 1.5 \cdot 300 = 1669 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Reacciones en el forjado

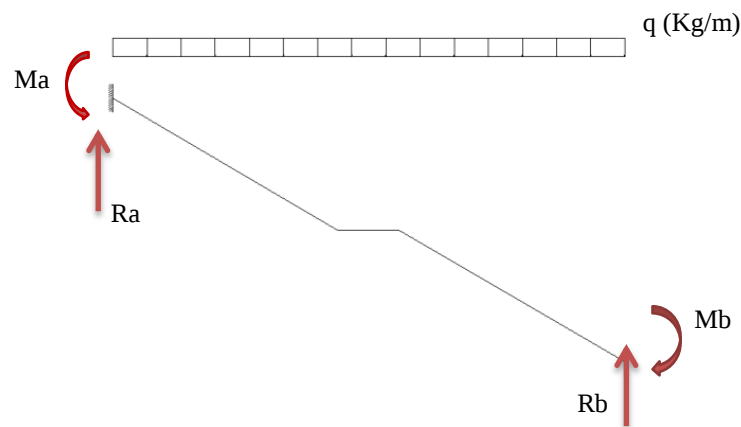


Figura 4.1 Reacciones en escalera

$$Ra = Rb = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{6596}{1.35} = 4886 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \quad Ma = Mb = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{8246}{1.35} = 6108 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Niveles	Escalera central				Escalera lateral			
	Ra (Kg/m)	Rb (Kg/m)	Ma (Kg.m/m)	Mb (Kg.m/m)	Ra (Kg/m)	Rb (Kg/m)	Ma (Kg.m/m)	Mb (Kg.m/m)
de+0 a +3.9	4886	4886	6108	6108	4083	4083	4424	4424
de+3.9 a +7.8	---	---	---	---	4083	4083	4424	4424
de+7.8 a 11.25	---	---	---	---	3965	3965	4296	4296

4.7.1.5. Estructura para cubierta central.

Para la obtención del peso que aporta la estructura de la cubierta central en el forjado reticular de la última planta, se realizó un análisis de cargas que influirían en la misma, para una cubierta con las siguientes consideraciones:

- ❖ Cubierta con una superficie de 408.2 m^2 , tiene forma piramidal con una longitud de 20.2 m por lado
- ❖ La cubierta está constituida por una estructura metálica con láminas de policarbonato de 10 mm.

Con estas características se realizó un prediseño de la estructura mostrada en la Fig. 4.2, y para una mejor distribución de esfuerzos en el forjado se colocó las reacciones producidas por la cubierta como una carga lineal de 1550 kg.

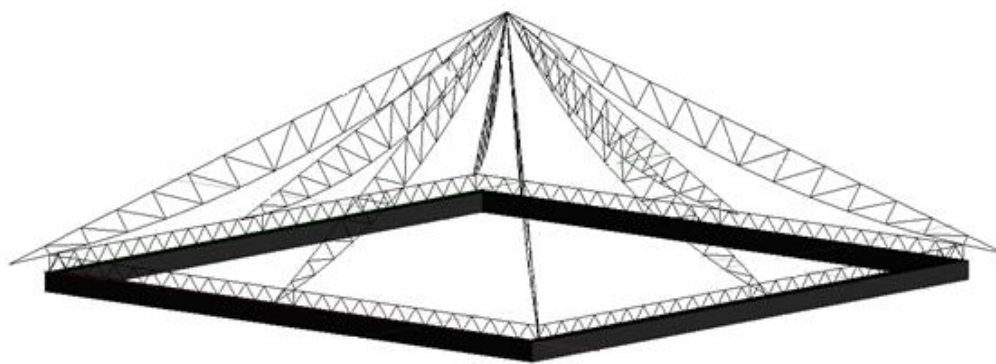


Figura 4.2 Estructura metálica cubierta central

4.7.1.6. Estructura para cubierta lateral.

De la misma forma que en el apartado anterior se realizó un análisis de las cargas para la cubierta lateral que tiene las siguientes características:

- ❖ La cubierta abarca una superficie de aproximadamente 66 m^2 , es de policarbonato de 10 mm de espesor con una pendiente del 5%.

- ❖ La estructura está conformada por cerchas metálicas espaciadas cada dos metros estas están apoyadas en vigas en ambos extremos que a su vez descansan en unas vigas.

Para tal cálculo se consideraron las cargas de peso propio, mantenimiento y de viento con lo cual se obtuvieron cargas puntuales de 100 Kg que irían a afectar a las vigas donde se encuentran apoyadas.

4.7.1.7. Tanques elevados

Se determinara la dotación por día que demandaran los usuarios del edificio, Simón Arocha en su libro “Abastecimiento de agua teoría y diseño “ Nos da los siguientes valores para el cálculo de las dotaciones diarias, este menciona que la dotación de agua para comercios de mercancías secas, casas de abastos, carnicerías y pescaderías se calculara a razón de 20 lts/día/m² del área del local considerando una dotación mínima de 400 lts/día , la dotación de agua para restaurantes se calculara en función del área de los locales de acuerdo con la tabla 11 anexo VIII

Y finalmente se tiene que la dotación de agua para oficinas se calculara a razón de 6 lts/día/m² de área útil del local

- ❖ Planta baja, área destinada a la venta de alimentos
Dotación diaria= (20 lts/día/m²)(685.87 m²) = 13717.4 lts/día
- ❖ Primera planta, área destinada a la venta de comida
Dotación diaria= (40 lts/día/m²)(1/2)(442.82 m²) = 8856.4 lts/día
- ❖ Segunda planta, área destinada para oficinas
Dotación diaria= (6 lts/día/m²)(843.36 m²) = 5060.16 lts/día

TOTAL = 27634 lts/día

Del total se asume que 1/3 será almacenado en tanques elevados y los 2/3 restantes en un tanque enterrado:

$$❖ \text{Capacidad tanque elevado} = \frac{1}{3} \cdot 27364 = 9121 \frac{\text{lts}}{\text{dia}}$$

Se propone la construcción de dos tanques elevados de hormigón armado que estarán sustentados por las columnas C52, C53, C44, C45 y C12, C12, C4, C5

Cada tanque estará apoyado en las cuatro columnas lo que proporciona una superficie de $5.05 \cdot 5.14 = 26 \text{ m}^2$, para que los tanques puedan cumplir con la demanda diaria deberán tener una altura de 0.5 m considerando un borde libre de 0.2 m obtendremos una altura total de 0.7 m, por lo tanto:

❖ Volumen de almacenamiento de cada tanque = $5.05 \cdot 5.14 \cdot 0.5 = 13 \text{ m}^3 = 13000 \text{ lts}$.

Como podemos observar un sólo tanque cumple perfectamente con la demanda diaria pero la decisión de situar dos se basa en dos aspectos fundamentales; en primer lugar al colocar dos tanques a cada lado del edificio se está generando una estructura simétrica como se sabe las estructuras simétricas son antisísmicas y finalmente al tener un segundo tanque se está previniendo que si el día de mañana se necesitara hacer mantenimiento al primero no se corte la dotación diaria a los usuarios del edificio.

Se determinó cargas que cada columna resiste 10640 Kg, el cálculo de los tanques se presenta en el ANEXO IV

4.7.1.8. Empujes de terreno

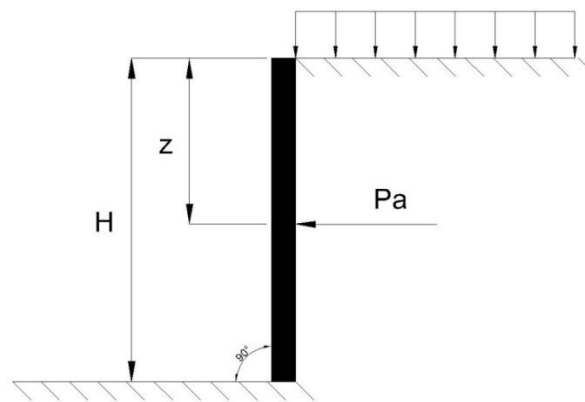


Figura 4.3 Empuje del suelo al muro

El empuje horizontal por unidad de longitud está dado por:

$$Pa = q \cdot Ka \cdot H + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot Ka$$

Dónde:

γ = Peso específico aparente del terreno = 1800 Kg/m³

H = Altura del muro = 3.7m

q = Carga uniformemente distribuida

Estimación de q:

$$q = \text{Sobrecarga} + \text{Sobrepiso} = 500 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} + 86 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 586 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

En un metro:

$$q = 586 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \cdot 1\text{m} = 586 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Ka= Coeficiente de Coulomb de presión activa de tierra

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi')}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \approx 0.3014$$

β = Angulo de inclinación del paramento del muro respecto a la horizontal = 90°

α = Angulo de talud del terreno = 0°

ϕ' = Angulo de rozamiento interno = 30°

δ = Angulo de fricción entre el suelo y el muro = $\frac{\phi'}{2} = 15^\circ$

Por lo tanto:

$$P_a = \left(586 \cdot 2.8 + \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot 2.8^2 \right) \cdot 0.3014 = 2503 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

La posición de la línea de acción de la fuerza resultante Pa, se logra tomando momentos respecto a la base del muro. Entonces:

$$z = 2.8 - \frac{2 \cdot 1700 \cdot 2.8 + 3 \cdot 586}{3 \cdot 1700 \cdot 2.8 + 6 \cdot 586} = 2.16\text{m}$$

Los empujes en las columnas afectadas por el terreno son:

Columna	Pa (Kg/m)	b1 (m)	b2 (m)	P (kg)
P1	2503	0	7.34	9186.01
P2	2503	7.34	7.45	18509.69
P3	2503	7.45	7.58	18810.05
P4	2503	7.58	5.05	15806.45
P9	2503	5.44	8.16	17020.40
P19	2503	8.16	8.16	20424.48

4.7.2. Cargas variables, Q

4.7.2.1. Sobrecarga de uso

Las cargas accidentales consideradas para el cálculo de la estructura son las siguientes:

- ❖ Para zonas comerciales $500 \frac{Kg}{m^2}$
- ❖ Zonas con mesas y sillas $300 \frac{Kg}{m^2}$
- ❖ Cubiertas transitables accesibles solo privadamente $150 \frac{Kg}{m^2}$

Para la introducción de las cargas vivas al programa se usó el método de la alternancia de cargas en donde se cuadricula la planta del edificio a modo de un tablero de ajedrez y se carga los recuadros de manera alternada, de esta forma se hallan los máximos esfuerzos para el diseño de la estructura.

4.7.2.2. Sobrecarga de viento

La presión (o succión) del viento perpendicular a la superficie se puede delimitar mediante la siguiente expresión:

$$p = C \cdot q$$

Dónde:

p = Presión del viento en Kg/m².

C = Coeficiente de presión.

Para el proyecto se consideran los siguientes valores:

$$C1=0.85 \text{ (Barlovento)} \quad C2= -0.27 \text{ (Sotavento)}$$

q = Presión en función de la velocidad del viento en Kg/m².

$$q = 0.00484 \cdot V^2$$

V = Velocidad del viento en Km/h. (Valor considerado 100 Km/h)

$$q = 0.00484 \cdot 100^2 = 48.4 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$p = 48.4 \cdot 0.85 = 41 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \text{ (Barlovento)} \quad p = -48.4 \cdot 0.27 = -13 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \text{ (Sotavento)}$$

Se distribuyen las cargas del viento como puntuales en cada nudo de la estructura multiplicando por el área de aporte de los pórticos.

Para tal análisis se considerara el viento en la dirección X y en la dirección Y como se muestra en la figura 4.5:

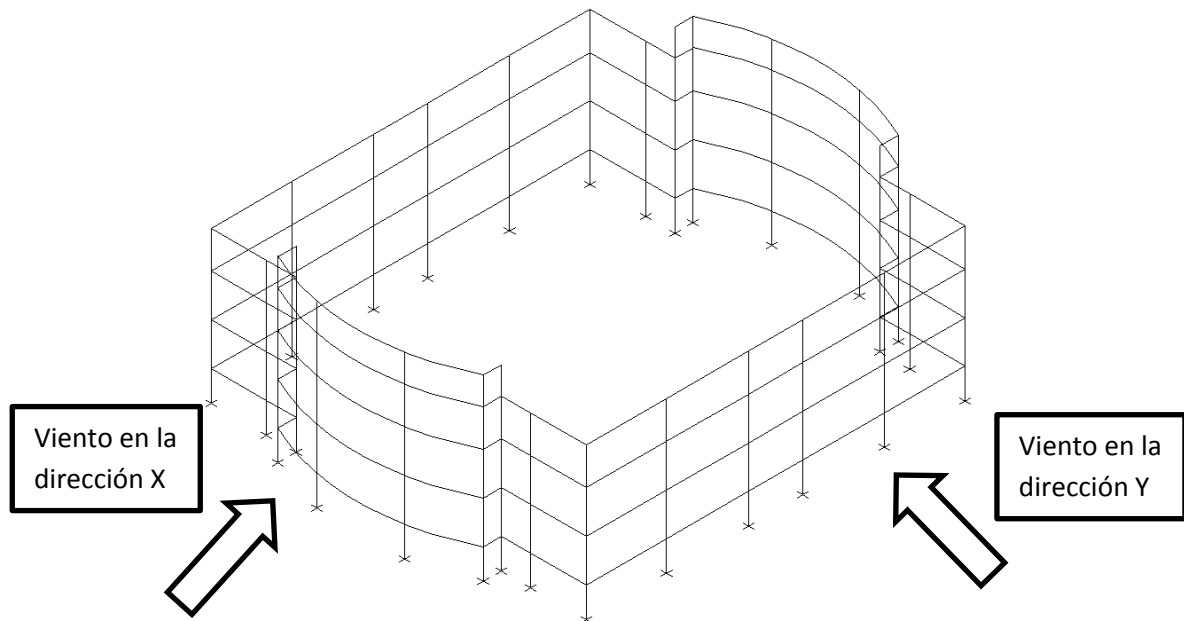


Figura 4.4 Empuje del viento

A continuación en las tablas 4.9 y 4.10 se muestran las fuerzas actuantes para cada nudo en los que actúan la fuerza del viento en ambas direcciones:

Fuerzas para viento en la dirección X

Nudo	a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	Área m2	Fb(Kg)	Fs(Kg)
1	0	5.14	3.9	3.9	10.02	410.94	-130.30
2	5.14	2.72	3.9	3.9	15.33	628.41	-199.25
3	2.72	5.44	3.9	3.9	15.91	652.39	-206.86
4	5.44	8.15	3.9	3.9	26.50	1086.52	-344.51
5	0	5.14	3.45	3.9	9.44	387.23	-122.78
6	5.14	2.72	3.45	3.9	14.44	592.15	-187.76
7	2.72	5.44	3.45	3.9	14.99	614.75	-194.92
8	5.44	8.15	3.45	3.9	24.97	1023.84	-324.63
9	0	5.14	0	3.45	4.43	181.76	-57.63
10	5.14	2.72	0	3.45	6.78	277.95	-88.13
11	0	5.44	2.5	3.45	8.09	331.77	-105.20
12	5.44	8.15	2.5	3.45	20.22	828.82	-262.80
13	0	5.44	0	2.5	3.40	139.40	-44.20
14	5.44	8.15	0	2.5	8.49	348.24	-110.42

Fuerzas para viento en la dirección Y

Nudo	a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	Área m2	Fb(Kg)	Fs(Kg)
15	0	1.84	3.9	3.9	3.59	147.11	-46.64
16	1.84	1.41	3.9	3.9	9.09	372.57	-118.13
17	0	7.45	3.9	3.9	14.53	595.63	-188.86
18	7.45	7.58	3.9	3.9	29.31	1201.65	-381.01
19	7.58	0	3.9	3.9	14.78	606.02	-192.15
20	0	1.84	3.45	3.9	3.38	138.62	-43.95
21	1.84	1.41	3.45	3.9	5.97	244.85	-77.63
22	0	7.45	3.45	3.9	13.69	561.26	-177.96
23	7.45	7.58	3.45	3.9	27.62	1132.32	-359.03
24	7.58	0	3.45	3.9	13.93	571.06	-181.07
25	0	1.84	2.5	3.45	2.74	112.22	-35.58
26	1.84	1.41	2.5	3.45	4.83	198.21	-62.85
27	0	7.45	0	3.45	6.43	263.45	-83.53
28	7.45	7.58	0	3.45	12.96	531.50	-168.52
29	7.58	0	0	3.45	6.54	268.05	-84.99
30	0	1.84	0	2.5	1.15	47.15	-14.95
31	1.84	1.41	0	2.5	2.03	83.28	-26.41

4.8. Calculo de esfuerzos.

Como bien se detalló en 2.6.3, tanto el método directo como el método de los pórticos virtuales requieren para ser empleados condicionamientos tan fuertes que hacen su aplicación imposible para el tipo de estructura que se plantea en el presente estudio, por lo cual el único método aplicable para la comprobación de los resultados alcanzados mediante el programa CYPECAD es el método del emparrillado espacial.

Dada la complejidad del método adoptado, el cálculo de forma manual resulta bastante extenso ya que al cuadricular la estructura simulando la disposición de los nervios se obtiene 6 incógnitas por nudo, lo que resulta unas 60000 ecuaciones para resolver un forjados de 20x30 m, y dada la continuidad de la estructura no se puede dividir el forjado en segmentos para el cálculo manual, por lo tanto se recurrió al programa SAP2000 V.14, para la aplicación del método del emparrillado. Si al realizar la comparación derivada de generar la estructura en los dos programas con procesos distintos de cálculo, se adquieren resultados con diferencias dentro del rango de lo aceptable, se podrá tener la certeza de que los resultados conseguidos en el programa CYPECAD son confiables y garantizaran el buen comportamiento de la estructura a lo largo de su vida útil.

A continuación se realiza una breve descripción de la metodología aplicada para la obtención de los esfuerzos mediante el método del emparrillado:

Se modelo la estructura como un sistema tridimensional compuesto por elementos lineales tipo frame y elementos superficiales tipo Shell.

Para la discretización de los forjados reticulares se empleó una malla espacial, la cual fue formada por un conjunto de barras o nervios cruzados ortogonalmente, los nervios, por su geometría son rectangulares, pero en su funcionamiento trabajan como una sección tipo T, para poder considerar los nervios como un emparrillado de vigas se utilizó el método de la sección transformada el cual consiste en cambiar los parámetros geométricos de la sección de tal manera que se contemple los efectos de su masa y rigidez, con este método se transforma la sección T del nervio en una sección rectangular de inercia equivalente fig. 4.5, para esta nueva sección analizada se calculó un nuevo peso específico para que así su

peso fuera equivalente al peso de la estructura real, el procedimiento para dicho cálculo es el siguiente:

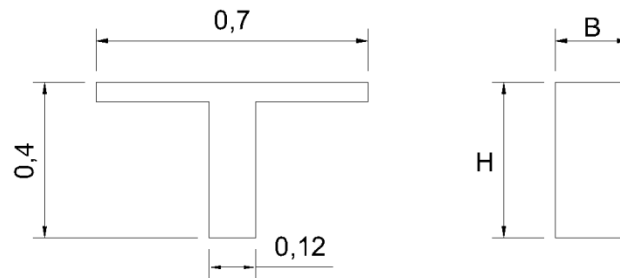


Figura 4.5 Sección transformada

$$Inercia_{seccion-T} = 119967.8030 cm^4$$

Asumiendo $H=2B$

$$Inercia, equivalente_{seccion-Rect.} = \frac{H/2 \cdot H^3}{12}$$

Igualando inercias se tiene: $I_{real} = I_{equiv}$

$$H = 41.19 \text{ cm}; B = 20.59$$

El volumen de hormigón para 1m² de forjado es:

$$Volumen_{real} = 2(0.12 \cdot 1 \cdot 0.35) + 2(0.58 \cdot 0.12 \cdot 0.35) + 2(0.18 \cdot 0.12 \cdot 0.35) + (1 \cdot 1 \cdot 0.05) = 0.1978 \frac{m^3}{m^2}$$

$$P = 2400 \cdot 0.1978 = 474.82 \frac{Kg}{m^2}$$

$$Volumen_{secc-eqv} = 2(B \cdot H \cdot 1) + 2(B \cdot H \cdot 0.49) + 2(B \cdot H \cdot 0.094) = 0.2695 \frac{m^3}{m^2}$$

Una vez calculados el peso real de la estructura para 1 m² y el volumen de la sección transformada se encontró el peso específico equivalente:

$$\gamma_{equivalente} = \frac{474.82}{0.2695} = 1762.058 \frac{Kg}{m^3}$$

Este valor fue el que se introdujo al programa para que calculara el peso propio de los nervios que componen la retícula.

Las vigas de borde y de hueco fueron introducidas con las medidas definidas en 4.5
Los ábacos fueron modelados con elementos tipo Shell de altura 0.4 m y con dimensiones de $0.15L$ a cada lado y no menor a $2H$ siendo L la distancia entre ejes de columnas y H el canto del forjado.

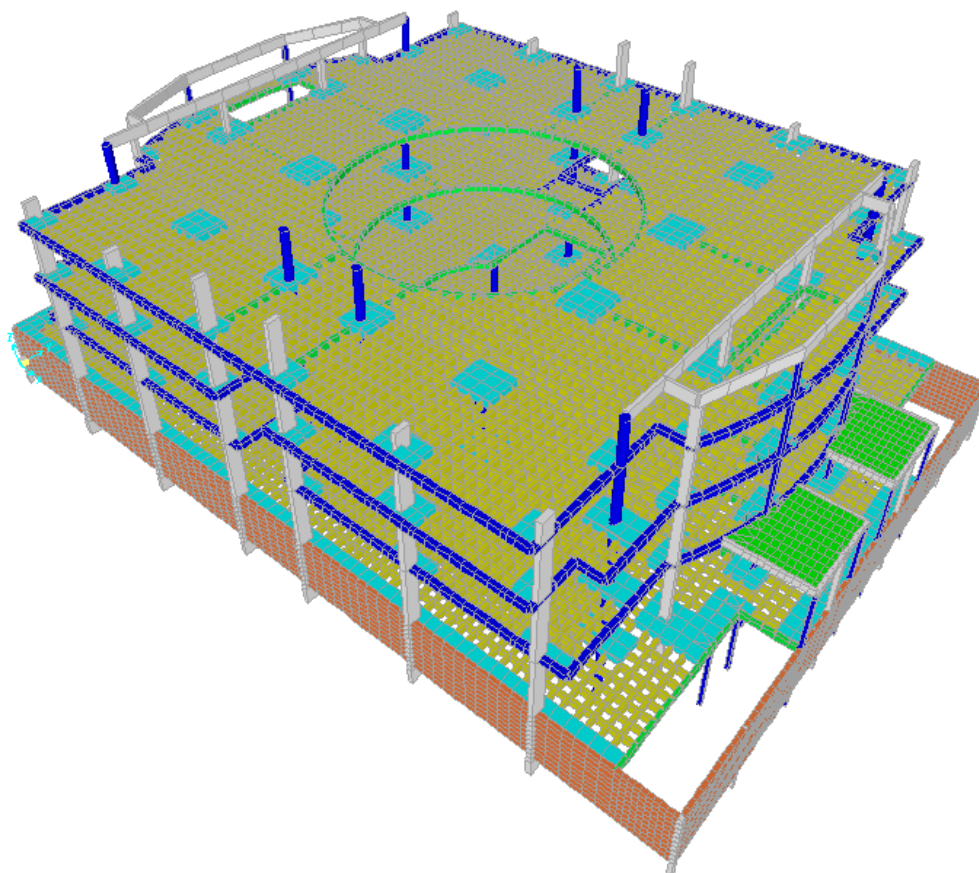


Figura 4.6 Modelado estructura sin vigas peraltadas mediante el método del emparrillado espacial de vigas

4.9. Dimensionamiento.

Con los esfuerzos adquiridos mediante el método del emparrillado se procedió al diseño de la armadura en las zonas más críticas para su posterior comprobación con los resultados obtenidos en el programa computacional CYPECAD.

4.9.1. Dimensionamiento de nervios

El dimensionamiento a continuación descrito se realizó para las bandas del nivel +3.9

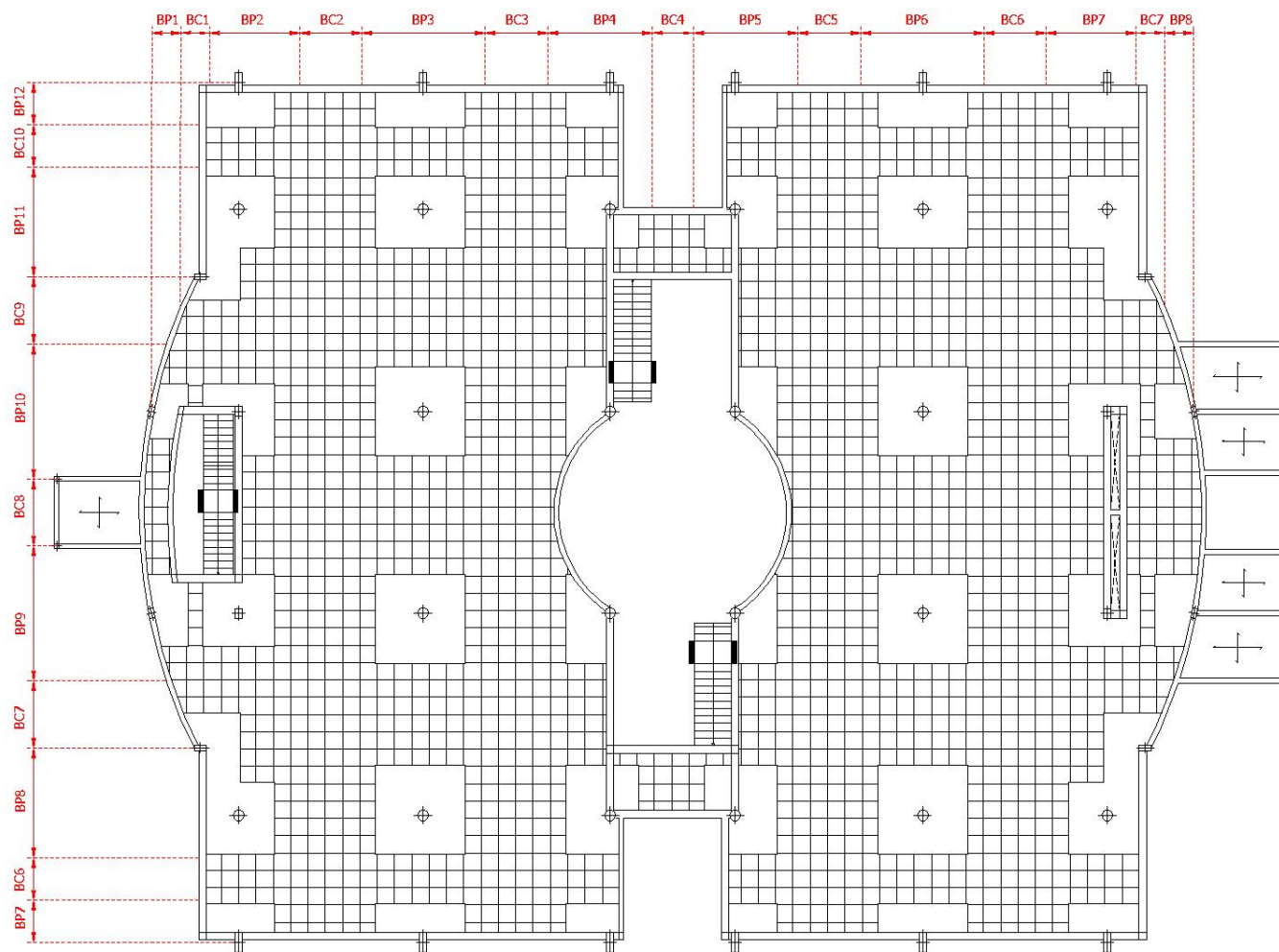


Figura 4.7 Esquema de bandas

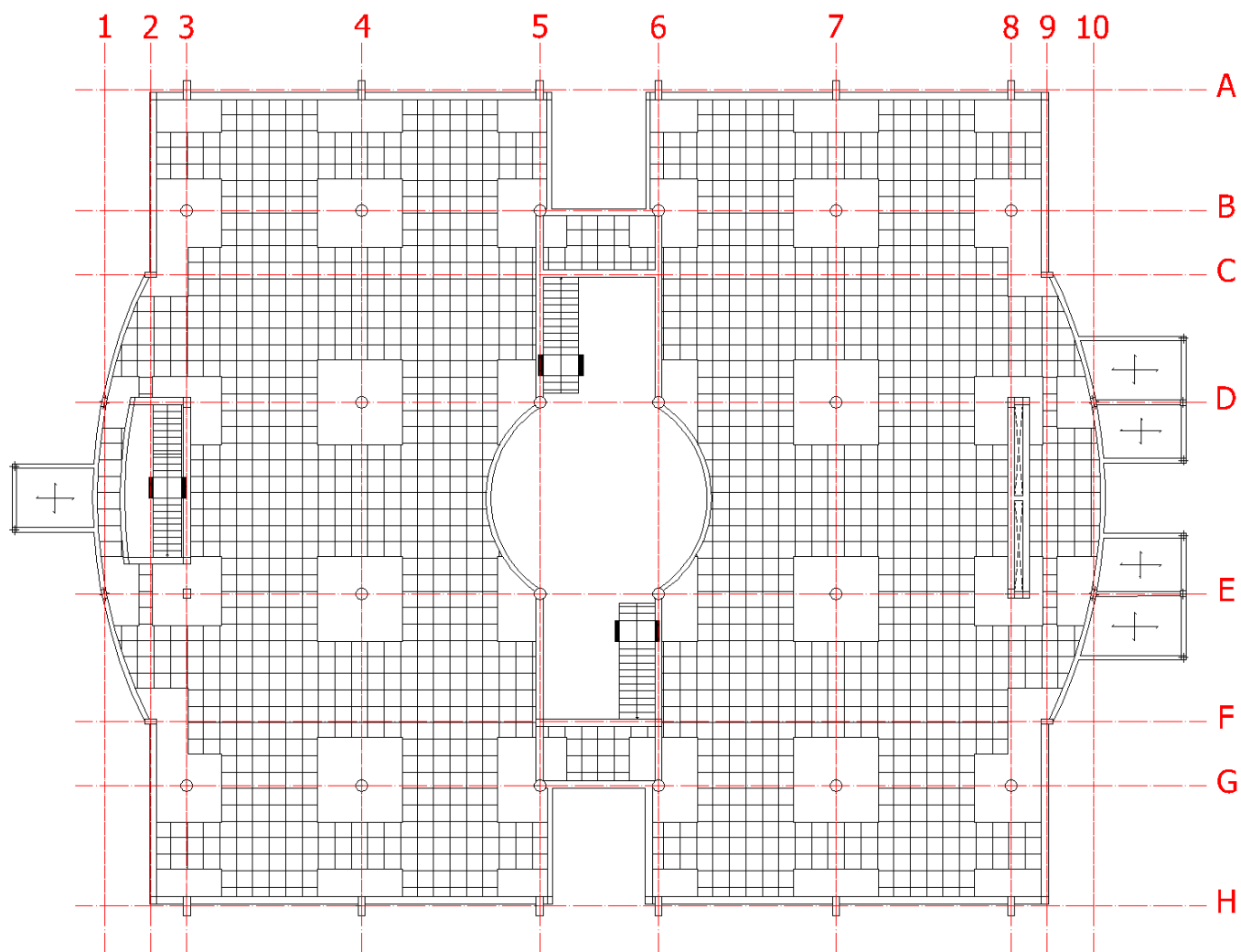


Figura 4.8 Esquema de tramos

4.9.1.1. Armado a flexión positiva

Se considera secciones T para los momentos positivos en el vano y para los momentos negativos en las zonas aligeradas del forjado. Previamente al diseño se verifica si estos pueden dimensionarse como secciones rectangulares, para tal efecto se tomara la banda central 6 para el tramo D-E como indica la figura 4.8

El momento flector máximo de cálculo M_d para BC6 del tramo D-E en la dirección X es:

Momento en BC6: $M_d^+ = 3287 \text{ Kg.m}$

De la figura 3.1 se tiene que la distancia entre los puntos de momento flector nulo es $l_o = 5.22 \text{ m}$; el ancho eficaz del nervio podría llegar a valer:

$$b_e = 0.12 + \frac{522}{5} = 104.52 \text{ m}$$

Por lo que se comprueba que es posible contar con el ancho íntegro del ala ($b = 70 \text{ cm}$).

Las resistencias de cálculo del hormigón y del acero así como el valor del canto útil son los siguientes:

$$f_{cd} = \frac{250}{1.5} = 166.67 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad d = h - d' = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = \frac{4200}{1.15} = 3652.17 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Con 3.3 se calcula el momento del bloque de compresiones:

$$M_o = 166.67 \cdot 70 \cdot 5 \cdot (37 - 0.5 \cdot 5) = 2012500 \text{ Kg.cm} = 20125 \text{ Kg.m}$$

Por consiguiente, como el momento flector máximo de cálculo, vale 3287 Kg.m es inferior a 20125 Kg.m , la sección en T se puede dimensionar como una sección rectangular:

$$\mu_d = \frac{3287 \cdot 100}{70 \cdot 37^2 \cdot 166.67} = 0.0206 < 0.2961$$

El momento reducido de cálculo aplicado es inferior al momento límite y no es necesario tener en cuenta la armadura de compresión, por lo que la armadura de tracción se dimensiona como sigue:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0206} = 0.0208 \quad A_{scal} = 0.0208 \cdot 70 \cdot 37 \cdot \frac{166.67}{3652.17} = 2.46 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima traccionada en nervios aligerados según la tabla 3.3 es:

$$A_{s \min} = 0.002 \cdot 12 \cdot 40 = 0.96 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la armadura necesaria es de 2.46 cm² para los nervios de la banda central 6

Si para el armado base inferior se tomara 2Φ10=1.57 cm² faltaría refuerzo de 0.89 cm², por lo tanto para la armadura inferior se dispondrá: + 1Φ12=2.7cm²

Sin embargo con el programa CYPECAD se encontró una cuantía necesaria para la misma sección de 2.90 cm² proporcionando un armado de 2Φ10+1Φ16=3.58cm²

Con lo cual se adquiere una diferencia del 15.17% entre ambos programas.

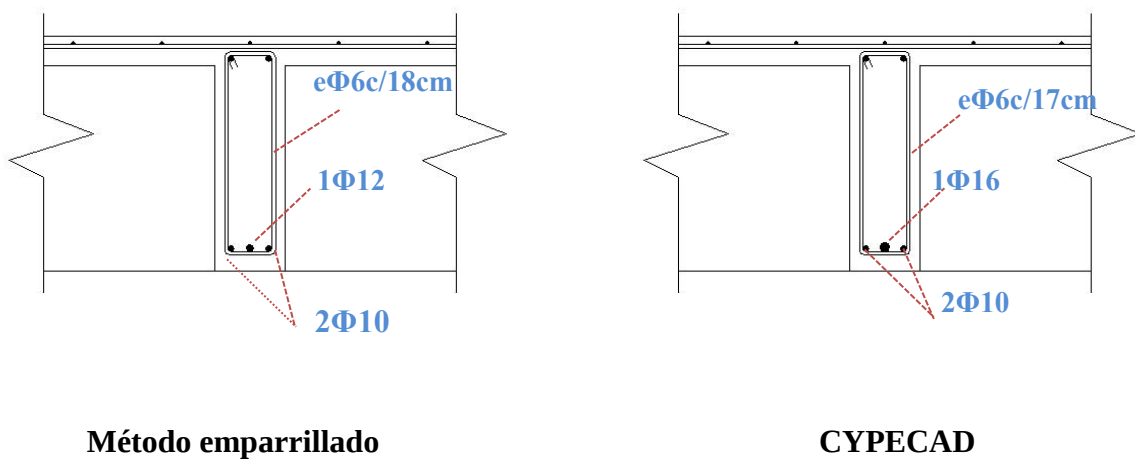


Figura 4.9 Armado de nervios a flexión positiva

4.9.1.2. Armado a flexión negativa

Para la verificación de la armadura negativa se tomó la banda de pilares 6 para el tramo DE del nivel +3.8. El momento flector máximo de cálculo M_d es:

Momento en BP6: $M_d^- = 3766 \text{ Kg.m}$

$$\mu_d = \frac{3766 \cdot 100}{70 \cdot 37^2 \cdot 166.67} = 0.1375 < 0.2961$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.1375} = 0.1486 \quad A_{scal} = 0.1486 \cdot 12 \cdot 37 \cdot \frac{166.67}{3652.17} = 3.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.002 \cdot 12 \cdot 40 = 0.96 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la armadura necesaria es 3.01 cm^2

Si para el armado base superior se tomara $2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$ faltaría refuerzo de 1.44 cm^2 , por lo tanto para la armadura superior se dispondrá: $2\Phi 10 + 1\Phi 16 = 3.58 \text{ cm}^2$

Mediante el programa CYPECAD se encontró una cuantía necesaria para la misma sección de 3.50 cm^2 proporcionando el mismo armado de $2\Phi 10 + 1\Phi 16 = 3.58 \text{ cm}^2$

Con lo cual se obtiene una diferencia entre cuantías del 14% entre ambos programas. En la figura 4.9 se presenta el armado para tal sección:

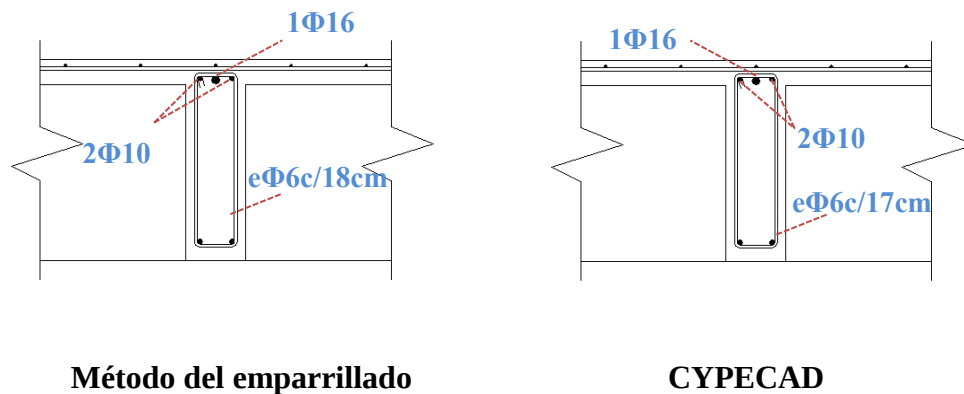


Figura 4.10 Armado de nervios a flexión negativa

El punto de flexión máxima negativa se encuentra la cabeza de las columnas, es por esto que el diseño se realiza para los nervios que están en los vanos y para los que acuden a los ábacos, A continuación se detalla el procedimiento para el cálculo de la armadura negativa de los nervios que llegan a un ábaco, para tal efecto se tomara el ábaco de la columna 35

La armadura de montaje de los ábacos es una armadura adicional a la de los nervios y puede ser tenida o no en cuenta en los cálculos, aunque se aconseja que las barras finas de $\Phi 10$ no se consideren en general. En el caso del presente proyecto se armara los ábacos colocando en la base inferior 2 barras $\Phi 8$ por cuadrícula en cada dirección, y 2 barras $\Phi 10$ por cada retícula en la base superior, de cada dirección.

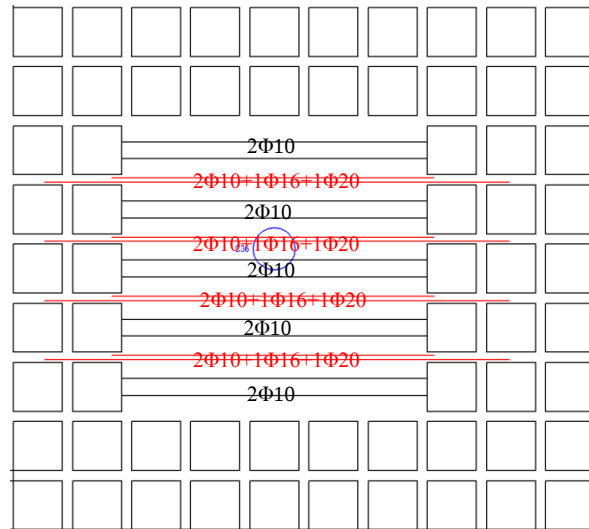
Abaco columna 35: $M_d^- = 8344 \text{ Kg.m/m}$

$$\mu_d = \frac{8344 \cdot 100}{70 \cdot 37^2 \cdot 166.67} = 0.0522 < 0.2961$$

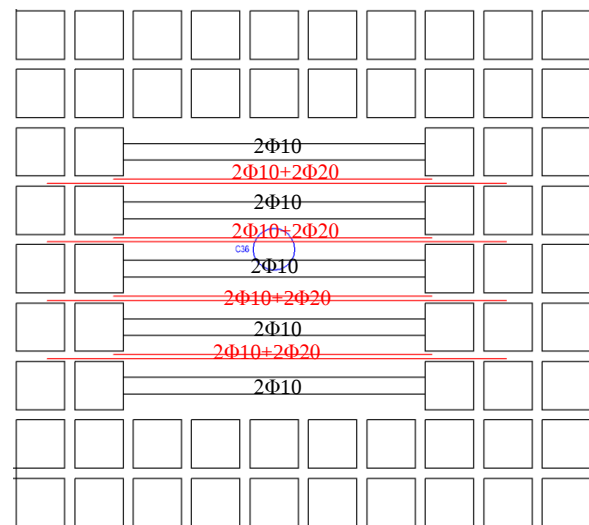
$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0522} = 0.0537 \quad A_{scal} = 0.0537 \cdot 70 \cdot 37 \cdot \frac{166.67}{3652.17} = 6.35 \text{ cm}^2$$

Colocando $2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$ armado base superior faltarían 4.77 cm^2 de armadura por lo tanto se dispondrá $2\Phi 10 + 1\Phi 20 + \Phi 16$

La cuantía necesaria según el programa CYPECAD es de 7.65 cm^2 con lo cual se obtiene una diferencia del 17%, y se dispone de $2\Phi 10 + 2\Phi 20$. El croquis del armado se presenta en la figura 4.9.



Método del emparrillado



CYPECAD

Figura 4.11 Armado superior en ábacos

4.9.1.3. Armado a cortante

Como se menciona en 4.2.2 el cortante en los nervios se analiza a la salida de los ábacos:

El cortante en la columna 35 para el 7-8 es $V_d = 6445 \text{ Kg}$

Para obtener el esfuerzo cortante absorbido por el hormigón, se calcula previamente:

$$\rho_1 = \frac{1.57}{12 \cdot 37} = 0.004$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{370}} = 1.7352$$

Con los valores obtenidos para la cuantía geométrica y ξ , para la resistencia virtual al cortante se tiene que:

$$f_{cv} = \frac{0.15}{1.5} \cdot 1.7352 \cdot (100 \cdot 0.004 \cdot 25)^{1/3} \cdot 10 = 3.74 \frac{Kg}{cm^2}$$

Se debe verificar que sea mayor al valor mínimo

$$f_{cv} = \frac{0.075}{1.5} \cdot 1.7352^{3/2} \cdot 25^{1/2} \cdot 10 = 5.71 \frac{Kg}{cm^2} \quad V_{cu} = 5.7 \cdot 12 \cdot 37 = 2515.69 Kg$$

Por lo tanto la contribución del hormigón es 2516 Kg y hasta $V_d = 6445$ Kg faltan 3929.31Kg. Esta contribución la tiene que aportar el armado transversal:

$$V_{su} = 3929.31 Kg$$

El cortante máximo de agotamiento por compresión del alma V_{u1} es:

$$V_{u1} = 0.3 \cdot 166.67 \cdot 12 \cdot 37 = 22200$$

Dado que $V_{cu} < V_d \leq V_{u1}$ se debe determinar la armadura transversal necesaria correspondiente al esfuerzo cortante residual V_{su} :

La sección de armado transversal por unidad de longitud de la viga se adquiere con 3.19

$$A_t = \frac{3929.31 \cdot 10}{0.9 \cdot 37 \cdot 10 \cdot 365.21} = 0.3231 \frac{mm^2}{mm}$$

Calculando la cuantía geométrica mínima con 3.2 se tiene:

$$A_{t_{min}} = \frac{2.265}{7.5} \cdot \frac{12 \cdot 10}{365.21} = 0.11 \frac{mm^2}{mm}$$

Por lo tanto la cuantía necesaria a cortante es $A_{t_{nec}} = 0.32 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Si se disponen estribos simples de diámetro $\Phi 6$, la separación es:

$$s_t = \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 6^2 \right)}{0.32} = 180mm = 18cm$$

Por lo tanto se obtienen estribos de $\Phi 6c/18cm$.

Mediante CYPECAD se obtiene $\Phi 6c/17cm$. En las figuras 4.9 y 4.10 se muestra el armado

4.9.2. Dimensionamiento vigas de borde

El dimensionamiento a continuación descrito se realizó para la viga de borde del tramo 7-8 de la figura 3.8.

4.9.2.1. Armado a flexión positiva

El momento flector máximo de cálculo encontrado es $Md^+ = 1750 \text{ Kg.m}$

$$\mu_d = \frac{1750 \cdot 100}{30 \cdot 37^2 \cdot 166.67} = 0.026 < 0.2961$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.026} = 0.026 \quad As_{cal} = 0.026 \cdot 30 \cdot 37 \cdot \frac{166.67}{3652.17} = 1.31cm^2$$

$$As_{min} = 0.0033 \cdot 30 \cdot 40 = 3.96cm^2$$

Por lo tanto la armadura necesaria es de $3.96cm^2$, se dispondrá $4\Phi 12$ en el armado inferior.

Mediante CYPECAD se adquiere la misma cuantía $4\Phi 12$

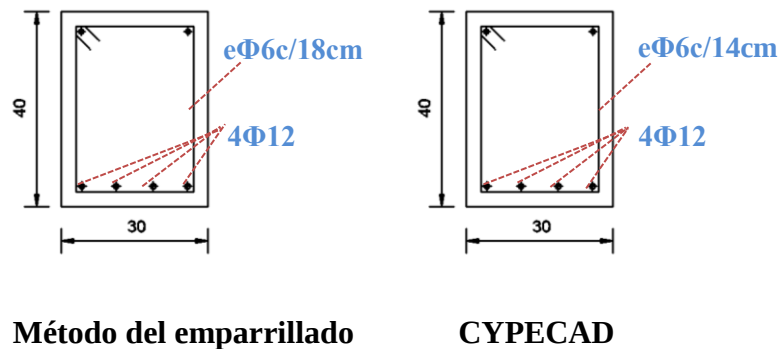


Figura 4.12 Armado de viga de borde a flexión positiva

4.9.2.2. Armado a flexión negativa

Momento en nudo 8: $M_d^- = 3013 \text{ Kg.m}$

$$\mu_d = \frac{3013 \cdot 100}{30 \cdot 37^2 \cdot 166.67} = 0.044 < 0.2961$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.044} = 0.045 \quad A_{scal} = 0.045 \cdot 30 \cdot 37 \cdot \frac{166.67}{3652.17} = 2.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0033 \cdot 30 \cdot 40 = 3.96 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la armadura necesaria es 3.96 cm^2 , se dispondrá $4\Phi 12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Con el programa CYPECAD se dispuso una cuantía de $3\Phi 12 + 2\Phi 10 = 4.96 \text{ cm}^2$

Con lo cual se encuentra una diferencia del 9%

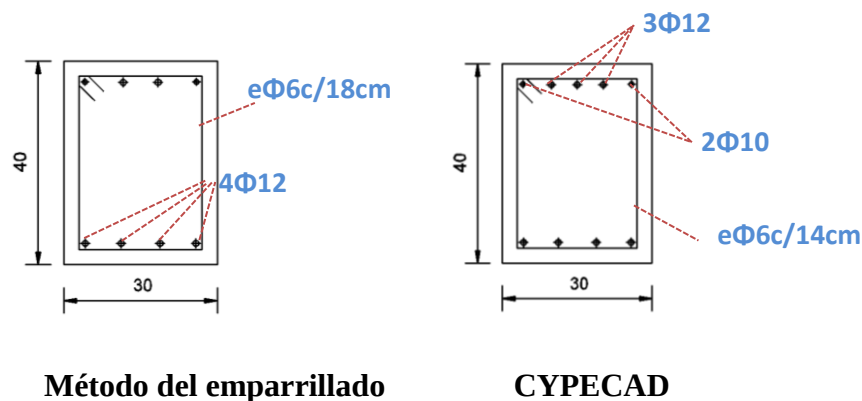


Figura 4.13 Armado de viga de borde a flexión negativa

4.9.2.3. Armado a cortante

El cortante máximo a la salida del ábaco para el tramo 7-8 es de $V_d = 3031 \text{ Kg}$

Para obtener el esfuerzo cortante absorbido por el hormigón, se calcula previamente:

$$\rho_1 = \frac{2.26}{12 \cdot 37} = 0.002 \quad \xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{370}} = 1.7352$$

$$f_{cv} = \frac{0.15}{1.5} \cdot 1.7352 \cdot (100 \cdot 0.002 \cdot 25)^{1/3} \cdot 10 = 2.98 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{cu} = 2.98 \cdot 30 \cdot 37 = 3313.20 \text{ Kg}$$

Por lo tanto la contribución del hormigón es 3313.2 Kg, como $V_d < V_{cu}$ el hormigón de la viga resiste por si sólo el esfuerzo cortante y esta no necesita por calculo armadura transversal, sin embargo se debe disponer armadura mínima.

Calculando la cuantía geométrica mínima con 3.2 se tiene:

$$A_{t\min} = \frac{2.265}{7.5} \cdot \frac{30 \cdot 10}{365.21} = 0.28 \frac{mm^2}{mm}$$

Si se disponen estribos simples de diámetro $\Phi 6$, la separación es:

$$s_t = \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 6^2 \right)}{0.28} = 180mm = 18cm$$

Según la norma la separación s_{trans} entre planos de estribos debe cumplir con las condiciones indicadas en 4.2.2

$$3031 < 0.2 \cdot 55500 = 11100 \quad s_{trans} \leq 0.75 \cdot 37 = 28$$

Por lo tanto se usarán estribos de $\Phi 6c/18cm$; mediante CYPECAD se obtiene $\Phi 6c/14cm$.

El armado se muestra en las figuras 4.12 y 4.13

4.9.2.4. Armado a torsión

El torsor de diseño para viga del tramo 8-7 es: $T_d = 37572 \text{ Kg.cm}$

Se calcula el espesor eficaz t , el área eficaz de cálculo A_e y el perímetro U_e

$$t \leq \frac{40 \cdot 30}{2 \cdot (40 + 30)} = 8.57 \leq 6 \quad t = 6cm$$

$$A_e = (40 - 6) \cdot (30 - 6) = 816cm^2$$

$$u_e = 2 \cdot (40 - 6) + 2 \cdot (30 - 6) = 116cm$$

Verificaciones a efectuar:

Momento torsor resistido por las bielas comprimidas del hormigón:

$$Tu1 = 0.6 \cdot 0.75 \cdot 166.67 \cdot 816 \cdot 6 = 367200 Kg.cm$$

$$37572 < 367200 \text{ Cumple}$$

Por lo tanto se comprueba que la sección no necesita armadura a torsión.

4.9.3. Dimensionamiento a punzonamiento

Se realizó la comprobación en la columna más solicitadas del nivel +39

Columnas C35, D=50cm (columna central)

Según lo mencionado en 3.4 la carga vertical a comprobar en la transmisión entre el forjado y los pilares se obtiene del modelo de cálculo. La carga ser la diferencia del axil entre el pilar inferior y el superior del pilar considerado.

$$Fsd = 298802 - 179203 = 119599 Kg$$

a) Comprobación a compresión oblicua

$$u_o = \pi \cdot 50 = 157 cm$$

$$F_{sd.ef} = 1.15 \cdot 119599 = 137538.85 Kg$$

$$F_{sd.ef} < 0.3 \cdot 166.67 \cdot 157 \cdot 37 = 290455.81 Kg$$

$$137538.85 < 290455.18 \text{ Cumple}$$

Por lo tanto no es necesaria aumentar la sección del soporte o descolgar el ábaco.

b) Comprobación sin armadura de punzonamiento

Se debe calcular la resistencia virtual de cortante y asegurarse que esta no sea menor que el valor mínimo dado por la norma:

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = \sqrt{0.013 \cdot 0.013} = 0.013$$

$$f_{cv} = \frac{0.18}{1.5} \cdot 1.7352 \cdot (100 \cdot 0.013 \cdot 25)^{1/3} \cdot 10 = 6.59 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$f_{cv} = \frac{0.075}{1.5} \cdot 1.7352^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} \cdot 10 = 5.71 \frac{Kg}{cm^2}$$

El perímetro de comprobación para una columna de medianería es:

$$u_1 = 4 \cdot \pi \cdot 37 + 157 = 622.04 cm$$

$$F_{sd.ef} \leq 6.59 \cdot 622.04 \cdot 37 = 151672.01 Kg$$

$$137538.85 < 151672.01 \text{ Cumple}$$

Por lo tanto no es necesaria disponer armadura de punzonamiento.

4.9.4. Dimensionamiento de columnas

Se realizara la verificación para la columna C36 desde el nivel +0 hasta el nivel +3.9

Desde la planta baja hasta el primer piso:

Dimensiones: 30x40 cm, Lo=3.5 m, I=160000 cm⁴, A=1200 cm²

Esfuerzos en la base: Nd=199351 Kg, Mxd=3987Kg.m, Myd=2985Kg.m

a) Verificación a pandeo

Previo al diseño se realizara la verificación al pandeo como la norma lo especifica

$$\psi_B = 0.12 \quad \psi_B = 0$$

Usando el nomograma de la figura 3.3 se encuentra $\alpha=0.53$, con este valor se calcula la longitud de pandeo

$$l_o = 0.53 \cdot 3.5 \cdot 100 = 164.3 cm$$

De manera que las esbelteces mecánicas y geométricas valen:

$$\lambda_g = \frac{164.3}{40} = 4.11 \quad \lambda_m = \frac{164.3}{\sqrt{160000/1200}} = 14.23$$

Excentricidad de primer orden ex=0.83cm; ey=0.65cm

La instrucción española prescribe una excentricidad mínima igual o mayor de los siguientes valores:

$$\frac{30}{20} = 1.5cm, 2cm$$

Con lo que la esbeltez límite inferior es:

$$\lambda_{lim} = 35 \sqrt{\frac{0.24}{1.41} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{2/40} + 3.4 \left(\frac{2}{2} - 1 \right)^2 \right]} = 34.78$$

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica de la columna es menor que la esbeltez límite inferior.

b) Dimensionamiento de armaduras

Los esfuerzos adimensionales para la base de la columna son:

$$\nu = \frac{199351}{1200 \cdot 166.67} = 0.997 \quad \beta = 0.5$$

$$\mu_x = \frac{3987 \cdot 100}{166.67 \cdot 30 \cdot 40^2} = 0.0498 \quad \mu_y = \frac{2985 \cdot 100}{166.67 \cdot 40 \cdot 30^2} = 0.0497$$

$$\mu = 0.0498 + 0.5 \cdot 0.0497 = 0.075$$

Por lo tanto el momento concomitante es:

$$Md = 0.075 \cdot 40 \cdot 30^2 = 597700 Kg.cm$$

Con lo que el problema queda reducido a uno de flexión compuesta recta:

$$Uo = 166.67 \cdot 40 \cdot 27 = 180000 Kg$$

Como $Nd = 199351 > 0.5 \cdot 180000 = 90000$ el problema corresponde al caso 3 del apartado 3.6

$$m1 = (199351 - 90000) \cdot (27 - 3') = 2624424$$

$$m2 = 0.5 \cdot 199351 \cdot (27 - 3) - 597700 - 0.32 \cdot 180000 \cdot (27 - 2.5 \cdot 3') = 671312$$

$$\alpha = \frac{0.48 \cdot 2624424 - 0.375 \cdot 671312}{2624424 - 671312} = 0.52$$

Se debe comprobar que α no sea menor que: $\alpha = 0.5 \left[1 - \left(\frac{3}{27} \right)^2 \right] = 0.499$

Por lo tanto:

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{597700}{27-3} + \frac{199351}{2} - 0.487 \cdot \frac{180000 \cdot 27}{27-3} = 25962.2 \text{ Kg}$$

$$A_{s2} = \frac{25962.2}{3652.17} = 7.108 \text{ cm}^2$$

Cuantía mecánica mínima: $A_{total} \geq 0.1 \cdot \frac{199351}{3652.17} = 5.45 \text{ cm}^2$

Cuantías mecánicas máximas: $A \geq 30 \cdot 40 \cdot \frac{166.67}{3652.17} = 54.76 \text{ cm}^2$

Cuantía geométrica mínima: $A_{total} \geq 0.004 \cdot 30 \cdot 40 = 4.8 \text{ cm}^2$

Estableciendo un armado de $4\Phi 16 + 2\Phi 12 = 10.3 \text{ cm}^2$ se cumple con la cuantía necesaria

El armado transversal empleara estribos $\Phi 6$ (cuyo diámetro es superior a $\frac{1}{4}$ del de los longitudinales), y la separación no será superior al menor de los valores siguientes:

$$15 \Phi = 18 \text{ cm}; 30; 24$$

Por lo tanto los cercos se separan 18 cm. El armado se muestra en la figura 4.12.

Mediante el análisis por CYPECAD se obtuvieron los mismos resultados.

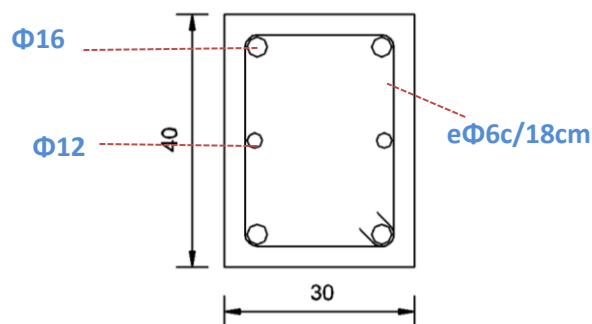


Figura 4.14 Armado columna

4.9.5. Dimensionamiento de zapatas

Se realizará la verificación para una zapata medianera y una central con vigas centradoras

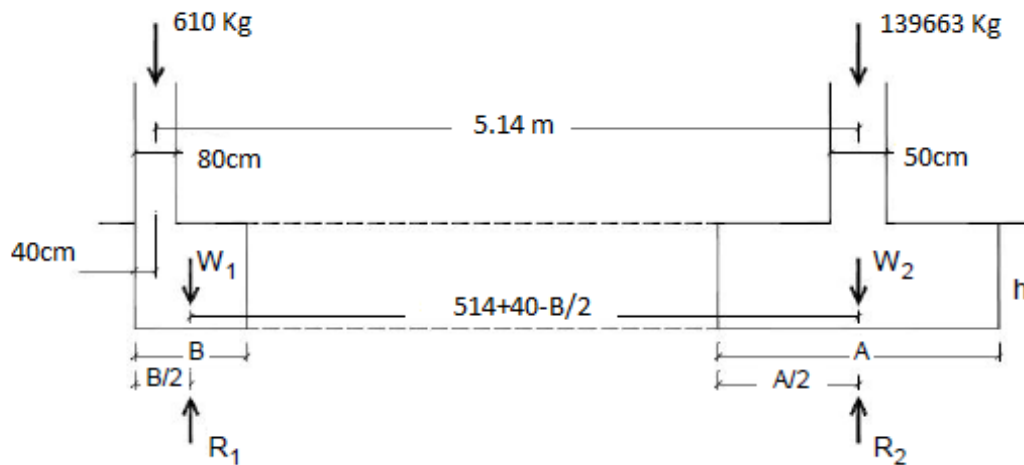


Figura 4.15 Cargas en zapatas

Como los pesos de las zapatas (W_1 y W_2) dependen de sus dimensiones, se procederá a realizar un tanteo sin considerar el peso propio y asumiendo que la zapata excéntrica recibe una carga de un 40% mayor que la que deposita la columna sobre ella.

$$\frac{1.4 \cdot N1k}{B \cdot L} \leq \Gamma_{adm}$$

Si: $L=2B$

$$B = \sqrt{\frac{1.4 \cdot N1k}{2 \cdot \Gamma_{adm}}} = \sqrt{\frac{1.4 \cdot 610}{2 \cdot 1}} = 20.52cm \approx 30cm \quad L \approx 60cm$$

Dado que las dimensiones de la columna son de 30x80 se tomara $B=105cm$; $L=80cm$

Se tomara un canto de 50 cm

La ecuación de equilibrio para momentos respecto a la vertical de $N2k$ queda así:

$$(610 \cdot 5.14) + [(1.05 \cdot 0.8 \cdot 0.5 \cdot 2400) \cdot (5.14 + 0.4 - 0.525)] = R_1 \cdot (5.14 + 0.4 - 0.525)$$

$R_1=1633.20Kg$ que deberá cumplir:

$$\frac{R1}{B \cdot L} \leq \Gamma_{adm} \quad \frac{1633.20}{105 \cdot 80} = 0.19$$

Nótese que el equilibrio implica un aumento de $R1=1633.20=610+1008+15.2$

Se tantea la zapata centrada para una carga un 10% mayor prevista:

$$\frac{1.1 \cdot N1k}{A^2} \leq \Gamma_{adm} \quad A = \sqrt{139663 \cdot 1.1} = 391cm \approx 400cm$$

El canto mínimo para zapata rígida sería de 88cm. Se va a emplear un canto de 90 cm.

Comprobando la tensión vertical con el peso de la zapata interior:

$$\frac{(139663 + 4 \cdot 4 \cdot 0.90 \cdot 2400)}{4 \cdot 4 \cdot 100^2} = 1.15 > \Gamma_{adm}$$

Es necesario aumentar el lado, probando con $4.3 \times 4.3 \times 0.9$

$$\frac{(139663 + 4.3 \cdot 4.3 \cdot 0.90 \cdot 2400)}{4.3 \cdot 4.3 \cdot 100^2} = 0.98 < \Gamma_{adm}$$

El equilibrio implica una disminución de $R2=174207.8=139663+39938.4-5393.6$

$$R1=16118Kg; R1=174207.8Kg$$

Luego de esta comprobación puede admitirse que la zapata de medianería se encuentra apoyada en la viga centradora, por lo que el cálculo a flexión se realizó como en el caso de zapatas de continuas y se obtuvo una armadura de $\Phi 12c/22cm$ para ambas direcciones.

En el caso de la zapata interior el cálculo se realizó como una zapata aislada obteniendo así $\Phi 20c/22cm$ para la dirección longitudinal y $\Phi 16c/14cm$ para la dirección transversal.

4.9.6. Verificación de deflexiones

De acuerdo a lo expuesto en 3.5 se debe comprobar si es necesario realizar la verificación de las flechas, siempre y cuando se cumpla lo siguiente:

$$\frac{70}{12} = 5.83 > 3$$

Como la relación entre la anchura del ala y del alma es mayor a 3 la relación luz canto útil debe multiplicarse por 0.8

$$\frac{L}{d} \cdot 0.8 = \frac{816}{37} \cdot 0.8 = 17.64$$

De acuerdo a la tabla 3.3, L/d en elementos débilmente armados deberá ser menor a 24, por lo cual no es necesario verificar las deflexiones.

Con el objetivo de comparar las deflexiones obtenidas se presenta a continuación las deflexiones máximas obtenidas para el nivel+3.8

Viga de borde	Tramo	Ft (cm)	L (cm)	Fadm (cm)	Verificación
VB1	8--7	0,29	745	1,49	Verifica
VB1	7--6	0,36	758	1,52	Verifica
VB2	B72-P45	0,09	514	1,03	Verifica
VB4	P45-P44	0,21	505	1,01	Verifica
VB5	A-C	0,06	514	1,03	Verifica
VB5	C-D	0,11	576	1,15	Verifica
VB5	D-E	0,22	820	1,64	Verifica

Bandas Centrales

Banda	Tramo	Ft (cm)	L (cm)	Fadm (cm)	Verificación
BC6	A-B	0,27	514	2,06	Verifica
BC5	A-B	0,31	514	2,06	Verifica
BC6	B-D	0,55	745	2,98	Verifica
BC5	B-D	0,62	745	2,98	Verifica
BC7	D-E	0,45	352	1,41	Verifica
BC6	D-E	0,59	745	2,98	Verifica
BC5	D-E	0,51	758	3,03	Verifica

Bandas de columnas

Banda	Tramo	Ft (cm)	L (cm)	Fadm (cm)	verificación
BP12	8--7	0,22	745	1,49	Verifica
BP12	7--6	0,25	758	1,52	Verifica
BP11	8--7	0,38	745	1,49	Verifica
BP11	7--6	0,42	758	1,52	Verifica
BP10	10--8	0,25	352	0,7	Verifica
BP10	8--7	0,53	745	1,49	Verifica
BP11	7--6	0,55	758	1,52	Verifica
BP7	A-B	0,17	514	1,03	Verifica
BP6	A-B	0,19	514	1,03	Verifica
BP5	A-B	0,22	514	1,03	Verifica
BP7	B-D	0,34	816	1,63	Verifica
BP6	B-D	0,54	816	1,63	Verifica
BP5	B-D	0,56	816	1,63	Verifica
BP8	D-E	0,41	815	1,63	Verifica
BP7	D-E	0,46	815	1,63	Verifica
BP6	D-E	0,51	815	1,63	Verifica

5. DISEÑO ESTRUCTURAL MEDIANTE FORJADOS RETICULARES CON VIGAS PERALTADAS

5.1. Características del edificio en estudio

La estructura en la cual se emplearon los forjados reticulares con vigas peraltadas es la misma detallada en 4.1, a diferencia que para este caso no fue necesario disponer ábacos, en su lugar se colocó vigas peraltadas entre las columnas, lo cual hace innecesaria la verificación del punzonamiento.

5.2. Predimensionamiento

- ❖ Para el diseño se usará un entreteje de 70 cm.
- ❖ Los nervios serán de un ancho de 12 cm el mínimo recomendado por la norma.
- ❖ El canto de la placa será de $H = 40\text{ cm}$
 - ❖ La capa de compresión usada será de 5 cm, por lo tanto se tomarán casetones de plastroformo de $58 \times 58 \times 35$.
 - ❖ Las vigas peraltadas en los bordes y entre columnas serán de 20×60 .

5.3. Determinación de cargas.

Las cargas colocadas en la estructura son las mismas calculadas previamente en 4.3.

5.4. Cálculo de esfuerzos.

Al igual que en 4.4 se empleó el método del emparrillado espacial de vigas figura 5.1 para la comprobación de los resultados obtenidos con el programa CYPECAD.

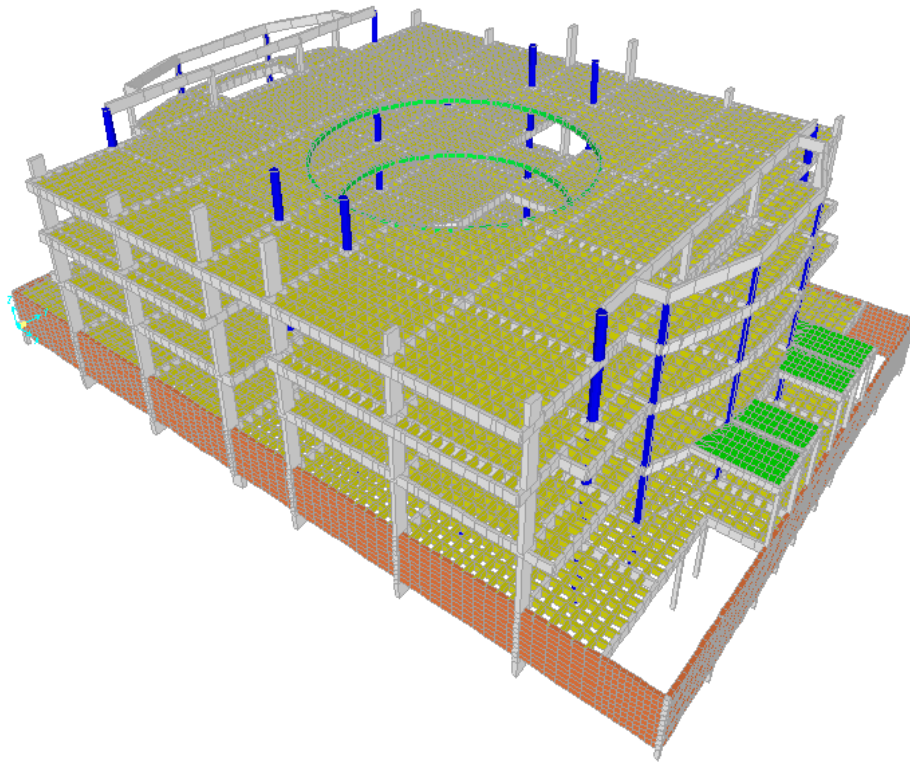


Figura 5.1 Modelado de estructura con vigas peraltadas mediante el método del emparrillado espacial de vigas

5.5.Dimensionamiento.

Con los esfuerzos adquiridos mediante el método del emparrillado se procedió al diseño de la armadura en las zonas más críticas para su posterior comprobación con los resultados obtenidos en el programa computacional CYPECAD.

5.5.1. Dimensionamiento de nervios

El dimensionamiento a continuación descrito se realizó para la banda central 6 del tramo D-E para el nivel +3.9

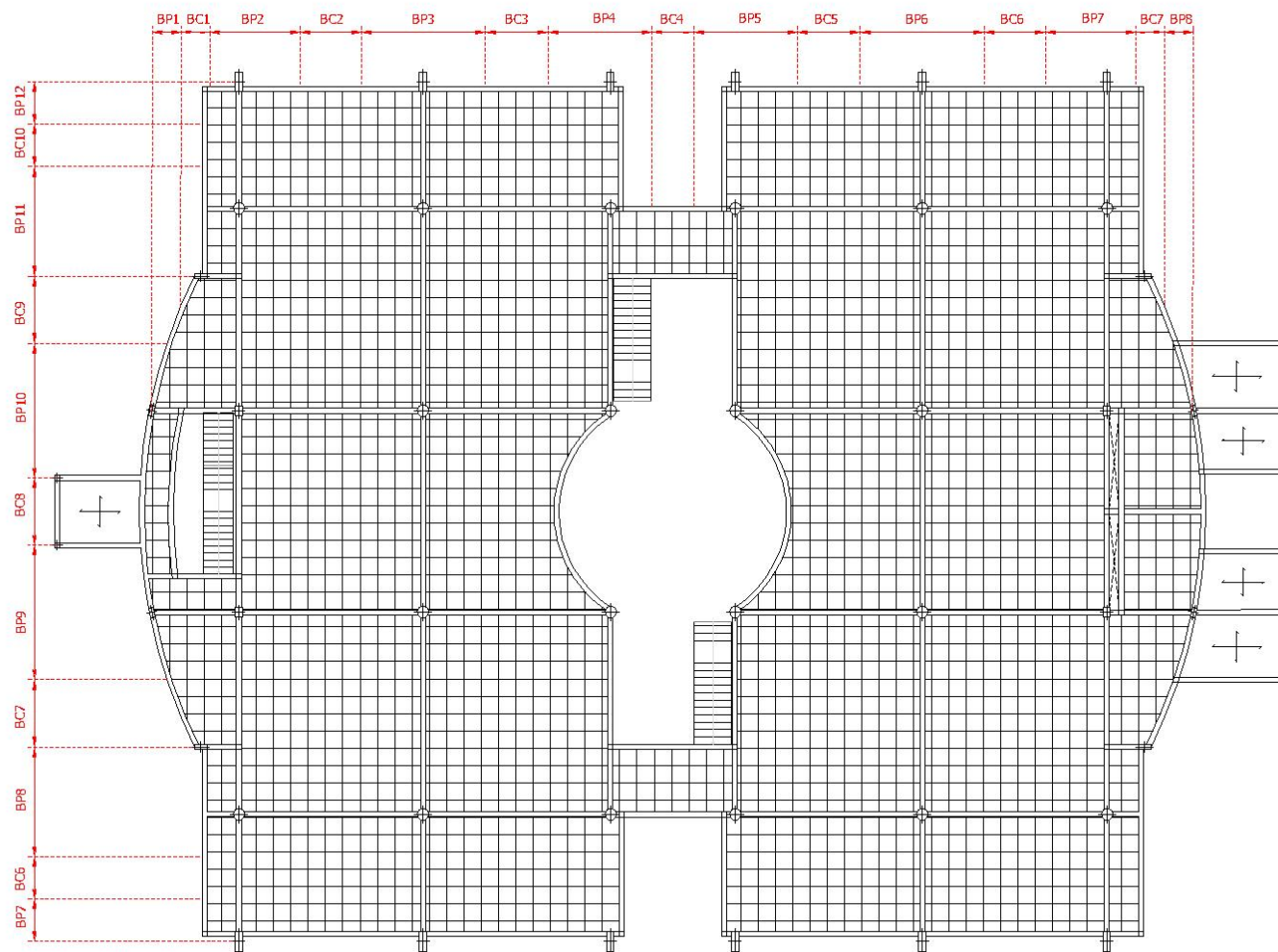


Figura 5.2 Esquema de bandas

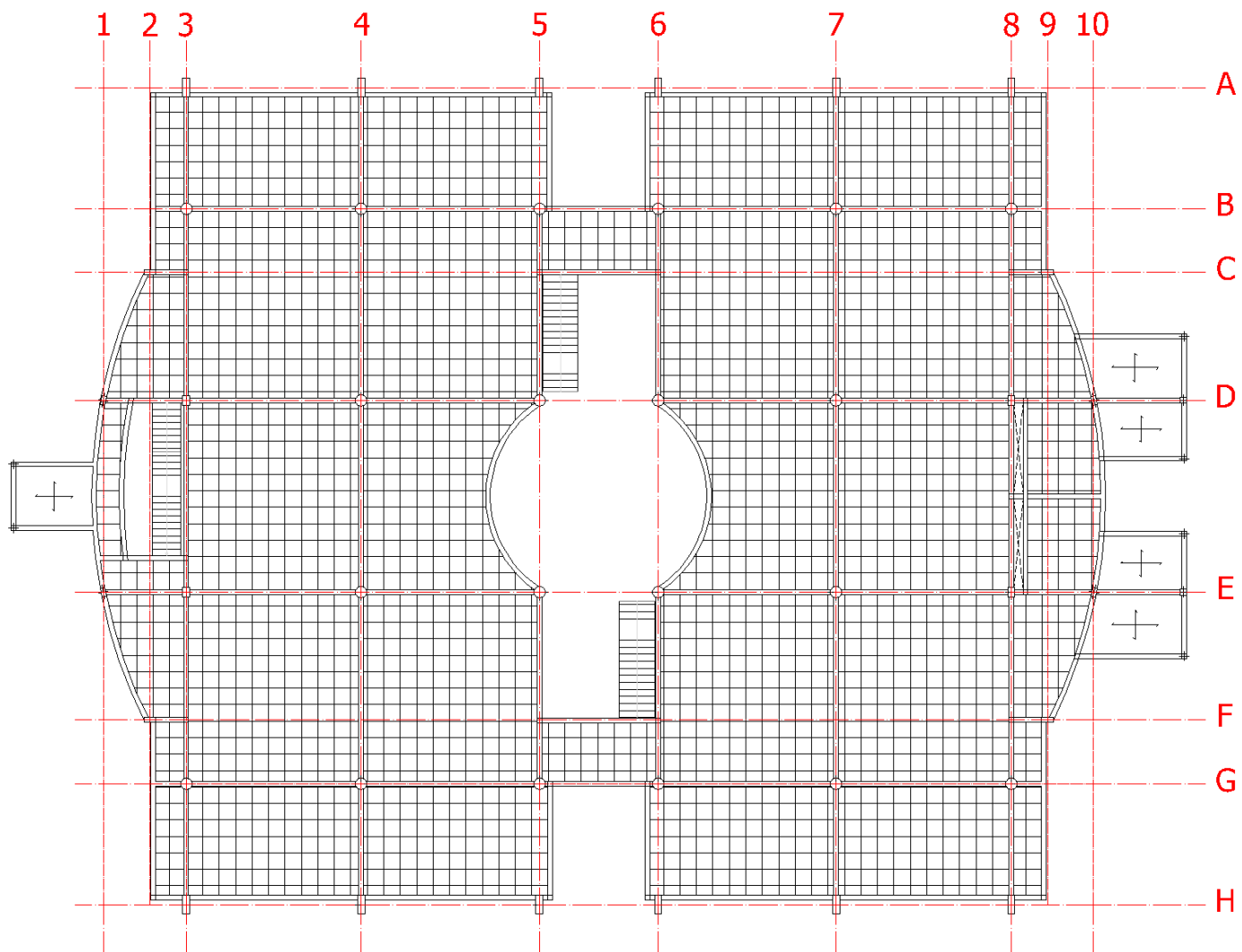


Figura 5.3 Esquema de tramos

5.5.1.1. Armado a flexión positiva

Momento en BC6: $M_{d+} = 3710 \text{ Kg.m}$

Las resistencias de cálculo del hormigón y del acero así como el valor del canto útil son los siguientes:

$$\mu_d = \frac{3710 \cdot 100}{70 \cdot 37^2 \cdot 166.67} = 0.0232 < 0.2961$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0232} = 0.0235 \quad A_{scal} = 0.0235 \cdot 70 \cdot 37 \cdot \frac{166.67}{3652.17} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.002 \cdot 12 \cdot 40 = 0.96 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la armadura necesaria es de 2.78 cm^2 para los nervios de la banda central 6

Si para el armado base inferior se tomara $2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$ faltaría refuerzo de 1.21 cm^2 , por lo tanto para la armadura inferior se dispondrá: $2\Phi 10 + 1\Phi 16$

Sin embargo con el programa CYPECAD se encontró una cuantía necesaria para la misma sección de 3.23 cm^2 proporcionando el mismo armado de $2\Phi 10 + 1\Phi 16$

Con lo cual se observa una diferencia del 14% entre las cuantías calculadas.

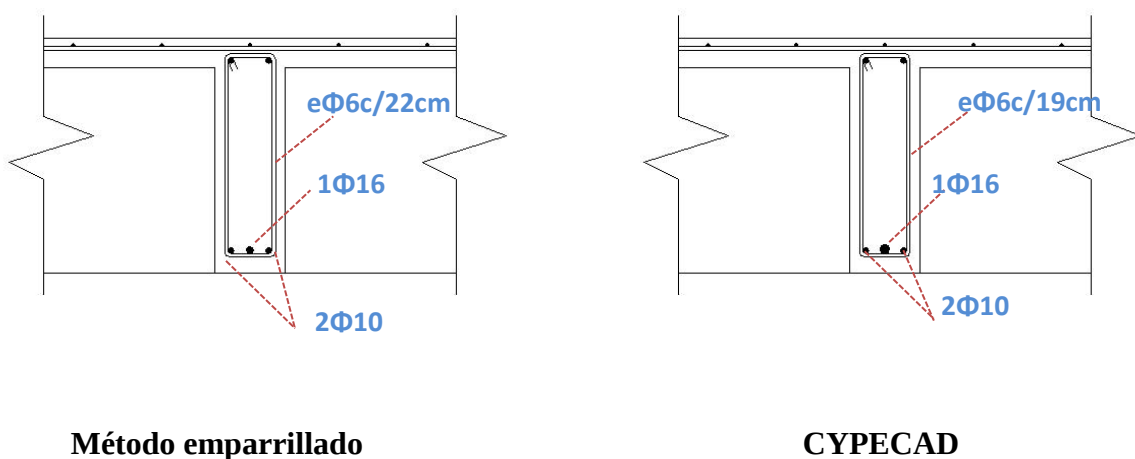


Figura 5.4 Armado de nervios a flexión positiva

5.5.1.2. Armado a flexión negativa

Momento en BP6: $M_d^- = 6867 \text{ Kg.m}$

$$\mu_d = \frac{6867 \cdot 100}{12 \cdot 37^2 \cdot 166.67} = 0.2508 < 0.2961$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.2508} = 0.2940$$

$$A_{scal} = 0.2940 \cdot 12 \cdot 37 \cdot \frac{166.67}{3652.17} = 5.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.002 \cdot 12 \cdot 40 = 0.96 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la armadura necesaria es 5.96 cm²

Si para el armado base superior se tomara $2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$ faltaría refuerzo de 4.39 cm², por lo tanto para la armadura superior se dispondrá: $2\Phi 10 + 1\Phi 16 + 1\Phi 20$

Con el programa CYPECAD se encontró una cuantía necesaria para la misma sección de 6.68 cm² proporcionando un armado similar de $2\Phi 10 + 1\Phi 16 + 1\Phi 20$

Con lo cual se obtiene una diferencia entre cuantías necesarias del 11% entre ambos programas. En la figura 5.3 se expone el armado para tal sección:

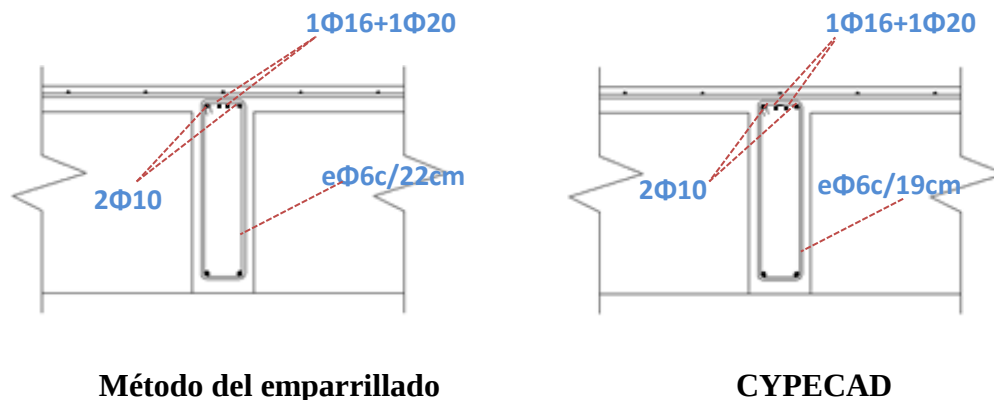


Figura 5.5 Armado de nervios a flexión negativa

5.5.1.3. Armado a cortante

Como se menciona en 4.2.2 el cortante en los nervios se analiza a una distancia “d” de la cara del apoyo

$$V_d = 5304 \text{ Kg}$$

Para obtener el esfuerzo cortante absorbido por el hormigón, se calcula previamente:

$$\rho_1 = \frac{1.57}{12 \cdot 37} = 0.004 \quad \xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{370}} = 1.7352$$

Con los valores alcanzados para la cuantía geométrica y ξ , para la resistencia virtual al cortante se tiene que:

$$f_{cv} = \frac{0.15}{1.5} \cdot 1.7352 \cdot (100 \cdot 0.004 \cdot 25)^{1/3} \cdot 10 = 3.74 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Se debe verificar que sea mayor al valor mínimo

$$f_{cv} = \frac{0.075}{1.5} \cdot 1.7352^{3/2} \cdot 25^{1/2} \cdot 10 = 5.67 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{cu} = 5.67 \cdot 12 \cdot 37 = 2515.69 \text{ Kg}$$

Por lo tanto la contribución del hormigón es 2516 Kg y hasta $V_d = 5304$ Kg faltan 2788.31 Kg. Esta contribución la tiene que aportar el armado transversal:

$$V_{su} = 2788.31 \text{ Kg}$$

El cortante máximo de agotamiento por compresión del alma V_{u1} es:

$$V_{u1} = 0.3 \cdot 166.67 \cdot 12 \cdot 37 = 22200$$

Dado que $V_{cu} < V_d \leq V_{u1}$ se debe determinar la armadura transversal necesaria correspondiente al esfuerzo cortante residual V_{su} :

La sección de armado transversal por unidad de longitud de la viga se obtiene con 3.19

$$A_T = \frac{2788.31 \cdot 10}{0.9 \cdot 37 \cdot 10 \cdot 365.21} = 0.20 \frac{mm^2}{mm}$$

Calculando la cuantía geométrica mínima con 3.2 se tiene:

$$A_{t_{\min}} = \frac{2.265}{7.5} \cdot \frac{12 \cdot 10}{365.21} = 0.11 \frac{mm^2}{mm}$$

Por lo tanto la cuantía necesaria a cortante es $A_{t_{nec}} = 0.20 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Si se disponen estribos simples de diámetro $\Phi 6$, la separación es:

$$s_t = \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 6^2 \right)}{0.20} = 220 \text{ mm} = 22 \text{ cm}$$

Por lo tanto se obtienen estribos de $\Phi 6 \text{ c}/22 \text{ cm}$.

Mediante CYPECAD se obtiene $\Phi 6 \text{ c}/19 \text{ cm}$.

En la figura 5.3 se muestra el armado

5.5.1. Dimensionamiento de vigas

El dimensionamiento a continuación descrito se realizó para la viga de borde del tramo 7-8 de la figura 5.2.

5.5.1.1. Armado a flexión positiva

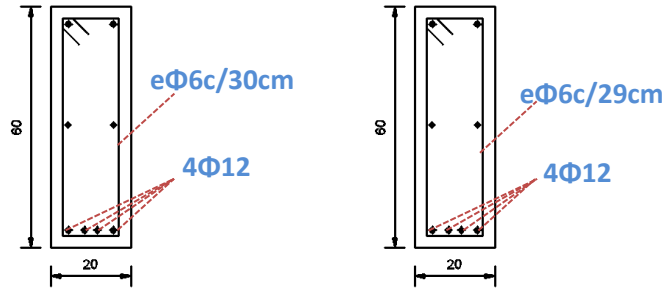
El momento flector máximo de cálculo $M_d^+ = 5371 \text{ Kg.m}$

$$\mu_d = \frac{5371 \cdot 100}{20 \cdot 57^2 \cdot 166.67} = 0.0496 < 0.2961$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0496} = 0.051 \quad A_{scal} = 0.051 \cdot 20 \cdot 57 \cdot \frac{166.67}{3652.17} = 2.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.0033 \cdot 20 \cdot 60 = 3.96 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la armadura necesaria es de 3.96 cm^2 se dispondrá $4\Phi 12$, mediante el programa CYPECAD se determinó la misma cuantía $4\Phi 12$.



Método del emparrillado CYPECAD

Figura 5.6 Armado de vigas a flexión positiva

5.5.1.2. Armado a flexión negativa

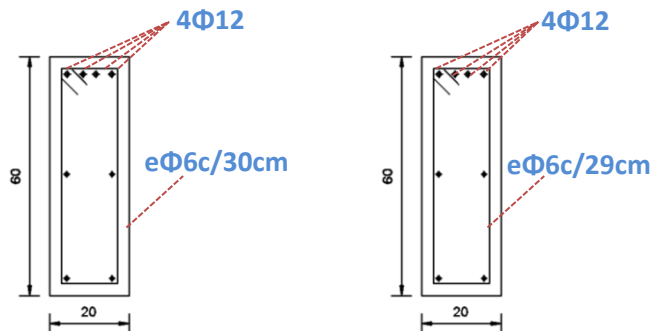
Momento en nudo 8: $M_d = 6860 \text{ Kg.m}$ $\mu_d = \frac{6860 \cdot 100}{20 \cdot 57^2 \cdot 166.67} = 0.0633 < 0.2961$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0633} = 0.0655 \quad A_{scal} = 0.0655 \cdot 20 \cdot 57 \cdot \frac{166.67}{3652.17} = 3.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0033 \cdot 20 \cdot 60 = 3.96 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la armadura necesaria es 3.96 cm², se dispondrá 4Φ12, con el programa CYPECAD se determinó la misma cuantía 4Φ12. Dado que la viga tiene una altura de 60 cm, es necesario colocar armadura de piel igual a:

$$A_s = \frac{0.05 \cdot 20 \cdot (2 \cdot 57 - 60)}{100} = 0.54 \text{ cm}^2 \quad 1\Phi10 \text{ en cada cara de la sección.}$$



Método del emparrillado CYPECAD

Figura 5.7 Armado de vigas a flexión negativa

5.5.1.3. Armado a cortante

El cortante máximo a una distancia d de la cara del apoyo para la viga del tramo 7-8 es de $V_d = 6635 \text{ Kg}$

Para obtener el esfuerzo cortante absorbido por el hormigón, se calcula previamente:

$$\rho_1 = \frac{2.26}{12 \cdot 57} = 0.002 \quad \xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{370}} = 1.7352$$

$$f_{cv} = \frac{0.15}{1.5} \cdot 1.7352 \cdot (100 \cdot 0.002 \cdot 25)^{1/3} \cdot 10 = 2.96 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{cu} = 2.96 \cdot 30 \cdot 37 = 3372.63 \text{ Kg}$$

Por lo tanto la contribución del hormigón es 3372.63 Kg y hasta $V_d = 6935 \text{ Kg}$ faltan 3262.37 Kg. Esta contribución la tiene que aportar el armado transversal:

$$V_{su} = 3262.37 \text{ Kg}$$

El cortante máximo de agotamiento por compresión del alma V_{u1} es:

$$V_{u1} = 0.3 \cdot 166.67 \cdot 20 \cdot 57 = 57000$$

Dado que $V_{cu} < V_d \leq V_{u1}$ se debe determinar la armadura transversal necesaria correspondiente al esfuerzo cortante residual V_{su} :

La sección de armado transversal por unidad de longitud de la viga se obtiene con 3.19

$$A_r = \frac{3262.37 \cdot 10}{0.9 \cdot 57 \cdot 10 \cdot 365.21} = 0.1741 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Calculando la cuantía geométrica mínima con 3.2 se tiene:

$$A_{t \min} = \frac{2.265}{7.5} \cdot \frac{20 \cdot 10}{365.21} = 0.19 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Por lo tanto la cuantía necesaria a cortante es $A_{t \text{ nec}} = 0.19 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Si se disponen estribos simples de diámetro $\Phi 6$, la separación es:

$$s_t = \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 6^2 \right)}{0.19} = 300mm = 30cm$$

Según la norma la separación s_{trans} entre planos de estribos debe cumplir con las condiciones indicadas en 4.2.2

$$6635 < 0.2 \cdot 57000 = 11400$$

$$s_{trans} \leq 0.75 \cdot 57 = 42$$

Por lo tanto se usaran estribos de $\Phi 6c/30cm$, mediante CYPECAD se obtiene $\Phi 6c/29cm$.
Figuras 5.5 y 5.6.

5.5.1.4. Armado a torsión

El torsor de diseño para viga del tramo 8-7 es: $T_d = 52403.3 \text{ Kg.cm}$

Se calcula el espesor eficaz t , el área eficaz de cálculo A_e y el perímetro U_e

$$t \leq \frac{60 \cdot 20}{2 \cdot (60 + 20)} = 7.5 \leq 6 \quad t = 6cm$$

$$A_e = (60 - 6) \cdot (20 - 6) = 756cm^2$$

$$u_e = 2 \cdot (60 - 6) + 2 \cdot (20 - 6) = 136cm$$

Verificaciones a efectuar:

Momento torsor resistido por las bielas comprimidas del hormigón:

$$T_{u1} = 0.6 \cdot 0.75 \cdot 166.67 \cdot 756 \cdot 6 = 340200 \text{ Kg.cm}$$

$$52403.3 < 340200 \text{ Cumple}$$

Por lo tanto se comprueba que el hormigón resiste por si sólo los esfuerzos de torsión.

5.5.2. Dimensionamiento de columnas

Se realizará la verificación para la columna C36 desde el nivel +0 hasta el nivel +3.9

Dimensiones: 30x40 cm, $L_o=3.5$ m, $I=160000$ cm⁴, $A=1200$ cm²

Esfuerzos en la base: $N_d=188400$ Kg, $M_{xd}=1776$ Kg.m, $M_{yd}=3741$ Kg.m

a) Dimensionamiento de armaduras

Los esfuerzos adimensionales para la base de la columna son:

$$\nu = \frac{188400}{1200 \cdot 166.67} = 0.942 \quad \beta = 0.5$$
$$\mu_x = \frac{1776 \cdot 100}{166.67 \cdot 30 \cdot 40^2} = 0.0222 \quad \mu_y = \frac{3741 \cdot 100}{166.67 \cdot 40 \cdot 30^2} = 0.0624$$
$$\mu = 0.0624 + 0.5 \cdot 0.0222 = 0.073$$

Por lo tanto el momento concomitante es:

$$M_d = 0.073 \cdot 40 \cdot 30^2 = 440700 \text{ Kg.cm}$$

Con lo que el problema queda reducido a uno de flexión compuesta recta:

$$U_o = 166.67 \cdot 40 \cdot 27 = 180000 \text{ Kg}$$

Como $N_d = 188400 > 0.5 \cdot 180000 = 90000$ el problema corresponde al caso 3 del apartado 3.6

$$m_1 = (188400 - 90000) \cdot (27 - 3') = 2361600$$

$$m_2 = 0.5 \cdot 188400 \cdot (27 - 3) - 440700 - 0.32 \cdot 180000 \cdot (27 - 2.5 \cdot 3') = 696900$$

$$\alpha = \frac{0.48 \cdot 2361600 - 0.375 \cdot 696900}{2361600 - 696900} = 0.52$$

Se debe comprobar que α no sea menor que: $\alpha = 0.5 \left[1 - \left(\frac{3}{27} \right)^2 \right] = 0.499$

Por lo tanto:

$$Us1 = Us2 = \frac{440700}{27-3} + \frac{188400}{2} - 0.52 \cdot \frac{180000 \cdot 27}{27-3} = 7262.5Kg$$

$$A_{s2} \geq \frac{7262.5}{3652.17} = 1.99cm^2$$

Cuantía mecánica mínima: $A_{total} \geq 0.1 \cdot \frac{188400}{3652.17} = 5.22cm^2$

Cuantías mecánicas máximas: $A \geq 30 \cdot 40 \cdot \frac{166.67}{3652.17} = 54.76cm^2$

Cuantía geométrica mínima: $A_{total} \geq 0.004 \cdot 30 \cdot 40 = 4.8cm^2$

Se establece un armado de un armado de $6\Phi 12 = 6.79cm^2$

El armado transversal empleara estribos $\Phi 6$ (cuyo diámetro es superior a $\frac{1}{4}$ del de los longitudinales), y la separación no será superior al menor de los valores siguientes:

$$15 \Phi = 18 \text{ cm}; 30; 24$$

Por lo tanto los cercos se separan 18 cm. El armado se muestra en la figura 5.8.

Mediante el análisis por CYPECAD se obtuvieron los mismos resultados.

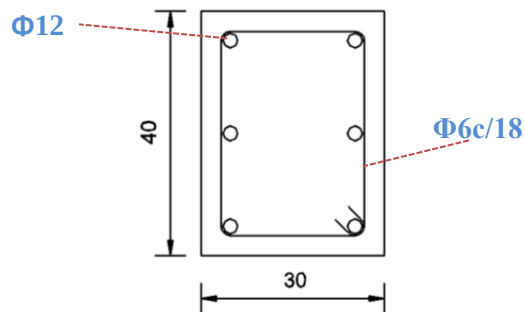


Figura 5.8 Armado columna

5.5.1. Dimensionamiento de zapatas

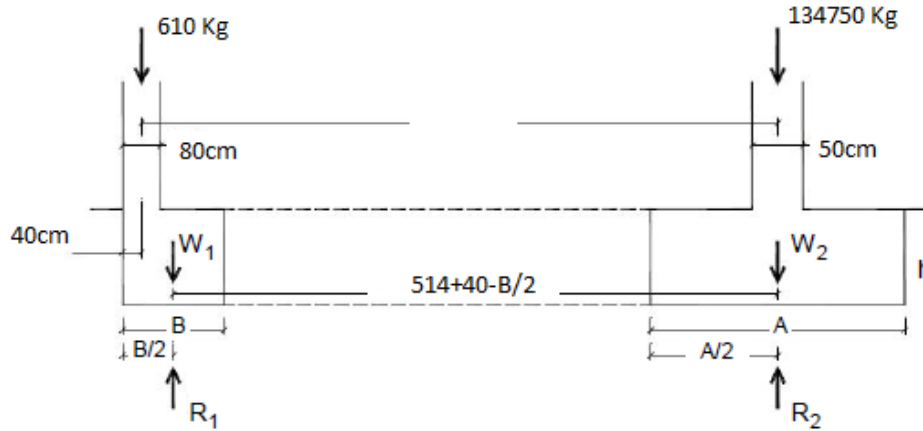


Figura 5.9 Cargas en zapatas

Como los pesos de las zapatas (W_1 y W_2) dependen de sus dimensiones, se procederá a realizar un tanteo sin considerar el peso propio y asumiendo que la zapata excéntrica recibe una carga de un 40% mayor que la que deposita la columna sobre ella.

$$\frac{1.4 \cdot N1k}{B \cdot L} \leq \Gamma_{adm} \quad \text{Si: } L=2B$$

$$B = \sqrt{\frac{1.4 \cdot N1k}{2 \cdot \Gamma_{adm}}} = \sqrt{\frac{1.4 \cdot 610}{2 \cdot 1}} = 20.52cm \approx 30cm \quad L \approx 60cm$$

Dado que las dimensiones de la columna son de 30x80 se tomará $B=105cm$; $L=80cm$

Se tomará un canto de 50 cm. La ecuación de equilibrio para momentos respecto a la vertical de $N2k$ queda así:

$$(610 \cdot 5.14) + [(1.05 \cdot 0.8 \cdot 0.5 \cdot 2400) \cdot (5.14 + 0.4 - 0.525)] = R1 \cdot (5.14 + 0.4 - 0.525)$$

$R1=1633.20Kg$ que deberá cumplir:

$$\frac{R1}{B \cdot L} \leq \Gamma_{adm} \quad \frac{1633.20}{105 \cdot 80} = 0.19$$

Nótese que el equilibrio incluye un aumento de $R1=1633.20=610+1008+15.2$

Se tantea la zapata centrada para una carga un 10% mayor prevista:

$$\frac{1.1 \cdot N1k}{A^2} \leq \Gamma_{adm} \quad A = \sqrt{134750 \cdot 1.1} = 385cm \approx 390cm$$

El canto mínimo para zapata rígida sería de 85cm. Se va a emplear un canto de 90 cm.

Comprobando la tensión vertical con el peso de la zapata interior:

$$\frac{(134750 + 3.9 \cdot 3.9 \cdot 0.90 \cdot 2400)}{3.9 \cdot 3.9 \cdot 100^2} = 1.10 > \Gamma_{adm}$$

Es imprescindible aumentar el lado, probando con 4.1x4.1x0.9

$$\frac{(139663 + 4.1 \cdot 4.1 \cdot 0.90 \cdot 2400)}{4.1 \cdot 4.1 \cdot 100^2} = 0.99 < \Gamma_{adm}$$

El equilibrio implica una disminución de $R2=169294.8=139663+39938.4-5393.6$

$$R1=16118Kg; R1=174207.8Kg$$

Luego de esta comprobación puede admitirse que la zapata de medianería se halla apoyada en la viga centradora, por lo que el cálculo a flexión se realizó como en el caso de zapatas de continuas y se obtuvo una armadura de $\Phi 12c/22cm$ para ambas direcciones.

En el caso de la zapata interior el cálculo se realizó como una zapata aislada obteniendo así $\Phi 20c/22cm$ para la dirección longitudinal y $\Phi 20c/22cm$ para la dirección transversal

5.5.2. Verificación de deflexiones

Con el fin de comparar las deflexiones obtenidas tanto para los forjados sin vigas como para los con vigas se calcularon las deflexiones máximas obtenidas en cada piso tanto para bandas centrales y vigas

Vigas	Tramo	Ft (cm)	L (cm)	Fadm (cm)	Verificación
VP1	8--7	0,13	745	1,49	Verifica
VP1	7--6	0,17	758	1,52	Verifica
VP2	B72-P45	0,08	514	1,03	Verifica
VP4	P45-P44	0,15	505	1,01	Verifica
VP5	A-B	0,05	514	1,03	Verifica
VP5	C-D	0,09	576	1,15	Verifica
VP5	D-E	0,14	820	1,64	Verifica

Bandas centrales

Banda	Tramo	Ft (cm)	L (cm)	Fadm (cm)	Verificación
BC6	A-B	0,22	514	2,06	Verifica
BC5	A-B	0,27	514	2,06	Verifica
BC6	B-D	0,67	745	2,98	Verifica
BC5	B-D	0,50	745	2,98	Verifica
BC7	D-E	0,41	352	1,41	Verifica
BC6	D-E	0,56	745	2,98	Verifica
BC5	D-E	0,48	758	3,03	Verifica

6. Comparación Técnica Económica

6.1.Presupuesto general

En el siguiente cuadro se puede observar el presupuesto requerido en cada uno de los tipos de forjados en estudio:

Modelo Estructural	Presupuesto general (Bs)	Precio/m2 (\$/m2)
Estructura con forjado reticular sin vigas peraltadas	13.402.537,49	272
Estructura con forjado reticular con vigas peraltadas	11.923.855,62	242

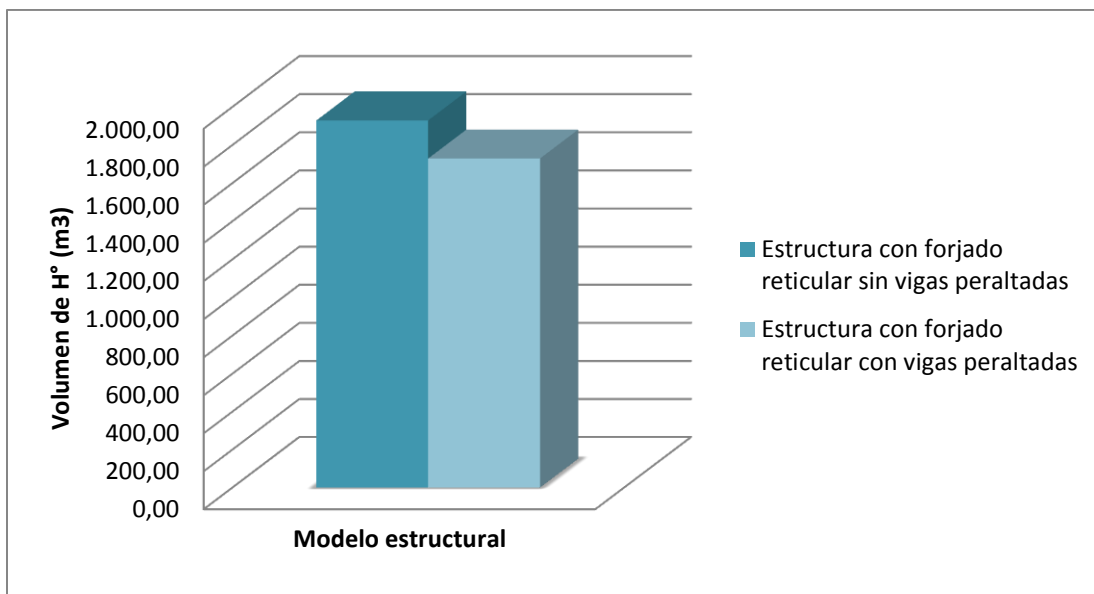
Lo cual genera una diferencia de aproximadamente un 11% entre ambas estructuras.

6.2.Volumen de hormigón

A continuación se muestra las cantidades de hormigón desglosadas por ítems que son necesarias en ambas estructuras:

Ítem	Volumen de hormigón (m3)	
	Forjado reticular sin vigas	Forjado reticular con vigas
Zapata de H° A°	361,77	340,79
Vigas de cimentación de H° A°	40,89	43,39
Losa maciza de H° A°	28,88	28,88
Escaleras de H° A°	15,28	15,28
Columna de H° A°	132,77	132,77
Vigas de H° A°	127,77	275,89
Muros de H° A°	133,90	133,90
Forjado reticular H=40 cm	580,47	757,85
Abaco forjado reticular H=40cm	506,67	0,00
Total	1.928,40	1.728,75

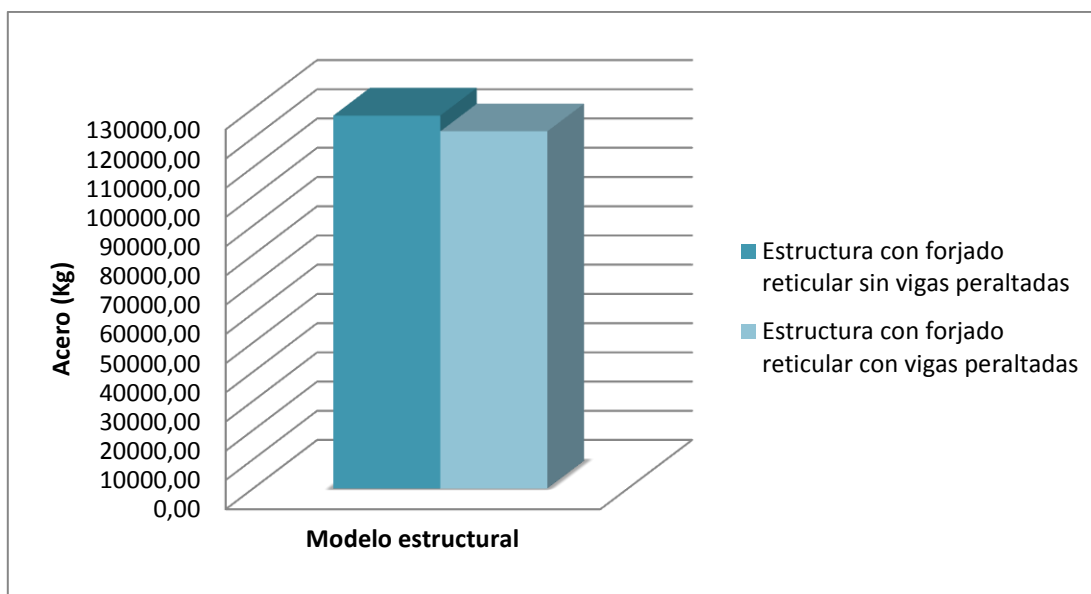
Con los resultados obtenidos se tiene una diferencia del 10%



6.2.1. Cantidad de acero

Acero de refuerzo	Forjado reticular sin vigas (Kg)	Forjado reticular con vigas (Kg)
Cimentación	17749,00	17065,00
Escaleras	1271,00	1271,00
Muro	11201,00	10218,00
Columnas	12701,00	12281,00
Armadura long. Inferior	16015,00	15726,00
Armadura long. Superior	15389,00	12978,00
Armadura trans. Inferior	15329,00	13060,00
Armadura trans. Superior	16603,00	13800,00
Ábacos	10914,71	0,00
Vigas	10451,00	25817,00
Total	127623,71	122216,00

Se observa que existe una diferencia de 4.2% en la cantidad de acero entre ambas estructuras



6.3.Costo de mano de obra

En el siguiente cuadro se presenta una comparación entre el presupuesto para la mano de obra calificada y mano de obra no calificada:

Modelo Estructural	Presupuesto de la M.O.C y M.O.N.C (Bs)
Estructura con forjado reticular sin vigas peraltadas	2.753.029,05
Estructura con forjado reticular con vigas peraltadas	2.510.953,86

Con lo que se obtiene una diferencia del 9%

6.4.Plazos de ejecución

En lo referente al plazo, se ha considerado entre las diferencias que supone el realizar forjados con vigas y forjados sin vigas, como se observa en los párrafos anteriores los forjados sin vigas acarrear mayor volumen de trabajo en obra, sin embargo los forjados con vigas requieren un encofrado más elaborado, considerando ambos parámetros se define el cronograma de ejecución para las dos estructuras ANEXO VI disponiendo 4 cuadrillas para la ejecución de la obra, los resultados se muestran a continuación:

- ❖ Estructura con forjados reticulares sin vigas peraltadas= 333 días hábiles
- ❖ Estructura con forjados reticulares con vigas peraltadas= 308 días hábiles

Existe una diferencia del 7.5%

6.5. Análisis de deflexiones

En base a las deflexiones obtenidas en los puntos 4.8.6 y 5.5.2 para ambas estructuras se tiene que:

Banda	Tramo	Flecha forjado sin vigas peraltadas (cm)	Flecha forjado con vigas peraltadas (cm)
BC6	A-B	0,27	0,22
BC5	A-B	0,31	0,27
BC6	B-D	0,55	0,47
BC5	B-D	0,62	0,50
BC7	D-E	0,45	0,41
BC6	D-E	0,59	0,56
BC5	D-E	0,51	0,48

Las deformaciones totales en los forjados sin vigas peraltadas, bajo cargas gravitacionales, son mayores que en los forjados con vigas peraltadas, esto se debe a la carencia de una adecuada inercia, lo cual genera una diferencia aproximada del 12% entre flechas de ambas estructuras.

6.6. Análisis de solicitaciones

Si bien las deformaciones brindan pistas sobre el comportamiento de los forjados, son las solicitaciones el mejor indicador de la manera como trabajan ambas estructuras.

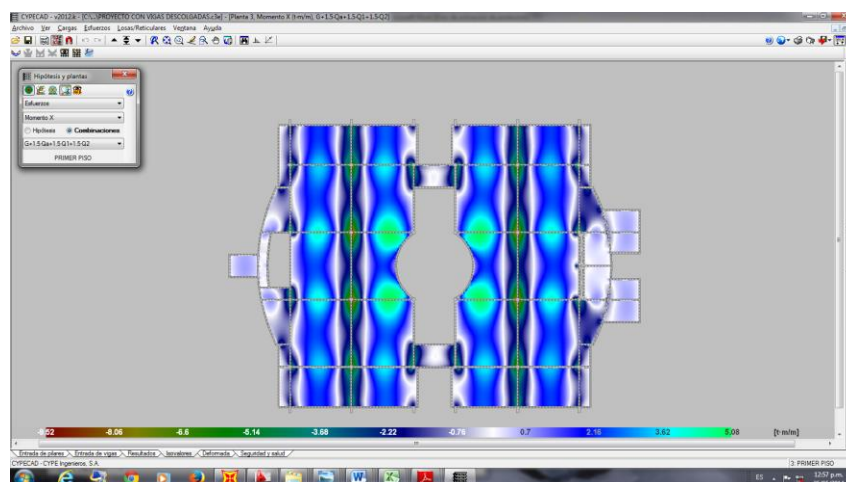


Figura 6.1 Momentos flectores en la dirección X del forjado con vigas peraltadas

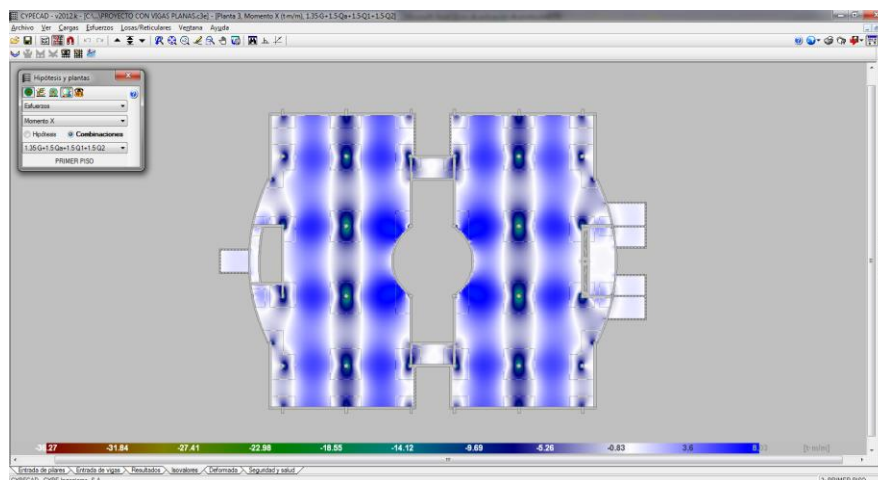


Figura 6.2 Momentos flectores en la dirección X del forjado sin vigas peraltadas

Como se puede distinguir, para cargas gravitacionales las gráficas de isovalores en forjados con vigas peraltadas son totalmente diferentes a las de los forjados sin vigas, en estos últimos se presenta una mayor concentración de momentos flectores negativos encima de las columnas y mayores momentos flectores positivos en las bandas centrales, para los forjados con vigas se presentan mayores momentos positivos en la franjas de columnas, lo que genera una disminución de los momentos negativos encima de las columnas.

6.7.Cuadros comparativos

Con el fin de sintetizar la información y presentar de una forma más clara las similitudes y diferencias que existen entre los tipos de forjado del estudio, se presenta a continuación unos cuadros comparativos en lo referente al estudio técnico y económico:

	Estudio económico	
	Estructura con forjado reticular sin vigas peraltadas	Estructura con forjado reticular con vigas peraltadas
Volumen de hormigón	Al no contar con vigas se necesita la disposición de ábacos lo cual genera estructuras más pesadas y con mayores dimensiones	El uso de vigas genera estructuras más esbeltas de menor volumen
Cantidad de acero	Existen mayores solicitaciones y la presencia de los ábacos hace necesario mayores cantidades de acero	Las vigas necesitan estar fuertemente armadas, pero su presencia disminuye los esfuerzos y por ende la cantidad de acero en el forjado
Mano de obra	Al tener mayores volúmenes se requiere mayor mano de obra lo que genera mayores gastos	El coste de la mano de obra es menor
Coste general de la obra	Estructuras más caras	Estructuras más económicas

	Estudio Técnico	
	Estructura con forjado reticular sin vigas peraltadas	Estructura con forjado reticular con vigas peraltadas
Proceso de calculo	Requiere mayor tiempo y más cuidado en el momento se realizar el dimensionamiento de la estructura	Su cálculo estructural es más sencillo
Mano de obra	Requiere mano de obra calificada	Requiere mano de obra calificada
Plazo de ejecución	Al tener mayores volúmenes de obra necesita mayor tiempo de ejecución	Al tener menores volúmenes de obra necesita menor tiempo de ejecución
Proceso constructivo	En cuanto al armado presentan ciertas complejidades en los ábacos al tener grandes cantidades de armadura, el encofrado es más sencillo	El proceso de encofrado requiere mayor tiempo por la presencia de vigas de peralte
Deflexiones	Mayores deflexiones	La presencia de vigas de gran rigidez disminuye las deflexiones
Solicitaciones	Mayores momentos positivos en las bandas centrales y mayores momentos negativos encima de las columnas	Menores momentos positivos en las bandas centrales y menores momentos negativos encima de las columnas
Luces	Presentan resultados óptimos en luces de 5-7 m	Presentan resultados óptimos en luces de 7-9 m
Acción ante sismo	No se aconseja en lugares con riesgo de sismo	Tienen buen comportamiento en zonas sísmicas
Arquitectura	Proporcionan estructuras con mayor estética, multifuncionales, adaptables a cualquier necesidad presente y futura	La presencia de vigas de gran peralte resta estética a los espacios, condiciona la disposición de columnas y tabiquería

7. Conclusiones y recomendaciones

7.1. Conclusiones

Las conclusiones que a continuación se exponen se obtuvieron de un análisis realizado en ambas estructuras en su totalidad, considerando el comportamiento de los forjados desde el punto de vista de las deformaciones como del de las solicitaciones, la metodología empleada para el diseño, el costo de las estructuras, aspectos técnicos y arquitectura.

- ❖ Se aplicó correctamente un método más (método del emparrillado de vigas) para analizar este tipo de estructura resuelta mediante forjados reticulares, ya que al modelar y calcular las mismas mediante CYPECAD y SAP2000 V.14, se pudo ver el comportamiento de cada elemento desde los ábacos hasta las nervaduras en forma independiente, las diferencias logradas entre ambos programas se hallan alrededor del 15%, con lo cual se concluye que mediante la resolución de la estructura como un emparrillado espacial de vigas se consigue un armado más eficiente.
- ❖ Al no obtener el permiso para realizar el estudio de suelos en el sitio de emplazamiento, se utilizaron estudios cercanos al lugar y para proporcionarle a la estructura un margen de seguridad se diseñó la fundación de la misma con una resistencia de 1 Kg/cm², esta se encuentran a 5.2 m de profundidad, formada por zapatas aisladas unidas mediante vigas de arriostre cuya función de soportar momentos generados por excentricidades de carga permitió reducir las dimensiones de las zapatas y además asegurar un buen comportamiento de la estructura ante sismos y asentamientos estructurales cuyo cálculo se muestra en el ANEXO VII.
- ❖ El comportamiento estructural en los forjados reticulares con vigas peraltadas es muy diferente al comportamiento de los forjados sin vigas peraltadas.
- ❖ Las deformaciones en las vigas embebidas son comparables a las deformaciones en el forjado, mientras que las deformaciones en las vigas peraltadas son menores en las losas, es decir según se aumenta la rigidez de las vigas más carga se va llevando, pasando la viga a comportarse como un apoyo y no como parte del forjado.
- ❖ Los forjados reticulares sin vigas peraltadas soportan muy bien las cargas gravitacionales pero son extremadamente flexibles ante cargas laterales, al contrario de

los forjados reticulares con vigas peraltadas son una buena solución en zonas sísmicas ya que proporcionan mayor rigidez a la estructura.

- ❖ La misión fundamental de los ábacos es resistir el esfuerzo a punzonamiento que se concentra alrededor de la columna de apoyo. Los ábacos al tener la sección macizada, soportan mejor el punzonamiento y el momento negativo que también se concentra en la zona, en definitiva es poner más sección donde hay más esfuerzo, mientras que en los forjados con vigas peraltadas no es necesario colocar ábacos.
- ❖ Los ábacos proporcionan una gran rigidez a la estructura haciendo que esta trabaje en forma conjunta, es decir en el caso de que se presenten fuertes cargas móviles a lo largo de la vida útil del edificio estos ayudan a redistribuir esta carga de manera que la estructura no sufra mayores deformaciones, en cambio en los forjados con vigas peraltadas se tendría que hacer un análisis previo ya que puede ser que se presenten fisuraciones.
- ❖ Se demostró que con forjados reticulares sin vigas peraltadas se necesita mayor volumen de hormigón y mayor cantidad de acero, lo cual genera que este sea más caro en comparación al forjado reticular sin vigas peraltadas, obteniendo una diferencia del 11% en los costos de las dos estructuras.
- ❖ Comparando la mano de obra se determinó que existe una diferencia aproximada el 9%, este se debe a que el forjado con vigas presenta mayores volúmenes de ejecución.
- ❖ Desde el punto de vista arquitectónico los forjados sin vigas peraltadas nos proporcionan superficies adaptables a cualquier transformación futura, los techos planos son agradables a la vista, no condicionan los espacios, haciendo posible cualquier distribución de la tabiquería, caso contrario a lo que ocurre en los forjados con vigas peraltadas, que en una medida son más versátiles que las losas con viguetas pero menos que los forjados reticulares con vigas planas.
- ❖ En definitiva se determinó que la mejor opción para el edificio del nuevo mercado Bolívar es la resolución de este mediante forjados reticulares con vigas peraltadas, ya que es más económico y proporciona estructuras más esbeltas, a pesar de que arquitectónicamente la presencia de vigas le resta estética, esta al ser una estructura destinada para ser un mercado la estética se la aprecia como un todo.

7.2.Recomendaciones

- ❖ Definir un canto adecuado para el forjado reticular es de gran trascendencia, ya que de ello depende el correcto funcionamiento de la estructura, se aconseja utilizar la relación $L/25$ y no la aconsejada por la norma de $L/28$, ya que esta lo hace teniendo como premisa estructuras moduladas con luces entre 5-6m.
- ❖ Para la determinación de esfuerzos del forjado reticular mediante el emparrillado de vigas se aconseja modelar la estructura considerando las columnas, en lugar de un emparrillado plano, ya que se debe recordar que una estructura trabaja como un todo y es necesario tomarlas en cuenta para el diseño.
- ❖ En el caso de forjados sin vigas se debe tener especial cuidado en la disposición de los huecos, es decir se debe tratar de que estos se encuentren a una distancia de al menos 6d de las columnas, ya que caso contrario reducen considerablemente la resistencia a punzonamiento de los ábacos.
- ❖ En el caso de presentar forjado reticular apoyado en un muro de sótano es aconsejable macizar la primera línea de casetones.
- ❖ Si se desea proyectar estructuras con luces de alrededor 7 a 8 metros, pero a la vez se desea economizar gastos la mejor opción es el forjado reticular con vigas peraltadas, pero si lo que prevalece es la arquitectura la mejor opción es el forjado reticular sin vigas peraltadas.
- ❖ Es recomendable que la mano de obra para la ejecución de una estructura resuelta mediante forjados reticulares sea mano de obra calificada.
- ❖ Los forjados reticulares son vigas peraltadas son recomendables para lugares donde sea importante la estética ante todo, como ser edificios de departamentos, oficinas, etc. Mientras que los forjados reticulares con vigas son recomendables para lugares amplios donde no existe mucha tabiquería, como ser mercados, supermercados, aeropuertos, centros comerciales, etc.