

1. ANTECEDENTES

1.1 Introducción

Para la realización de un proyecto de construcción se pueden utilizar diferentes sistemas constructivos, los cuales son determinados por la empresa según costos y rendimientos.

En Bolivia, para la ejecución de obras importantes, se utiliza el sistema constructivo tradicional, el mismo que toma sus tiempos considerando el tamaño del proyecto, la época en la que se construye, la cantidad de hormigones que requiere y la cantidad de obras especiales que se necesitan. Todos estos aspectos hacen que una construcción para uso de cualquier comunidad tome un tiempo mínimo de un año y medio.

Por lo que los proyectos que se ejecuten con este sistema no sean de requerimiento inmediato. Hecho que contradice con la realidad de nuestro medio donde el Estado y todos sus organismos ejecutores no cuentan con espacios adicionales y tienen que reciclar las infraestructuras existentes perjudicando el normal desarrollo de sus actividades.

Este caso se aplica a la comunidad de Santa Ana La Nueva, cuya unidad educativa ha rebasado su capacidad a raíz de un fuerte incremento en su población estudiantil.

El Estado actualmente no cuenta con un espacio nuevo planificado para la construcción de otra infraestructura, por lo que la reutilización de sus espacios con la construcción de una nueva infraestructura significaría el perjuicio mínimo de un año y medio para sus usuarios.

Con el siguiente proyecto se pretende llevar a cabo el diseño estructural de la unidad educativa Santa Ana la Nueva y determinar si la aplicación de vigas prefabricadas en la construcción de esta estructura constituye una respuesta competitiva en aquellos casos en que el plazo de construcción tenga una incidencia alta en el costo y se requiera soluciones urgentes.

1.2 El Problema

1.2.1 Planteamiento

Para la ejecución de obras importantes en nuestro país, se utiliza el sistema constructivo tradicional, el mismo que toma sus tiempos considerando el tamaño del proyecto, la época en la que se construye, la cantidad de hormigones que requiere y la cantidad de obras especiales que se necesitan. Todos estos aspectos hacen que una construcción para uso de cualquier comunidad tome un tiempo mínimo de un año y medio.

Lo que significa que los proyectos que se ejecuten con este sistema no son de requerimiento inmediato. Hecho que contradice con la realidad de nuestro medio donde el Estado y todos sus organismos ejecutores no cuentan con espacios adicionales y tienen que reciclar las infraestructuras existentes perjudicando el normal desarrollo de sus actividades.

Este caso se aplica a la comunidad de Santa Ana La Nueva, cuya Unidad Educativa fue fundada el año 2002 con apenas 40 estudiantes, contando únicamente con educación inicial y primaria. Hoy en día cuenta con 310 estudiantes, por lo que su capacidad ha sido rebasada a raíz de este fuerte incremento en su población estudiantil debido al crecimiento poblacional de la comunidad y a la migración de comunidades aledañas.

El Estado actualmente no cuenta con un espacio nuevo planificado para la construcción de otra infraestructura, por lo que la reutilización de sus espacios con la construcción de una nueva infraestructura significaría el perjuicio mínimo de un año y medio para sus usuarios.

De no solucionarse este problema a la brevedad posible:

- El Estado no va a poder atender oportunamente a los requerimientos de la sociedad en su conjunto, ocasionando un perjuicio en el normal desarrollo de las actividades de la infraestructura a intervenir.
- Se va a tener la necesidad de ampliar el gasto público para la compra de nuevos terrenos para proyectos nuevos.

- Se tendrá infraestructuras funcionando en un estado de hacinamiento.

1.2.2 Formulación

Para la realización de un proyecto de construcción se pueden utilizar diferentes sistemas constructivos, los cuales son determinados por la empresa según costos y rendimientos. Todo procedimiento constructivo está influenciado por 3 factores principales, como ser la mano de obra, los materiales y los equipos o maquinarias. La mano de obra ocupa un lugar muy importante en la planificación de la ejecución de la obra, pues de ella depende el rendimiento y la rapidez en los trabajos de construcción. Esta se estima en base al procedimiento constructivo que se utilizará y se deberá determinar en la planificación, la cantidad y calidad de mano de obra que se requerirá para la ejecución de cada etapa de la obra así como también las etapas en que se necesite de mano de obra especializada. Los materiales, la elección del material está condicionada por los siguientes factores: cualidades estéticas apropiadas, aptitud para el trabajo que ha de soportar, resistencia a los agentes agresivos y el costo. Existen otros determinantes para la selección del material que también deben ser considerados tales como: accesibilidad para la obtención del material, factor económico, características del lugar en que se va a construir, etc. La cantidad y el tipo de equipo y maquinaria se determinan de acuerdo al procedimiento constructivo a emplear en la ejecución de un proyecto.

En nuestro país son poco utilizadas nuevas tecnologías y sistemas que permitirían acortar los plazos de construcción y probablemente reducir los costos de los proyectos, esto debido principalmente a la mayor inversión que implicaría utilizar nuevos sistemas, tanto por la tecnología empleada como por la mano de obra especializada necesaria, y en menor manera a la desconfianza y desinformación sobre estas nuevas técnicas constructivas.

Sin embargo, en los últimos años ha habido adelantos a nivel mundial en todo lo referente a estructuras prefabricadas, debido a que éstas presentan algunas ventajas, la más notable de ellas, su velocidad de construcción, la cual se traduce en una puesta en servicio más temprana de la estructura. Este tipo de estructuras, si bien en un principio pueden tener costos directos mayores, posteriormente el uso masificado

de este sistema constructivo representará un ahorro importante en intereses y una devolución más rápida de la inversión, gracias a su velocidad de construcción, pudiendo llegar a ser inclusive más convenientes que una estructura hecha en sitio.

1.2.3 Sistematización

La elección del sistema a utilizar se realiza teniendo en cuenta el tipo de edificación, el tipo de financiación y las necesidades del usuario. Los diferentes sistemas constructivos no pueden clasificarse en un orden de mejores o peores ya que influyen sus características y la situación en la que serán utilizados.

Realizando un análisis de la Unidad Educativa Santa Ana la Nueva, en donde no se cuenta con un espacio nuevo y se requiere la construcción de una nueva infraestructura a la brevedad posible debido al perjuicio que podría ocasionarse a sus usuarios, se consideran dos métodos constructivos:

- El sistema constructivo tradicional, que es el que se viene empleando a lo largo de décadas.
- Y la construcción con vigas prefabricadas de hormigón armado. Un sistema constructivo con el cual se pretende optimizar al máximo tiempo recursos y energía.

Con la aplicación de vigas prefabricadas se pretende disminuir los plazos de ejecución ya que se pueden solapar etapas de construcción, además que se reduce el número de tareas a realizar en obra, como por ejemplo el apuntalamiento. Con el empleo de vigas prefabricadas se evita el apuntalamiento, lo cual disminuye el tiempo de ejecución, además que se ahorra en encofrados y andamios, lo que también significa un gran aporte al tema del medio ambiente, ya que se disminuye de manera considerable la explotación de la madera.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Realizar el diseño estructural de la Unidad Educativa Santa Ana la Nueva y determinar qué sistema constructivo es el más adecuado para optimizar tiempo y recursos al máximo.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Analizar y definir estados y combinaciones de cargas que generen en los elementos estructurales los máximos esfuerzos.
- Realizar el estudio de sistemas constructivos prefabricados aplicados a la construcción de edificaciones.
- Realizar un estudio a detalle del hormigón armado.
- Diseñar mediante el programa estructural Sap 2000 versión 18.2 cada uno de los elementos del sistema estructural y realizar una verificación manual.
- Seleccionar un tipo de conexión viga-columna.
- Realizar el diseño de las ménsulas de hormigón armado que se emplearán como apoyos de las vigas prefabricadas.
- Comparar el costo de la infraestructura construida de manera tradicional, con el costo de la edificación con vigas prefabricadas y determinar cuál es más rentable.
- Realizar el cronograma de la secuencia de actividades de construcción del edificio con vigas prefabricadas y compararlo con el de la infraestructura común.

1.4 Justificación

Las razones por las cuales se plantea el siguiente proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

1.4.1 Académica

Profundizar los conocimientos adquiridos a lo largo de toda la carrera, en especial en lo que se refiere al tema estructural.

Adquirir nuevos conocimientos en el tema de edificaciones prefabricadas, que aunque hoy en día no es un mercado tan extendido como el de las edificaciones tradicionales en nuestro medio, ha ido adquiriendo cierta popularidad debido a los excelentes resultados que se han obtenido.

1.4.2 Técnica

- Cuando se construye con elementos prefabricados, es posible controlar todo el proceso de producción, de esta manera se puede reducir costos en aprovechamiento de los distintos materiales, y por supuesto una mejor gestión del tiempo invertido en la producción de los distintos módulos.
- Resulta muy sencillo controlar los procesos constructivos y sus tiempos ya que no intervienen otro tipo de condicionantes como son los climatológicos, que en la construcción tradicional son muy determinantes a la hora de poder cumplir los plazos de ejecución.
- Se reduce de manera considerable el daño ambiental.

1.4.3 Social

El diseño estructural de la Unidad Educativa Santa Ana la Nueva beneficiará enormemente a la comunidad de Santa Ana la Nueva, la cual actualmente carece de una Unidad Educativa que pueda albergar el número de niños y adolescentes que posee dicha comunidad.

1.5 Alcance del Proyecto

Con el siguiente proyecto se pretende llevar a cabo el diseño estructural de la Unidad Educativa Santa Ana la Nueva y determinar si la aplicación de vigas prefabricadas en la construcción de esta estructura constituye una respuesta competitiva en aquellos casos en que el plazo de construcción tenga una incidencia alta en el costo y se requiera soluciones urgentes.

La Unidad Educativa Santa Ana la Nueva cuenta con dos plantas cuyo uso será fundamentalmente para salones de clases. El sistema estructural del edificio está conformado por pórticos de hormigón armado, losas nervadas y una armadura de cubierta de madera.

Dado que Tarija es una ciudad de baja sismicidad no se tomaron en cuenta consideraciones especiales para el diseño del mismo.

La estructura se descompone en:

- Zapatas aisladas de hormigón armado
- Columnas de hormigón armado
- Ménsulas cortas de hormigón armado
- Vigas prefabricadas de hormigón armado, en cuyas uniones se emplean conexiones húmedas con el propósito de reducir la sensibilidad frente a la estabilidad horizontal y lograr así una construcción monolítica
- Losas nervadas de hormigón armado
- Escalera de hormigón armado
- Cercha “Howe” de madera

1.6 Ubicación de la Estructura

El proyecto se encuentra ubicado en la comunidad de Santa Ana la Nueva en el Departamento de Tarija, provincia Cercado, Municipio de Tarija.

Figura 1.1: Croquis Ubicación de la Estructura.



Fuente: Secretaria de Obras Públicas y Sevicios del Gobierno Autónomo de la ciudad de Tarija

Con coordenadas: latitud sur $21^{\circ}32'36.31''$ y longitud oeste $64^{\circ}34'40.05''$; a una altitud del nivel del mar de 1.910 metros.

Figura 1.2: Ubicación Unidad Educativa Santa Ana la Nueva



Fuente: Google Earth

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Topografía

La topografía es la ciencia que estudia el conjunto de principios y procedimientos que tienen por objeto la representación gráfica de la superficie terrestre, con sus formas y detalles; tanto naturales como artificiales. Esta representación tiene lugar sobre superficies planas, limitándose a pequeñas extensiones de terreno.

Los mapas topográficos utilizan el sistema de representación de planos acotados, mostrando la elevación del terreno utilizando líneas que conectan los puntos con la misma cota respecto de un plano de referencia, denominadas curvas de nivel, en cuyo caso se dice que el mapa es hipsográfico.

2.2 Estudio de Suelos

De las múltiples clasificaciones existentes, para la realización de este documento se empleó la clasificación de suelos AASHTO.

La American Association of State Highway Officials adoptó este sistema de clasificación de suelos (AASHTO M 145), tras varias revisiones del sistema adoptado por el Bureau of Public Roads de Estados Unidos, en el que los suelos se agrupan en función de su comportamiento como capa de soporte o asiento del firme. Es el sistema más utilizado en la clasificación de suelos en carreteras.

En esta clasificación los suelos se clasifican en siete grupos (A-1, A-2, ..., A-7), según su granulometría y plasticidad. Más concretamente, en función del porcentaje que pasa por los tamices nº 200, 40 y 10, y de los Límites de Atterberg de la fracción que pasa por el tamiz nº 40. Estos siete grupos se corresponden a dos grandes categorías de suelos, suelos granulares (con no más del 35% que pasa por el tamiz nº 200) y suelos limo-arcillosos (más del 35% que pasa por el tamiz nº 200).

La categoría de los suelos granulares; gravas, arenas y zahorras; está compuesta por los grupos A-1, A-2 y A-3, y su comportamiento en explanadas es, en general, de bueno a excelente, salvo los subgrupos A-2-6 y A-2-7, que se comportan como los suelos arcillosos debido a la alta plasticidad de los finos que contiene, siempre que el porcentaje de estos supere el 15%.

2.3 Cargas de Diseño

Las acciones que en general actúan en los edificios son las siguientes:

- Cargas Gravitatorias
- Acción Térmica y/o Reológica:
- Acciones del Terreno:
- Acción del Viento:
- Efecto Sísmico:

En el presente trabajo las acciones adoptadas para el cálculo fueron las cargas gravitatorias y la acción del viento, que se definen a continuación:

- **Cargas Gravitatorias**

Es la carga producida por los pesos que gravitan sobre un elemento resistente, o una estructura, se descompone en carga muerta y sobrecarga.

Carga Muerta: Son las que se mantienen constantes en magnitud y posición durante la vida útil de una edificación, salvo el caso de reforma del edificio. Se descompone en peso propio y carga permanente.

Sobrecarga: Llamadas también cargas vivas, constituyen las cargas de ocupación de las edificaciones. No son constantes ni en magnitud ni en posición durante la vida útil de una edificación. Son muy difíciles de estimar con exactitud por lo que los códigos establecen las mínimas cargas variables que actúan sobre las estructuras.

Sobre un piso, la posición de los objetos cuyo peso constituye la sobrecarga de uso es variable e indeterminada en general. Por esta razón se sustituye su peso por una sobrecarga superficial uniforme.

- **Cargas de Viento**

Es la producida por las presiones y succiones que el viento origina sobre las superficies.

Las cargas de viento de diseño para edificios y otras estructuras se deben determinar siguiendo alguno de los procedimientos siguientes:

Procedimiento Analítico: Para el cálculo de la Presión Dinámica, y para los Coeficientes de Presión y Fuerza; para edificios y otras estructuras que reúnen ciertos requisitos.

Procedimiento Simplificado: Procedimiento mediante el cual el Proyectista o Diseñador Estructural puede seleccionar las presiones de viento directamente sin ningún cálculo cuando el edificio reúne los requisitos para la aplicación de este procedimiento.

2.4 Diseño

El proceso de diseño de un sistema, comienza con la formulación de los objetivos que se pretende alcanzar y de las restricciones que deben tenerse en cuenta. El proceso es cíclico.

Idealmente el objeto del diseño de un sistema es la optimización del sistema, es decir la obtención de todas las mejores soluciones posibles. El lograr una solución óptima absoluta es prácticamente imposible, sin embargo, puede ser útil optimizar de acuerdo con determinado criterio, tal como el costo mínimo; teniendo en cuenta siempre que no existen soluciones únicas sino razonables.

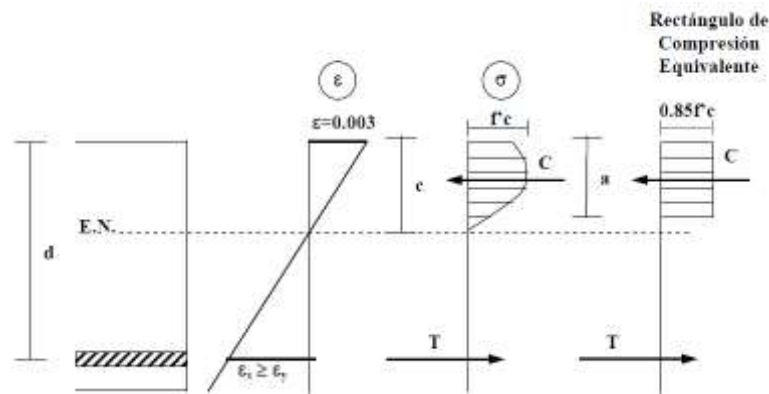
Históricamente, el método de la resistencia última fue el primer método usado para el diseño, debido a que la carga última se podía medir directamente mediante ensayos sin conocer la magnitud ni la distribución de las tensiones internas. A partir de principios de siglo se realizaron ensayos e investigaciones analíticas con el objetivo de desarrollar teorías de diseño basadas en la resistencia última con las cuales se pudiera predecir la carga última medida en los ensayos.

Tanto el hormigón estructural como el acero de las armaduras se comportan inelásticamente a medida que se acercan a la resistencia última. Para los aceros que tienen un punto de fluencia bien definido, el comportamiento inelástico se puede expresar como una relación tensión-deformación bilineal. Para el hormigón es más difícil medir experimentalmente la distribución inelástica de las tensiones y de expresarla en términos matemáticos.

Los aspectos matemáticos del manejo de la curva esfuerzo-deformación del hormigón en la zona comprimida del hormigón sometido a flexión pueden ser complejos, por lo que el Dr. Whitney propuso la utilización de un bloque de compresión rectangular cuya área fuese equivalente a la que queda bajo la curva real, y cuyo centro de gravedad coincidiera aproximadamente con el centro de gravedad de la curva real. La

investigación del Dr. Whitney fue acogida por el ACI y posteriormente adoptada por muchos otros códigos.

Figura 2.1: Rectángulo De Compresión Equivalente Bajo Cargas Últimas



Fuente: Marcelo Romo Proaño-Diseño en Hormigón Armado

La altura del bloque de compresión rectangular equivalente (de acuerdo al modelo de Whitney), para secciones transversales rectangulares, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$a = 0.85 * C$$

Hasta resistencias de 280 Kg/cm², el valor de β_1 es de 0.85, y por cada incremento de resistencia de 70 Kg/cm², β_1 decrece en 0.05, sin bajar de 0.65. Para valores de resistencia intermedios se debe realizar una interpolación lineal.

Los ensayos experimentales han demostrado que el modelo de Whitney es conservador en cuanto al cálculo de la magnitud de la fuerza de compresión, lo que provoca que la verdadera posición del eje neutro sea ligeramente superior a la que aparece en los cálculos. Ese hecho es beneficioso desde el punto de vista de aseguramiento de la ductilidad de las estructuras de hormigón armado.

2.5 Hipótesis de Diseño

Para el diseño de elementos de hormigón armado debe de tenerse en cuenta las siguientes hipótesis:

- **Hipótesis de Diseño 1**

Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón se deben suponer directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

En otras palabras, se asume que las secciones planas normales al eje de flexión permanecen planas luego de la flexión. Numerosos ensayos han confirmado que las deformaciones específicas de una sección transversal de hormigón armado responden a una distribución esencialmente lineal en altura, aún cerca de su resistencia última. Para la armadura, esta hipótesis ha sido verificada mediante numerosos ensayos de elementos comprimidos con carga excéntrica y elementos solicitados exclusivamente a flexión.

- **Hipótesis de Diseño 2**

La máxima deformación utilizable en la fibra comprimida extrema del hormigón se asumirá igual a $\epsilon_u = 0,003$.

Lo que representa una posición conservadora para hormigones de hasta 420 Kg/cm² de resistencia característica (estos hormigones tienen deformaciones unitarias de rotura superiores a 0.003 según los ensayos de laboratorio), y una posición ajustada a los resultados experimentales para hormigones entre 420 Kg/cm² y 560 Kg/cm² de mayor resistencia (en estos hormigones la deformación máxima es del orden de 0.003). Esa deformación máxima podría estar en exceso para hormigones de mayor resistencia, por lo que la especificación debe ser reformulada, mediante una base experimental y matemática, para estos hormigones.

- **Hipótesis de Diseño 3**

La tensión en la armadura F_s por debajo de la tensión de fluencia F_y se tomará como E_s por la deformación específica del acero ϵ_s . Para deformaciones específicas mayores que F_y/E_s , la tensión en la armadura se considerará independiente de la deformación e igual a F_y .

- **Hipótesis de Diseño 4**

En el diseño de los elementos de hormigón armado solicitados a flexión se deberá despreciar la resistencia a la tracción del hormigón.

El concreto tiene una resistencia a la tracción muy pequeña que se agrieta aproximadamente cuando este alcanza un 10% de su resistencia y que no colabora en la capacidad resistente, por lo que se omite en los cálculos de análisis y diseño y se asume que el acero toma toda la fuerza total en tracción.

- **Hipótesis de Diseño 5**

La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón se deberá suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que concuerde en forma sustancial con los resultados de ensayos.

- **Hipótesis de Diseño 6**

Los requisitos de la hipótesis de diseño número 5 se pueden considerar satisfechos con una distribución rectangular de tensiones equivalente en el hormigón definida de la siguiente manera: Se asumirá una tensión en el hormigón de $0,85f_c$ uniformemente distribuida en una zona de compresión equivalente limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia $a = \beta_1 c$ a partir de la fibra con máxima deformación específica de compresión. La distancia c entre la fibra con máxima deformación específica de compresión y el eje neutro se deberá medir en dirección perpendicular a dicho eje.

2.6 Elementos Estructurales

De manera global, la estructura es la disposición y orden de las partes dentro de un todo. En ingeniería la estructura de una obra es básicamente su esqueleto y está destinada a soportar su propio peso y la presencia de acciones exteriores (fuerzas, momentos, cargas térmicas, etc.) sin perder las condiciones de funcionalidad para las que fue concebida.

Elemento estructural es cada una de las partes diferenciadas, aunque vinculadas, en que puede ser dividida una estructura a efectos de su diseño.

2.6.1 Diseño Vigas de Hormigón Armado

2.6.1.1 Predimensionamiento

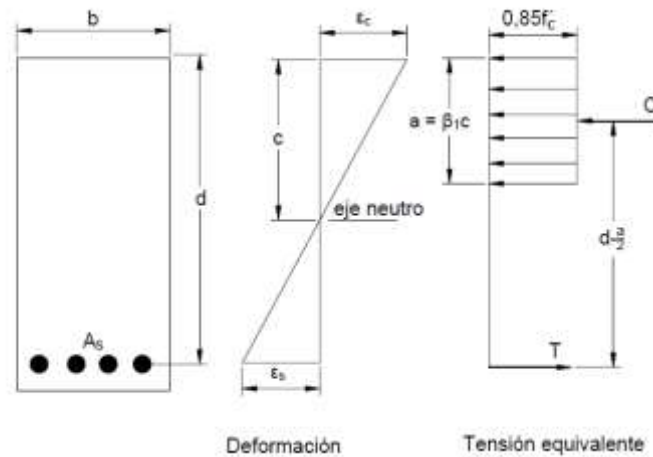
El proceso de diseño es un mecanismo iterativo, el cual consiste en ir perfeccionando una propuesta de elementos inicial, hasta llegar a una propuesta óptima. Por esta razón se supone secciones iniciales para elementos en la estructura y con ellos se realiza un análisis estructural preliminar. La propuesta inicial de estas secciones no son definitivas, ya que a través del proceso de diseño se van optimizando las secciones de los elementos estructurales, sin embargo a partir de una buena selección inicial, se puede reducir el número de iteraciones necesarias.

2.6.1.2 Diseño a Flexión Vigas Rectangulares

• Resistencia Nominal

La resistencia nominal de un elemento o una sección transversal solicitados a flexión se debe basar en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones usando las hipótesis de diseño. La resistencia nominal de una sección transversal, cualquiera sea su geometría y la cantidad de armadura que contiene, se calcula aplicando las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones.

Figura 2.2: Deformación Específica y Distribución Equivalente De Tensiones



Fuente: ACI 318-08

A partir de la figura 2.2 se puede calcular el Momento Flector Nominal M_n , partiendo de las condiciones de equilibrio tenemos que:

$$C = T$$

$$0.85 f'_c * b * a = A_s * F_y$$

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

Tomando momentos respecto a un eje que pasa por el centroide del acero tenemos el momento flector nominal que resiste la sección:

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

Multiplicando el momento flector nominal por el factor de reducción de resistencia ϕ , que para vigas es igual a 0.90, obtenemos el momento flector último de diseño:

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

• Ecuaciones para la obtención de la sección transversal de acero

Una vez dimensionada la sección, el cálculo del acero se efectuará simplemente haciendo una iteración entre las siguientes dos expresiones:

➤ Ecuación 1:

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

➤ Ecuación 2:

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

Se sugiere que como una primera aproximación se tome “a” igual a “d/5”.

Dado que proceso anteriormente descrito es moroso debido al número de iteraciones que se deben de llevar a cabo; para la realización de los cálculos del presente trabajo se extrajo del libro “Diseño en Hormigón Armado” del ingeniero Marcelo Romo Proaño, dos ecuaciones que agilizan enormemente la obtención de la sección transversal de acero, estas son:

➤ Ecuación 1:

$$a = d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 f'_c * b * d^2}} \right)$$

➤ Ecuación 2:

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

2.6.1.3 Diseño a Flexión Vigas T y Vigas L

En muchos casos las vigas rectangulares de hormigón no trabajan aisladamente sino que se integran a losas de hormigón conformando vigas “T” y vigas “L” (ACI 8.10). En otras ocasiones puede ser conveniente recurrir a vigas con una geometría en “T” o en “L” por así convenir al diseño del elemento.

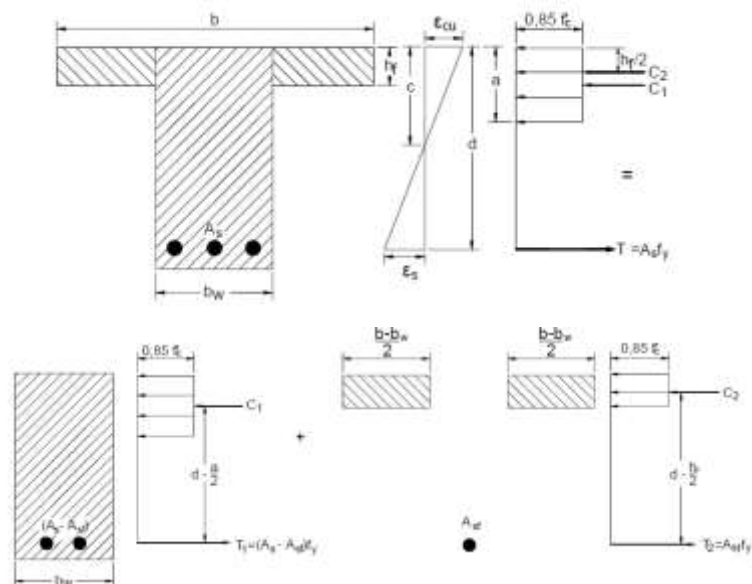
Los criterios expuestos en el diseño de vigas rectangulares deben ser incorporados para diseñar vigas “T” y vigas “L”. Las diferencias de

procedimiento con relación a vigas rectangulares se basan en el análisis geométrico de la zona que está comprimida, que en algunos casos puede ser rectangular (sólo en el ala o sólo en el alma) y en otros una sección “T” o “L” (parte en el ala y parte en el alma). Entre las vigas “T” y las vigas “L” no existe prácticamente ninguna diferencia en el diseño, excepto que las vigas “T” poseen 2 alas y las vigas “L” tienen 1 ala.

Cuando la sección comprimida de la viga es rectangular, puede ser diseñada directamente como viga rectangular cuyo ancho es el ancho de la zona comprimida, pero cuando el área comprimida es una “T” o una “L” se requiere hacer un análisis especial.

Ante una sección “T” o “L” comprimida, a partir de la definición de la zona comprimida se puede realizar un diseño “razonablemente ajustado” mediante la utilización de la geometría idealizada del diagrama esfuerzo-deformación del hormigón, o se pueden generar bloques rectangulares de compresión análogos al que se emplea en el modelamiento de vigas rectangulares como se muestra a continuación:

Figura 2.3: Deformación y Esfuerzos en una Sección con Alas



Fuente: ACI 318-08

$$M_n = (A_s - A_{sf}) * F_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_{sf} * F_y * \left(d - \frac{h_f}{2}\right)$$

Donde:

A_{sf} = Área de armadura requerida para equilibrar la resistencia a la compresión de las alas que sobresalen

a = Altura del bloque de compresión rectangular equivalente

b = Ancho de ala efectivo

b_w = Ancho del alma

h_f = Espesor del ala

2.6.1.3.1 Ancho de Ala Efectivo

- **Viga T**

- El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder $\frac{1}{4}$ de la luz de la viga, y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder:

- El ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder 8 veces el espesor de la losa

- El ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder la mitad de la distancia libre a la siguiente alma

- **Viga L**

El ancho sobresaliente efectivo del ala no debe exceder:

- $\frac{1}{12}$ de la luz de la viga

- 6 veces el espesor de la losa

- La mitad de la distancia libre a la siguiente alma

2.6.1.4 Tipos de Falla de una Sección

Existen tres tipos de falla:

- **Falla Dúctil**

Cuando el acero en tracción ha llegado a su estado de fluencia antes que el concreto inicie su aplastamiento en el extremo comprimido; o sea cuando en la falla:

$$\epsilon_s > \epsilon_y$$

Donde la deformación para la cual se inicia la fluencia del acero es menor que la deformación del acero más traccionado.

• **Falla Balanceada**

Se conoce como falla balanceada si simultáneamente se inicia la fluencia del acero y el aplastamiento del concreto, es decir cuándo:

$$\epsilon_s = \epsilon_y$$

Donde la deformación del acero más traccionado es igual a la deformación para la cual se inicia la fluencia.

• **Falla Frágil**

Se conoce como falla frágil si primeramente se inicia el aplastamiento del concreto antes que el inicio de la fluencia del acero en tracción, es decir cuando en la falla:

$$\epsilon_s < \epsilon_y$$

La deformación del acero más traccionado es menor a la deformación para la que se inicia la fluencia.

2.6.1.5 Cuantías de Armado

Para el diseño por flexión debemos saber que el tipo de falla deseable es la falla dúctil con la cual la sección ha desarrollado grandes deformaciones. La cantidad de acero de tracción controla el tipo de falla de las estructuras bajo solicitaciones flexionantes. Contrariamente a lo que se podría pensar, el exceso de armadura de tracción puede ser perjudicial para el comportamiento de una estructura de hormigón armado, al volverla más frágil.

El Código ACI da los límites de cuantía para el diseño.

• Definición

En una viga, la cuantía de armado es el cociente entre la sección transversal de acero y la sección efectiva de hormigón; se representa con el símbolo “ ρ ”. Para vigas rectangulares se tendría la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

Donde:

A_s = Sección transversal de acero de tracción

b = Base de la sección rectangular

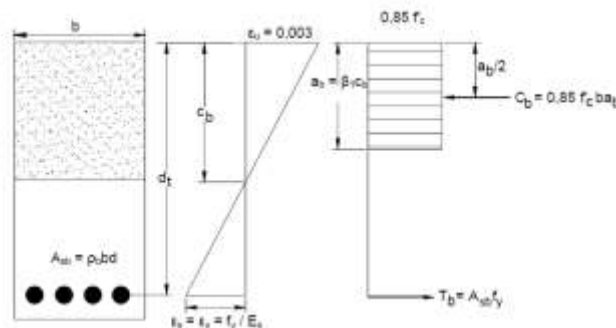
d = Altura efectiva de la sección rectangular (distancia desde el centro de gravedad de las varillas de acero hasta la fibra comprimida extrema de hormigón)

• Cuantía Balanceada

Es la cuantía de armado en una viga que simultáneamente provoca la deformación unitaria máxima permitida en el hormigón de compresión (0.003), y que el acero de tracción empiece a fluir.

Se dibuja la sección transversal (en este caso una sección rectangular) de una viga con su diagrama de deformaciones y de fuerzas para la condición balanceada.

Figura 2.4: Condición de Deformación Balanceada en Flexión



Fuente: Marcelo Romo Proaño-Diseño en Hormigón Armado

La deformación unitaria en el acero, el instante de iniciar la fluencia se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\epsilon_y = \frac{F_y}{E_s}$$

Se puede calcular la posición del eje neutro por semejanza de triángulos:

$$cb = \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_y} * d$$

La resultante de compresión en el hormigón es:

$$C = 0.85 f'_c * b * a$$

La relación entre la altura del bloque de compresión y la posición del eje neutro es:

$$a = \beta_1 * c$$

Remplazando el valor de a en la ecuación previa:

$$C = 0.85 * f'_c * b * \beta_1 * c$$

Reemplazando el valor de “c”:

$$C = 0.85 * f'_c * b * \beta_1 * \frac{0.003}{0.003 + \frac{F_y}{E_s}} * d$$

Por otro lado, la fuerza de tracción en el acero es:

$$T = A_s * F_y$$

Pero por equilibrio las fuerzas de tracción y compresión deben ser iguales:

$$T = C$$

$$A_s * F_y = 0.85 * f'_c * b * \beta_1 * \frac{0.003}{0.003 + \frac{F_y}{E_s}} * d$$

Dado que la cuantía de armado es $A_s/(b.d)$ conviene reproducir esa expresión en el miembro izquierdo, obteniendo de esta forma la cuantía balanceada de la sección:

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f_c}{f_y} * \left(\frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} \right)$$

• Cuantías Máximas de Armado

En sus versiones anteriores el código ACI establecía que en zonas no afectadas por sismos, o estructuras cuyo efecto sísmico es despreciable, la máxima cuantía de armado permitida es el 75% de la cuantía balanceada.

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$$

Lo que equivale a una deformación unitaria máxima en el acero a tracción de 0.00367, sin embargo a partir de la edición del 2005, este asumió una posición más rigurosa en cuanto a niveles de ductilidad especificados para vigas rectangulares, pues exige que la deformación unitaria en el acero de tracción en vigas sea al menos de 0.005. La deformación de 0.005 en el acero de tracción, en secciones rectangulares con refuerzo de 4200 Kg/cm² es equivalente a una cuantía de armado de 0.625 de la cuantía balanceada.

$$\rho_{max} = 0.625 * \rho_b$$

En los cálculos de la estructura se asumió una cuantía máxima de armado de 0.625 de la cuantía balanceada.

• Cuantías Mínimas de Armado

En aquellas vigas en que las dimensiones geométricas superan a la capacidad resistente requerida sin rotura por tracción del hormigón, se deberá proveer un armado mínimo que sea capaz de absorber, con márgenes de seguridad apropiados, la carga de tracción que le es transferida el instante en que el hormigón traccionado se fisura por falta de capacidad. La incapacidad del acero

de absorber la totalidad de esa fuerza de tracción provocaría una falla frágil indeseable de la viga.

Los códigos [ACI 10.5.1] establecen que el armado mínimo deberá ser:

$$A_{S_{\text{mín}}} = \frac{0.79\sqrt{f'c}}{F_y} * bw * d$$

Donde:

$f'c$ = resistencia característica del hormigón en Kg/cm²

F_y = esfuerzo de fluencia del acero en Kg/cm²

bw = ancho de la viga rectangular, ancho del alma de la viga T o L cuando está en tracción el alma

d = altura de la viga rectangular, T o L

La cuantía mínima correspondiente es:

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{0.79\sqrt{f'c}}{F_y}$$

Pero en ningún caso la sección de acero podrá ser menor que:

$$A_{S_{\text{mín}}} = \frac{14}{F_y} * bw * d$$

La cuantía mínima correspondiente es:

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14}{F_y}$$

2.6.1.6 Diseño a Cortante de Vigas de Hormigón Armado

Las vigas de hormigón armado presentan 2 mecanismos para resistir a las fuerzas cortantes:

- **Resistencia Pura del Hormigón:**

El esfuerzo mínimo resistente a corte del hormigón simple se calcula mediante la siguiente expresión básica (ACI 11.3.2), que por su forma de expresión guarda una relación directa con la resistencia a la tracción del hormigón:

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c}$$

Donde:

f'_c = resistencia característica del hormigón a compresión en Kg/cm²

v_c = esfuerzo máximo resistente a cortante del hormigón en Kg/cm²

- **Resistencia del Acero Transversal o Diagonal**

Como consecuencia, la capacidad resistente nominal viene dada por la siguiente expresión (ACI 11.1.1):

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_n = capacidad resistente nominal a corte de la viga de hormigón armado

V_c = capacidad resistente a corte del hormigón simple

V_s = capacidad resistente a corte del acero de refuerzo

En el límite, la relación entre el cortante último y la capacidad resistente nominal es (ACI 11.1.1):

$$V_u = \Phi V_n$$

Donde:

V_u = sollicitación última de cortante

V_n = capacidad resistente nominal a corte de la viga de hormigón armado

Φ = factor de reducción de capacidad a cortante cuyo valor para el ACI-318-08 es de 0.75

La condición básica que se debe cumplir para que la capacidad resistente sea adecuada con relación a las solicitaciones es que:

$$Vu \leq \phi (Vc + Vs)$$

La capacidad resistente del hormigón simple en vigas rectangulares, T, L o I (ACI 11.3.2) está definida por:

$$Vc = vc * bw * d$$

Donde:

Vc = capacidad resistente a corte del hormigón simple

vc = esfuerzo resistente del hormigón

bw = ancho del alma resistente al cortante

d : distancia desde el centroide del acero de refuerzo a tracción hasta la fibra extrema en compresión

La parte del cortante que no puede ser absorbida por el hormigón debe ser resistida por la armadura transversal. Dicha fuerza, bajo la suposición de que el acero ha entrado en fluencia, es el producto del área de todos los estribos que cruzan la fisura por el esfuerzo de fluencia. La ecuación que describe a la magnitud de la fuerza absorbida por el acero transversal es:

$$Vs = n * Av * Fy$$

Donde:

Vs = Fuerza cortante absorbida por los estribos

n = Número de estribos que cortan a la fisura

Av = Sección transversal de acero de cada estribo que cruza la fisura (2 veces la sección transversal de la varilla)

Fy = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

El número de estribos que cortan a la fisura se puede calcular en base a su espaciamiento.

Donde:

$$n = \frac{d}{s}$$

d= altura efectiva de la viga

s= espaciamiento longitudinal de los estribos que cortan la fisura

Reemplazando la última expresión, se tiene:

$$V_s = \frac{A_v * F_y * d}{s}$$

De las expresiones previas se tiene que:

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

De donde:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Por lo tanto:

$$\frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{A_v * F_y * d}{s}$$

Despejando s, se obtiene:

$$s = \frac{\phi(A_v * F_y * d)}{V_u - \phi V_c}$$

La última fórmula permite determinar el espaciamiento al que deben colocarse los estribos para absorber un esfuerzo de corte último determinado.

2.6.1.7 Especificaciones para el diseño de Vigas ante Fuerzas Cortantes

• Capacidad Máxima del Acero de Cortante

La fuerza cortante absorbida por el acero no debe superar a cuatro veces la máxima fuerza cortante básica que puede absorber el hormigón simple (ACI 11.4.7.9); fuerzas cortantes superiores a la especificada destruyen la integridad del hormigón.

$$V_s \leq 2.12 \sqrt{f'_c}$$

• Sección Crítica a Cortante

La sección crítica de diseño ante fuerzas cortantes se ubica a una distancia “d” desde la cara interna del apoyo, si se cumplen simultáneamente las siguientes 3 condiciones (ACI 11.1.3, ACI 11.1.3.1):

- La reacción en el apoyo, en dirección del cortante aplicado, produce compresión en las zonas extremas del elemento.
- Las cargas son aplicadas en o cerca de la cara superior del elemento.
- Ninguna carga concentrada se aplica entre la cara interna del apoyo y la sección crítica descrita previamente.

En caso de que se cumplan las 3 condiciones anteriores, todas las secciones entre la sección crítica y la cara interna del apoyo se pueden diseñar para el cortante en la sección crítica.

En caso de no cumplirse alguna de las 3 condiciones, la sección crítica se ubicará en la cara interna del apoyo.

• Espaciamiento Mínimo de los Estribos

El espaciamiento mínimo de los estribos en las vigas de hormigón armado no debe superar los siguientes valores (ACI 11.4.5.1):

$$s \leq \frac{d}{2}$$

$$s \leq 60 \text{ cm}$$

Donde:

s= Espaciamiento de los estribos

d= Altura efectiva de la viga

El primer criterio permite que, en cualquier lugar del elemento estructural, al menos 2 estribos crucen a cada fisura diagonal.

• Armado Mínimo de Cortante

Debe proporcionarse un armado transversal mínimo de cortante en toda la viga de acuerdo a la siguiente expresión (ACI 11.4.6.3):

$$A_{v_{\min}} = 0.196\sqrt{f'_c} \frac{bw s}{F_y}$$

Donde:

f'_c = Resistencia del hormigón en Kg/cm²

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero en Kg/cm²

bw = Ancho de la viga rectangular o ancho del alma de las vigas T, L o I

s= Espaciamiento de los estribos en cm

Pero el refuerzo transversal en ningún caso podrá ser menor que (ACI 11.4.6.3):

$$A_{v_{\min}} = \frac{3.5 bw s}{F_y}$$

2.6.2 Diseño Losa Reticular de Hormigón Armado

2.6.2.1 Deflexiones Máximas en Losas

El Código ACI (ACI 9.5.3) define deflexiones máximas calculadas para losas macizas y nervadas que varían desde L/180 hasta L/480, dependiendo del uso de la losa.

Tabla I: Máximas Deflexiones Permisibles Calculadas en Losas

Tipo de Miembro	Deflexión que se ha de considerar	Límite de la deflexión
Techos planos que no soportan ni están ligados a elementos no estructurales que es posible sean dañados por grandes deflexiones	Deflexión inmediata debido a carga viva	L/180
Pisos que no soportan ni están ligados a elementos no estructurales que es posible sean dañados por grandes deflexiones	Deflexión inmediata debido a carga viva	L/360
Construcción de techo o piso que soporta o está ligada (integrada) a elementos no estructurales que sean dañados por grandes deflexiones	La suma de la deflexión a largo plazo debido a las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debido a cualquier carga viva adicional	L/480
Construcción de techo o piso que soporta o está ligada a elementos no estructurales no dañados por grandes deflexiones	La suma de la deflexión a largo plazo debido a las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debido a cualquier carga viva adicional	L/240

Fuente: ACI 318-08

Donde:

L =Luz de la viga o la losa en una dirección

El Código ACI también especifica un peralte mínimo de las losas armadas en una sola dirección (ACI 9.5.2.1) para limitar las deflexiones a valores razonables, cuando no se calculan deflexiones. Para el predimensionamiento de las vigas de hormigón armado y puede ser usada también para losas bidireccionales sobre vigas de mayor peralte cuya relación lado largo / lado corto sea mayor que 2 (trabajan fundamentalmente en la dirección corta), arrojando resultados conservadores.

Tabla II: Altura Mínima de Vigas o Losas en una Dirección

Miembros	Altura mínima h			
	Libremente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macisas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervadas en una	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Fuente: ACI 318-08

Donde:

L: luz de la viga o la losa en una dirección

Para el caso de losas rectangulares apoyadas sobre vigas de mayor peralte, cuya relación lado largo / lado corto sea menor que 2, el cálculo de las deflexiones se realiza con dos ecuaciones propuestas por los códigos.

- Cuando se tienen losas con vigas en los cuatro bordes, y valores de α_m menores a 2, se aplica la siguiente ecuación básica para establecer una altura mínima genérica de la losa (ACI 9.5.3.3):

$$h_{\text{mín}} = \frac{Ln(800 + 0.0712 * F_y)}{36000 + 5000 * \beta * (\alpha_m - 0.2)}$$

Donde:

h= Peralte o espesor de la losa maciza o altura de inercia equivalente en la losa nervada

Ln = Claro libre en la dirección larga del panel, medido de cara a cara de las vigas en losas sustentadas sobre vigas

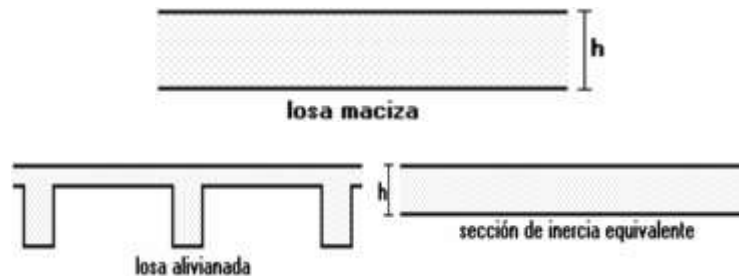
Fy = Esfuerzo de fluencia del acero en Kg/cm²

α = Relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga.

α_m = Valor promedio de α para todas las vigas en los bordes de un panel

β = Relación de forma del panel. Lado largo/Lado corto

Figura 2.5: Peralte Equivalente Losas Nervadas



Fuente: Marcelo Romo Proaño-Diseño en Hormigón Armado

Pero “ $h_{mín}$ ”, para esta primera condición, deberá ser al menos 12.5 cm.

- Para valores de α_m mayores que 2, la altura de la losa maciza o la altura equivalente de la losa nervada debe ser al menos (ACI 9.5.3.3):

$$h_{mín} = \frac{Ln(800 + 0.0712 * F_y)}{36000 + 9000 * \beta}$$

Pero “ $h_{mín}$ ”, para esta segunda condición, deberá ser al menos 9 cm.

Comparando las 2 ecuaciones, se deduce que los códigos castigan a las losas en las que las vigas no tienen una rigidez comparativamente importante pues el sistema viga-losa tendrá deflexiones más grandes. El castigo se traduce en un mayor peralte mínimo.

2.6.2.2 Armadura Mínima

2.6.2.2.1 Armadura Mínima en Losas Macizas

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

$$\rho_{mín} = 0.0020$$

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

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

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0018$$

Los espaciamientos máximos serán similares al punto anterior.

- En losas en que se utilice acero cuyo esfuerzo de fluencia supere los 4200 Kg/cm^2 . La cuantía mínima para resistir cambios de temperatura y retracción de fraguado será (ACI 7.12.2.1):

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{0.0018 * 4200}{F_y}$$

Donde:

F_y = Esfuerzo de fluencia en Kg/cm^2

Los espaciamientos máximos serán similares a los 2 puntos anteriores.

- En losas macizas la cuantía mínima de flexión no debe ser menor que la requerida para resistir retracción de fraguado y cambios de temperatura (ACI 13.3.1).

El espaciamiento de las varillas de flexión en las secciones críticas no puede superar el doble del espesor de la losa (ACI 13.3.2).

2.6.2.2.2 Armadura Mínima en Losas Nervadas

- En losas nervadas, la cuantía mínima de flexión, exclusivamente para los nervios, $\rho_{\text{mín}}$ se debe calcular mediante las siguientes expresiones (ACI 10.5.1), utilizadas en el diseño de vigas:

$$\rho_{\min} = \frac{0.79\sqrt{f'c}}{F_y}$$

Pero en ningún caso la sección de acero podrá ser menor que:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{F_y} * b_w * d$$

Donde:

$f'c$: resistencia característica del hormigón en Kg/cm²

El armado previamente descrito se calcula tomando como ancho de la franja de hormigón el ancho de los nervios.

- En la loseta de compresión de las losas nervadas debe proveerse de acero de refuerzo para resistir la retracción de fraguado y los cambios de temperatura, de un modo similar a las losas macizas de espesor constante (ACI 13.3.1).

La diferencia entre las especificaciones para losas nervadas y para losas macizas se produce por que los nervios de las losas nervadas se comportan fundamentalmente como una malla espacial de vigas, y la loseta de compresión se comporta como una combinación de placa y membrana (losa maciza).

2.6.2.3 Armadura Máxima

Con el objeto de asegurar una ductilidad mínima, no se podrá proporcionar más armadura a una losa que el 62.5% de la cuantía balanceada (ACI 10.3.3) cuando no resisten sismo (losas con vigas descolgadas):

$$\rho_{\max} = 0.625 * \rho_b$$

La cuantía balanceada para secciones rectangulares está definida por (ACI 10.3.2):

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f_c}{f_y} * \left(\frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} \right)$$

Donde:

ρ_b =cuantía balanceada

f_c =resistencia característica a la rotura del hormigón en Kg/cm²

f_y =esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo en Kg/cm²

E_s = módulo de elasticidad del acero en Kg/cm²

2.6.2.4 Recubrimiento Mínimo

El acero de refuerzo de barras menores a 36 mm de diámetro en losas fundidas in situ (ACI 7.7.1) debe tener un recubrimiento mínimo de 2 cm.

2.6.2.5 Resistencia al Cortante

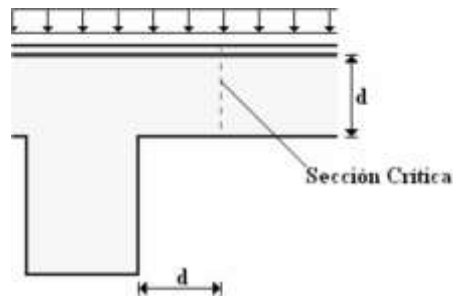
En las secciones de las losas en que no exista refuerzo por cortante consistente en vigas o viguetas con estribos, el hormigón deberá soportar la totalidad de las solicitaciones de corte.

Las losas deberán diseñarse para resistir 2 modelos de falla por cortante:

2.6.2.5.1 Falla Tipo Viga

Se produce a una distancia “d” de la cara interior de las vigas de apoyo, cuando no existen cargas concentradas importantes más próximas.

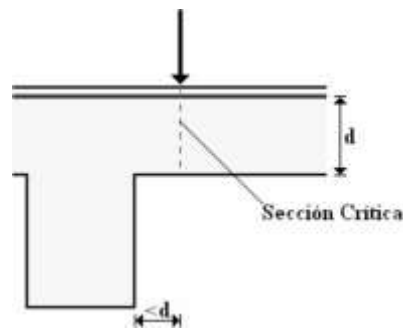
Figura 2.6: Sección Crítica a Cortante Tipo Viga en Losas



Fuente: Marcelo Romo Proaño-Diseño en Hormigón Armado

Si existen cargas concentradas cercanas a la viga, la sección de crítica de diseño se ubicará en la posición de la carga más próxima al apoyo.

Figura 2.7: Sección Crítica a Cortante Bajo Cargas Concentradas Próximas a la Viga



Fuente: Marcelo Romo Proaño-Diseño en Hormigón Armado

El esfuerzo cortante que puede resistir el hormigón en la falla tipo viga (ACI 11.3.2) es:

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c}$$

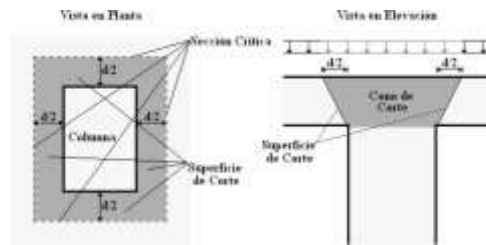
Donde:

f'_c : resistencia característica a la rotura del hormigón en Kg/cm²

2.6.2.5.2 Falla por Punzonamiento

En 2 direcciones, se produce a una distancia “d/2” del perímetro de las columnas de soporte, cuando no existan cargas concentradas más próximas.

Figura 2.8: Sección Crítica Por Punzonamiento



Fuente: Marcelo Romo Proaño-Diseño en Hormigón Armado

Si existen cargas concentradas muy próximas a las columnas de soporte, la sección de falla deberá coincidir con la carga concentrada más cercana.

De acuerdo al código ACI [ACI 11.11.2.1], el esfuerzo cortante que puede resistir el hormigón bajo el modelo de punzonamiento es el menor de:

$$v_c = 1.06\sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right)$$

$$v_c = 0.27\sqrt{f'_c} \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right)$$

Donde:

β = relación del lado largo al lado corto de la columna

α_s = parámetro que vale 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas esquineras

d = altura efectiva de la losa (distancia desde el centro de gravedad del acero de tracción hasta la cara comprimida extrema).

b_o = perímetro de la sección crítica de cortante de la losa o zapata

2.6.3 Columnas de Hormigón Armado

Básicamente la columna es un elemento estructural que trabaja en compresión, pero debido a su ubicación en el sistema estructural deberá soportar también solicitaciones de flexión, corte y torsión

2.6.3.1 Fallas en Columnas

Las columnas llegan a la falla debido a tres casos: por fluencia inicial del acero en la cara de tensión, por aplastamiento del concreto en la cara en compresión o por pandeo.

- Falla Dúctil: Falla primero el acero, para ésta condición tenemos. $C \leq C_b$
- Falla Frágil: Falla primero el concreto para ésta condición tenemos. $C \geq C_b$.

➤ Columnas Cortas :

Si una columna de concreto reforzado falla debido a la falla inicial del material, se clasifica como columna corta. La carga que puede soportar está regida por las dimensiones de su sección transversal y por la resistencia de los materiales de que está construida. Consideramos que una columna corta es un miembro más bien robusto con poca flexibilidad. Según el ACI si la relación de esbeltez kL/r es menor a 22, la columna se clasificará como corta.

➤ Columnas Esbeltas:

A medida que las columnas se hacen más esbeltas, las deformaciones por flexión también aumentarán, así como los momentos secundarios resultantes. Si estos momentos son de tal magnitud que reducen significativamente la capacidad de carga axial de la columna, ésta se denomina larga o esbelta.

2.6.3.2 Resistencia a la Compresión de Columnas de Hormigón Armado

Si la carga axial actúa en el centroide plástico, se obtendrá la capacidad máxima de la columna sumando la contribución del concreto y la del acero. El concreto alcanza su máxima resistencia cuando la deformación unitaria es aproximadamente 0.003, para ésta deformación entonces todo el acero ya estará en fluencia. Luego la resistencia nominal a la carga axial de la columna queda expresada por la siguiente ecuación:

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_s) + A_s * F_y$$

El factor 0.85 se ha afectado a la resistencia del concreto f'_c , debido a que se ha determinado experimentalmente que en estructuras reales, el concreto tiene una resistencia a la rotura aproximada del 85% del f'_c .

Lo anterior es un caso poco probable de tener excentricidad cero, en estructuras reales la excentricidad se da por varias causas. El ACI con el objeto de tomar en cuenta estas excentricidades reduce la resistencia a la carga axial y da las siguientes expresiones:

$$P_n = 0.80[0.85 * f'_c(A_g - A_s) + A_s * F_y]$$

Las dos expresiones anteriores nos dan la capacidad máxima de carga axial de las columnas.

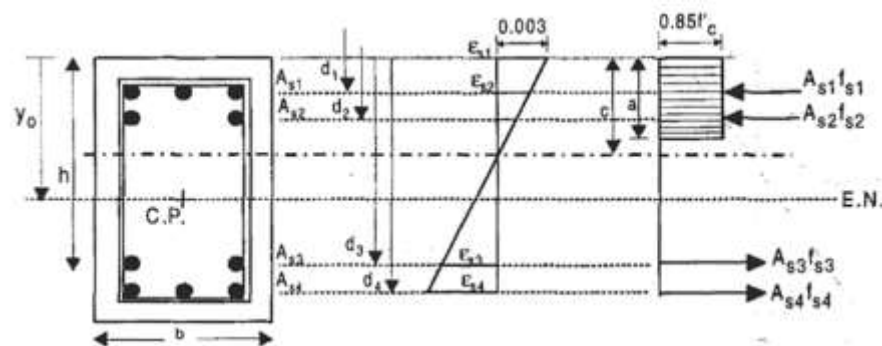
2.6.3.3 Columnas Sometidas a Carga Axial y Flexión

La flexión se produce porque hay un momento flector actuante, o si la carga axial actuante es excéntrica.

La excentricidad es igual a: $e=M/P$; donde P es la carga axial actuante en el centroide plástico de la sección y M el momento actuante total.

En la figura siguiente se tiene un posible estado de esfuerzos del concreto y fuerzas del acero en el estado de falla:

Figura 2.9: Esfuerzos En El Concreto en Estado de Falla



Fuente: Roberto Morales-Concreto Armado

Denominaremos:

$$C_c = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$C_{s1} = A_{s1} * F_{s1}$$

$$C_{s2} = A_{s2} * F_{s2}$$

$$T_s3 = A_s3 * F_s3$$

$$T_s4 = A_s4 * F_s4$$

Luego la fuerza axial nominal será:

$$P_n = C_c + C_s1 + C_s2 - T_s3 - T_s4$$

Y el momento nominal resistente será:

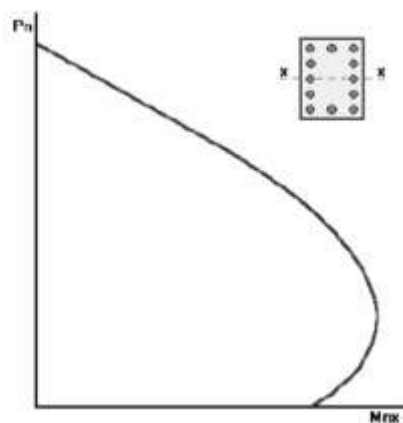
$$M_n = C_c \left(y_0 - \frac{a}{2} \right) + C_s1(y_0 - d1) + C_s2(y_0 - d2) + T_s3(d3 - y_0) + T_s4(d4 - y_0)$$

Además: $M_n = P_n * e$

2.6.3.4 Columnas con Flexión Unidireccional

El comportamiento de secciones específicas de columnas de hormigón armado es descrito más claramente mediante gráficos denominados curvas o diagramas de interacción. Sobre el eje vertical se dibujan las cargas axiales resistentes y sobre el eje horizontal se representan los correspondientes momentos flectores resistentes, medidos con relación a un eje principal centroidal de la sección transversal de la columna.

Figura 2.10: Diagrama de Interacción de una Columna



Fuente: Roberto Morales-Concreto Armado

Cualquier combinación de carga axial y de momento flector, que defina un punto que caiga dentro de la curva de interacción (o sobre la curva de

interacción), indicará que la sección escogida es capaz de resistir las solicitaciones propuestas.

Cualquier punto que quede por fuera de la curva determinará que la sección transversal es incapaz de resistir las solicitaciones especificadas.

Existen dos aspectos adicionales que deben ser considerados a la hora de realizar las curvas de interacción para diseño de columnas, estos son el factor de reducción de capacidad ϕ y las pequeñas excentricidades que suelen presentarse y reducen la capacidad resistente a compresión de la sección.

En cuanto al factor de reducción de capacidad podemos decir que para compresión pura en columnas es igual a 0.65 y para flexión pura es igual a 0.90, lo que determina la existencia de una transición entre los dos factores para el caso combinado de flexocompresión. De cualquier modo, las solicitaciones de rotura se calcularán con las siguientes expresiones:

$$P_u = \phi P_n$$

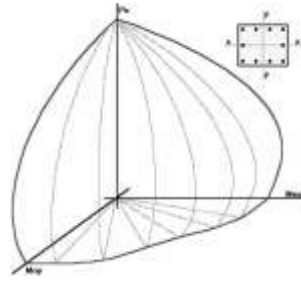
$$M_u = \phi M_n$$

2.6.3.5 Columnas con Flexión Biaxial

Muchas columnas están sometidas a flexión biaxial, es decir, a flexión con respecto a ambos ejes. Las columnas en las esquinas de los edificios donde las vigas concurren con las columnas desde dos direcciones son los casos más comunes, pero existen otros.

De manera similar a la flexocompresión uniaxial, es posible determinar diagramas de interacción para distintas orientaciones del momento flector resultante, los que integrados en un diagrama tridimensional conforman superficies de interacción como la que se presenta en la siguiente figura:

Figura 2.11: Diagrama de Interacción Flexión Biaxial



Fuente: Roberto Morales-Concreto Armado

Es indudable que las curvas de interacción respecto de los ejes principales (x, y) pueden ser determinadas con relativa facilidad, pero las curvas de interacción respecto a ejes diagonales guardan cierto grado de complejidad.

2.6.3.6 Refuerzo Máximo y Mínimo en Columnas

El código ACI recomienda lo siguiente:

- El porcentaje de refuerzo longitudinal no debe ser menor que 1% del área transversal total de una columna

$$A_s = 0.01 * A_g$$

Se cree que si la cantidad de acero es menor que 1%, habrá una posibilidad bien definida de que ocurra una falla no dúctil repentina, como en el caso de una columna de concreto simple. El valor mínimo de 1% de acero reduce también el flujo plástico y la contracción y provee alguna resistencia a la flexión para la columna.

- El porcentaje máximo de acero no debe ser mayor que 8% del área transversal total de la columna.

$$A_s = 0.08 * A_g$$

Este valor máximo se estipula para prevenir el hacinamiento de las varillas.

En la práctica, es algo difícil ajustar más de 4 o 5% de acero en la cimbra y lograr que penetre el concreto en la cimbra y alrededor de las varillas. Usualmente el porcentaje de refuerzo no debe exceder 4% cuando las varillas van a empalmarse por traslape.

A pesar de que el siguiente criterio no lo recogen los códigos de diseño, el ingeniero Marcelo Romo Proaño especifica que no es conveniente utilizar en columnas, cuantías de armado superiores a 0.025 por aspectos de economía de construcción.

2.6.3.7 Distribución del Acero Longitudinal y Transversal

Las columnas con estribos rectangulares requieren cuatro varillas longitudinales como mínimo.

En cualquier tipo de sección de columna deberá proporcionarse una varilla longitudinal en cada esquina y además toda varilla longitudinal deberá estar apoyada sobre estribos.

Si las varillas longitudinales son menores a 32 mm, el diámetro del refuerzo transversal será por lo menos 10 mm, en caso contrario el diámetro del refuerzo transversal será por lo menos 12 mm.

Las varillas longitudinales deberán contar con estribos que doblen alrededor de ellas en forma alternada, la distancia libre entre varillas longitudinales contiguas deberá ser menor a 15 cm.

Espaciamiento vertical de estribos "S" debe de ser igual al menor de los siguientes valores:

$$s \leq 16 * \phi_L$$

$$s \leq 48 * \phi_e$$

$$s \leq \text{menor dimensión de la sec. de column}$$

2.6.4 Zapatas de Hormigón Armado

La cimentación es la parte de la estructura que permite la transmisión de las cargas que actúan, hacia el suelo o hacia la roca subyacente.

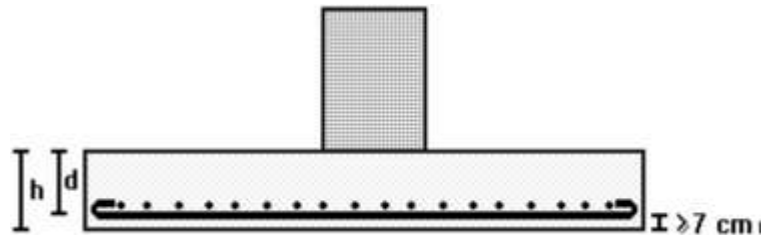
Cuando los suelos reciben las cargas de la estructura, se comprimen en mayor o en menor grado, y producen asentamientos de los diferentes elementos de la

cimentación y por consiguiente de toda la estructura. Durante el diseño se deben controlar tanto los asentamientos absolutos como los asentamientos diferenciales.

2.6.4.1 Criterios para el Diseño de Cimentaciones

- El área base de la zapata debe determinarse a partir de fuerzas y momentos no mayorados (cargas en estado de servicio), debido a que al ser el suelo un material heterogéneo e impredecible en su comportamiento suelen utilizarse coeficientes de seguridad que son al menos de 3 con relación a la resistencia.
- El recubrimiento mínimo para el refuerzo, cuando el hormigón es fundido en obra en contacto con el terreno y queda permanentemente expuesto a él, es de 7 cm.

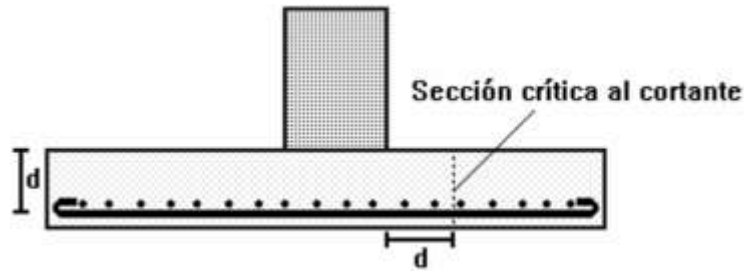
Figura 2.12: Recubrimiento Mínimo del Refuerzo en Cimentaciones



Fuente: Marcelo Romo Proaño-Diseño en Hormigón Armado

- Las zapatas de hormigón armado deberían tener al menos 40 cm de peralte en edificaciones de varios pisos, para asegurar una mínima rigidez a la flexión. Se pueden admitir espesores inferiores en el caso de estructuras livianas no superiores a dos pisos.
- Los plintos deberán diseñarse para resistir fuerzas cortantes tipo viga en cada dirección independientemente, tomando como sección crítica a una distancia d desde la cara de las columnas o elementos verticales (ACI 11.12).

Figura 2.13: Sección Crítica al Cortante Tipo Viga en una Zapata



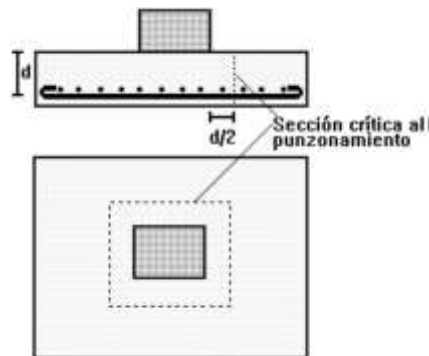
Fuente: Marcelo Romo Proaño-Diseño en Hormigón Armado

La capacidad resistente del hormigón a cortante tipo viga se calcula con la siguiente expresión (ACI 11.3.1.1):

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c}$$

- Las zapatas deberán diseñarse para resistir fuerzas cortantes de punzonamiento en dos direcciones simultáneamente (ACI 11.11.1.2), tomando como sección crítica a aquella que se ubica a una distancia $d/2$ alrededor del elemento vertical de carga (columna, muro, etc.).

Figura 2.14: Sección Crítica al Cortante por Punzonamiento



Fuente: Marcelo Romo Proaño-Diseño en Hormigón Armado

La resistencia al cortante por punzonamiento que puede desarrollar el hormigón se calcula con el menor valor de las siguientes expresiones (ACI 11.11.2.1), también utilizadas en losas:

$$v_c = 1.06\sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right)$$

$$v_c = 0.27\sqrt{f'_c} * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right)$$

Donde:

β = relación del lado largo al lado corto de la columna

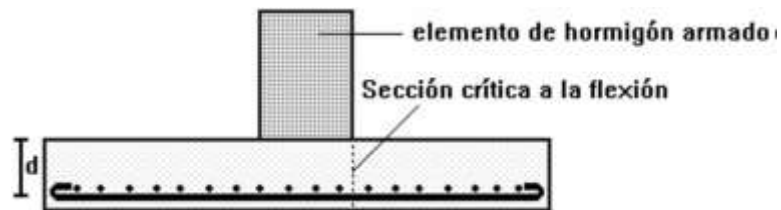
α_s = parámetro que vale 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas esquineras

d = altura efectiva de la losa (distancia desde el centro de gravedad del acero de tracción hasta la cara comprimida extrema.

b_o = perímetro de la sección crítica de cortante de la losa o zapata

• La sección crítica de flexión en una dirección se ubicará en las caras de los elementos verticales de carga (ACI 15.4.2).

Figura 2.15: Sección Crítica a Flexión

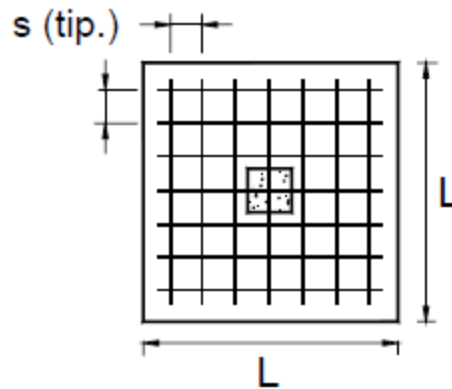


Fuente: Marcelo Romo Proaño-Diseño en Hormigón Armado

2.6.4.2 Distribución del Refuerzo por Flexión

• En zapatas en una dirección y zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo será distribuido uniformemente a través de todo el ancho de la zapata.

Figura 2.16: Distribución Refuerzo por Flexión en Zapatas Cuadradas



Fuente: ACI 318-08

- En zapatas rectangulares en dos direcciones, el refuerzo será distribuido de acuerdo a las siguientes recomendaciones:
 - El refuerzo en la dirección larga será distribuido uniformemente a través de todo el ancho de la zapata.
 - El refuerzo en la dirección corta, se deberá repartir en dos partes, una porción (la mayor) será distribuida uniformemente sobre una franja central igual al ancho de la zapata en la dirección corta y el refuerzo restante será distribuido uniformemente sobre las franjas laterales.

$$As1 = \left(\frac{2}{\beta + 1} \right) * AsL$$
$$As2 = \frac{AsL - As1}{2}$$

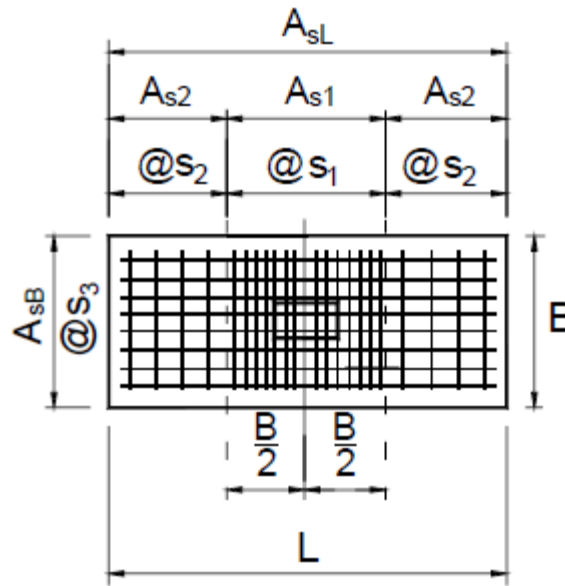
Donde:

AsL = Refuerzo en la dirección corta

$As1$ = Refuerzo de la franja central de la dirección corta

$As2$ = Refuerzo de las franjas laterales

Figura 2.17: Distribución Refuerzo por Flexión en Zapatas Rectangulares



Fuente: ACI 318-08

2.6.5 Cercha Howe de Madera

La madera, por presentar propiedades mecánicas diferentes en direcciones diferentes es un material anisotrópico, pero por razones de simplicidad, en ingeniería se trata a la madera como un material ortotrópico con características definidas según la orientación de las fibras (radial, tangencial y longitudinal). La simplificación es aún mayor cuando se analizan elementos lineales como vigas y columnas, pues en estos casos se considera a la madera como si fuera un material homogéneo e isotrópico.

Actualmente la tendencia general en el diseño de estructuras es hacia el diseño en resistencia última (caso del hormigón y del acero). Pero, debido a que por el momento no se dispone información confiable acerca del comportamiento de las maderas en las estructuras, no se puede hacer el diseño en condiciones límites. Por lo tanto, las estructuras de madera, para cargas de servicio, se deben diseñar por métodos de esfuerzos admisibles. Considerando básicamente los requisitos de resistencia y los requisitos de rigidez.

Los esfuerzos admisibles en kg/cm^2 de las maderas, se muestran en la tabla III

Tabla III: Esfuerzos Admisibles de la Madera

Esfuerzos Admisibles (Kg/cm ²)					
Grupo	Flexión f _m	Tracción Paralela f _t	Compresión Paralela f _c	Compresión Perpendicular f _{cp}	Corte f _v
A	210	145	145	40	15
B	150	105	110	28	12
C	100	75	80	15	8

Fuente: José Rodrigo Lea Plaza-Diseño de Estructuras de Madera

La madera al ser un material ortotrópico tiene tres módulos de elasticidad, tres módulos de corte y seis módulos de Poisson, orientados y definidos por tres ejes ortogonales. Pero por razones prácticas se puede suponer que el material es homogéneo, lo que permite considerar solamente un módulo de elasticidad, uno de corte y tres de Poisson.

- El módulo de elasticidad o de Young de la madera puede ser obtenido directamente de una curva esfuerzo-deformación. En la tabla V se muestran los valores de E aplicables a elementos en flexión, tracción o compresión en la dirección paralela a las fibras, estos valores son para maderas húmedas y pueden ser usados también para maderas secas. Para cada Grupo se presentan dos valores, en general se deberá utilizar el E_{min}; el E_{promedio} podrá utilizarse cuando exista una acción de conjunto garantizada como en el caso de viguetas y entablados.

Tabla IV: Módulo de Elasticidad de la Madera

Módulo de Elasticidad (Kg/cm ²)		
Grupo	E _{mín}	E _{prom}
A	95000	130000
B	75000	100000
C	55000	90000

Fuente: José Rodrigo Lea Plaza-Diseño de Estructuras de Madera

- El módulo de corte o rigidez relaciona las deformaciones o distorsiones con los esfuerzos de corte o cizallamiento que las originan. Existen diferentes valores para este módulo en cada una de las direcciones de la madera. Pero, el más usual es el

que sigue la dirección de las fibras y varía entre 1/16 a 1/25 del valor del módulo de elasticidad lineal.

- El módulo de Poisson es la relación que existe entre la deformación lateral y la deformación longitudinal, por lo tanto es adimensional. Para el caso de la madera existen en general 6 módulos de Poisson ya que se relacionan las deformaciones en las direcciones: longitudinal, radial y tangencial. En general se puede decir que estos valores varían entre 0.325 a 0.40 para densidades de .5 gr/cm³.

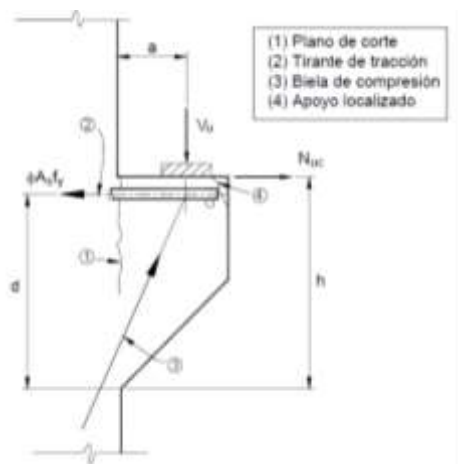
2.7 Aporte Académico

2.7.1 Ménsulas Cortas de Hormigón Armado

El procedimiento de diseño para ménsulas reconoce el comportamiento como viga de gran altura o como reticulado simple de estos elementos con baja longitud de corte.

Se deben impedir los cuatro modos de falla potenciales indicados en la Figura 2.18

Figura 2.18: Comportamiento Estructural de una Ménsula



Fuente: ACI 318-08

- 1.- Falla por corte directo en la interface entre la ménsula y el elemento en que se apoya.
- 2.- Fluencia de la armadura traccionada por el momento y la tracción directa
- 3.- Aplastamiento de la "biela" comprimida interna

4.- Falla localizada por aplastamiento o por corte debajo del área cargada.

La sección crítica para el diseño de las ménsulas se toma en la cara del apoyo. Esta sección se debe diseñar para que resista simultáneamente un esfuerzo de corte V_u , un momento $M_u = V_u * a + N_u * (h - d)$, y una fuerza de tracción horizontal.

El valor de N_u no debe ser menor que $0,2V_u$, a menos que se adopten disposiciones especiales para evitar las fuerzas de tracción. Este valor mínimo de N_u se ha establecido para tomar en cuenta el comportamiento incierto de las uniones deslizantes y/o los apoyos flexibles.

Debido a que el diseño de las ménsulas es controlado fundamentalmente por corte, el código ACI especifica que el factor de reducción de la resistencia, ϕ , se debe tomar igual a 0,75 para todas las condiciones de diseño.

Para el hormigón de peso normal, la resistencia al corte V_n se limita al menor valor entre:

- $V_n = 0.2 * f'c * b_w * d$
- $V_n = (3.3 + 0.08 * f'c) * b_x * d$
- $V_n = 11 * b_w * d$

Para el hormigón liviano, V_n está limitada por los requisitos del artículo 11.9.3.2.2 del código ACI-318-08, los cuales son más restrictivos que los correspondientes a hormigón de peso normal. Ensayos realizados han demostrado que en el caso del hormigón liviano V_n depende de $f'c$ y de la relación entre la luz de corte y la profundidad a/d .

2.7.1.1 Cálculo de la Armadura

Para las ménsulas la armadura requerida es:

• Área de Armadura de Corte por Fricción

Armadura para resistir el corte directo, V_u . Se cuenta con la siguiente ecuación para su cálculo:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi * \mu * F_y}$$

Donde:

A_{vf} = Área de armadura de corte por fricción

V_u = Cortante último

ϕ = Factor de reducción de resistencia, factor de corte 0.75

μ = Factor de rozamiento.

En la tabla V se muestran los diferentes valores para el factor de rozamiento.

Tabla V: Factor De Rozamiento

Factor de Rozamiento μ	
Vaciado monolítico	1.4
Vaciado sobre superficie rugosa	1
Vaciado sobre superficie no rugosa	0.7

Fuente: ACI 318-08

• Área de Armadura de Flexión

Armadura para resistir el momento $M_u = V_u * a + N_u(h-d)$. Af se puede determinar por los métodos convencionales o sino mediante las ecuaciones definidas previamente en el apartado de vigas, para evitar así los procesos iterativos.

Ecuación 1:

$$a = d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 f'_c * b * d^2}} \right)$$

Ecuación 2:

$$A_f = \frac{0.85 f'_c * b * a}{F_y}$$

Donde:

A_f = Área de armadura de flexión

a = Altura del bloque de compresión

Mu= Momento último de diseño

Ø= Factor de reducción de resistencia, factor de corte 0.75

f'c= Resistencia característica a la compresión del concreto

Fy= Esfuerzo de fluencia del acero

d= Distancia desde la fibra más comprimida al centroide de la armadura traccionada

b= Ancho del bloque de compresión

• **Área de Armadura para Tracción Directa**

Área de armadura para resistir la fuerza de tracción directa, Nu. Se encontrará la armadura de tracción mediante la siguiente ecuación:

$$A_n = \frac{N_u}{\phi * F_y}$$

Donde:

An= Área de armadura para resistir la fuerza de tracción

Nu= Fuerza de tracción horizontal

Ø= Factor de reducción de resistencia, factor de corte 0.75

Fy= Esfuerzo de fluencia del acero

Una vez determinadas estas armaduras se deberá proceder a calcular el área de refuerzo principal de tracción y la armadura de corte, siendo la armadura principal de tracción As y la armadura de corte Ah.

El refuerzo total será el mayor entre:

$$A_s + A_h \geq \begin{cases} A_{vf} + A_n \\ 1.5 A_f + A_n \end{cases}$$

De este refuerzo adoptado se deberá distribuir entre la armadura principal y la armadura de corte

a) Si se cumpliera la primera condición se adoptará:

$$A_s = \frac{2}{3}A_{vf} + A_n$$

$$A_h = \frac{1}{3}A_{vf}$$

b) En caso de que se cumpla la segunda condición se deberá asumir:

$$A_s = A_f + A_n$$

$$A_h = \frac{1}{2}A_f$$

De acuerdo con el artículo 11.9.4, tanto en el caso (a) como en el caso (b):

$$A_h = 0.5(A_s - A_n)$$

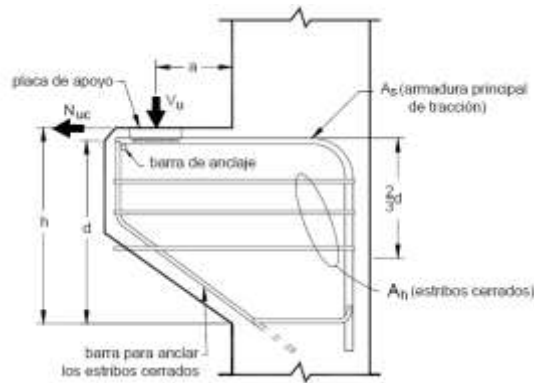
La armadura de corte se debe proveer en forma de estribos cerrados paralelos a A_s distribuidos en forma uniforme dentro de una distancia igual a $(2/3)d$ adyacente a A_s .

Se requiere una cuantía mínima de armadura principal de tracción para asegurar un comportamiento dúctil una vez que se produce fisuración bajo la acción del momento y la fuerza de tracción directa

$$\rho_{\min} = 0.04 * \frac{f'c}{F_y}$$

En la figura 2.19 se muestra la armadura y la disposición con la que se la debe de colocar en la ménsula.

Figura 2.19: Armadura de una Ménsula

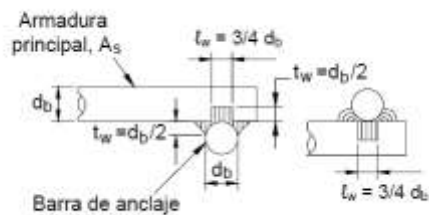


Fuente: ACI 318-08

2.7.1.2 Desarrollo y Anclaje de la Armadura

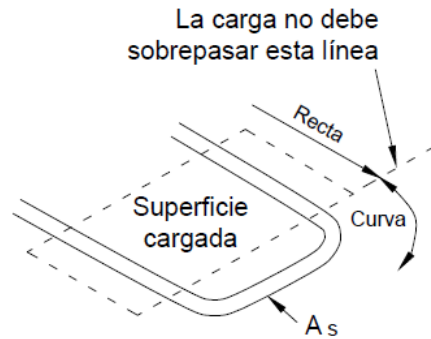
Todas las armaduras se deben desarrollar completamente a ambos lados de la sección crítica. En general el anclaje dentro del apoyo se materializa mediante una longitud embebida o ganchos. En las ménsulas la distancia entre la carga y la cara del apoyo generalmente es corta, de manera que es necesario proveer anclaje especial en los extremos exteriores tanto de la armadura principal A_s como de la armadura de corte A_h . Normalmente el anclaje de A_s se logra soldando una barra de anclaje de igual tamaño en los extremos de A_s (Figura 2.20). La barra de anclaje debe estar ubicada más allá del borde del área cargada. Si el anclaje se materializa mediante un gancho o un doblando A_s , la carga no se debe proyectar más allá de la porción recta del gancho o codo (Figura 2.21).

Figura 2.20: Detalle de Anclaje



Fuente: ACI 318-08

Figura 2.21: Detalles de Anclaje Usando una Barra Doblada



Fuente: ACI 318-08

Los estribos cerrados usados para A_h deben estar anclados de manera similar, generalmente rodeando una barra del mismo diámetro que los estribos cerrados dispuesta especialmente para tal fin

2.7.2 Sistemas Constructivos

Los sistemas constructivos están, en general, poco estudiados, y esto lleva a un gran desperdicio de recursos, tanto humanos como materiales, a un incremento innecesario de los riesgos y a una calidad inadecuada del producto final.

La elección del sistema a utilizar se realiza teniendo en cuenta el tipo de edificación, el tipo de financiación y las necesidades del usuario.

- **Sistema Tradicional de Construcción In Situ**

In situ es una expresión latina que significa en el sitio o en el lugar, este sistema de construcción es el más difundido y el más antiguo. Basa su éxito en la solidez, la nobleza y la durabilidad. Este método o técnica que se utiliza tiene lugar en el mismo emplazamiento de la obra.

- **Sistema Constructivo con Elementos Prefabricados**

Al comienzo la prefabricación de estructuras se llevaba a cabo, en general, en la propia obra. Posteriormente, especialmente en los países altamente industrializados, se ha tendido a trasladar la prefabricación a plantas permanentes. Este desarrollo ha variado de un país a otro.

Las estructuras prefabricadas empleadas en edificios industriales, puentes, etc., no se producen en general en grandes factorías de piezas para edificación, como ocurre con las de viviendas, sino en plantas de prefabricación más pequeñas regidas por empresas individuales, por el insuficiente desarrollo de la normalización de unidades estructurales empleadas en este tipo de construcciones.

2.7.3 Prefabricación

Se entiende por prefabricación a un método de construcción con las siguientes características:

Fabricación en serie

En instalaciones fijas

Con posterior transporte a obra y montaje de las piezas prefabricadas.

Con respecto al lugar en que se efectúa el trabajo, pueden distinguirse dos tipos de prefabricación:

- **Prefabricación a pie de obra:**

Cuando se emplea esta clase de prefabricación, las piezas de hormigón armado se producen generalmente al aire libre y la mayor parte de las piezas de menor tamaño se prefabrican en cobertizos provisionales establecidos con este objeto.

La calidad de las piezas prefabricadas producidas a pie de obra es menor que la de las piezas producidas en factorías.

Sin embargo una gran ventaja de la prefabricación a pie de obra, en comparación con la fabricación en fábricas permanentes, es que se evita el transporte de piezas prefabricadas a grandes distancias.

- **Prefabricación en instalaciones permanentes:**

Este tipo de prefabricación se efectúa en plantas permanentes establecidas especialmente para este objeto. Su ventaja consiste en que el trabajo puede realizarse en locales cubiertos, protegidos de las inclemencias del tiempo y de la temperatura exterior.

Las plantas de prefabricación pueden dotarse del más alto grado de automatización y mecanización. Los laboratorios permiten un control continuo y así los materiales que se han de emplear tienen siempre propiedades análogas. Debido a estas ventajosas condiciones, las plantas de prefabricación producen en serie estructuras en general baratas, seguras y de buena calidad.

Sin embargo una gran desventaja de las plantas de prefabricación es que las piezas deben transportarse a los lugares donde serán empleadas, lo que incrementa el precio de la pieza prefabricada, en general a un 10 ó 15% del costo total exigido por su fabricación. Para facilitar el transporte las dimensiones de las piezas deben de mantenerse dentro de ciertos límites.

2.7.4 Antecedentes Históricos de la Prefabricación

El primer elemento de la construcción que ha sido prefabricado, tal vez es el ladrillo, producido fuera de la obra con sistemas que se han prolongado a través del tiempo, más o menos hasta nuestros días.

Se encuentran intentos de prefabricación en todas las épocas históricas; los bloques de piedra con que fueron construidas las pirámides egipcias llegaban terminados desde distintos lugares para ser montados según un programa prefijado, en la posición en la cual se encuentran hoy; en Grecia, bloques de piedra de las columnas eran también preparados fuera de la obra y posteriormente montados.

La industrialización en la construcción estalla como consecuencia de la Primera Guerra Mundial, debido a la escasez mundial de materiales y mano de obra que esta trajo consigo, lo que aumento los costos de construcción. El hecho causó un creciente interés en el desarrollo de la prefabricación.

La mayor parte del interés y trabajo en prefabricación se llevó a cabo en aquellas áreas más severamente atacadas por la guerra, entre ellas, Inglaterra, Europa Occidental y Rusia. Durante la época se realizaron investigaciones acerca de la forma de producir piezas prefabricadas estándar, tales como las usadas en edificios, ductos de tubería, puentes, etc. De esta manera hubo un gran progreso

en la prefabricación de unidades para casa individuales así como también para condominios.

La Tabla VI, refleja algunas fechas y realizaciones importantes:

Tabla VI: Antecedentes históricos de la prefabricación

Fecha	Autor	País	Piezas
1848	Lambot	Francia	Barco
1849	Monier	Francia	Jardinera
1891	Coignet	Francia	Vigas
1906	Wayss & Freytag	Alemania	Pilares
1907	Edison	EE.UU	E. Industriales
1908	Atterbury	EE.UU	Vivienda

Fuente: Novas, J. A. *Sistemas Constructivos Prefabricados Aplicables a la Construcción de Edificaciones en Países en Desarrollo*

2.7.5 El Material Ideal para la Prefabricación

Para la producción de elementos prefabricados, el material ideal deberá poseer las cualidades siguientes:

- Ser formáceo, es decir capaz de ser moldeado.
- Enlazable
- Buen aislante térmico
- Buen aislante acústico
- Resistente al fuego
- Imputrescible
- Dimensionalmente estable
- De fácil mantenimiento
- Con buenas características mecánicas
- Barato

Hoy por hoy, el hormigón es el material que posee la mayoría de las cualidades citadas con anterioridad y no se ven otras alternativas a corto plazo.

2.7.6 Encofrados para Prefabricados

La forma de las piezas de hormigón se debe al encofrado. Una de las grandes ventajas de las estructuras prefabricadas son los encofrados, debido al hecho de que puede usarse mucho más veces que los que se emplean en construcciones comunes. Los encofrados de estructuras monolíticas pueden usarse 3 o cuatro veces y en el mejor de los casos hasta 5 veces, mientras que los encofrados de las estructuras prefabricadas deben de usarse al menos 12 veces si están cepillados y por lo menos 25 veces si están forrados con chapa de acero.

Los encofrados de las estructuras prefabricadas pueden unirse mediante cepos, los cuales descansan por su parte inferior en el pavimento y por tirantes en su parte superior. Las superficies de los tabloneros que se encuentran en contacto con el hormigón deben de estar siempre cepilladas.

Para forrar los tabloneros con chapa de acero se emplea chapa negra de 0.32 ó 0.5mm.

En el caso de elementos prefabricados a pie de obra, el encofrado de estos elementos es casi siempre de madera.

El uso de encofrados de acero es preferible en plantas de prefabricación donde hay que fabricar en serie un número suficiente de piezas iguales, porque el diseño de los moldes de acero es usualmente muy costoso.

Los moldes se hacen generalmente de chapa de acero doblada o estampada o de acero fundido sustentado sobre formas de madera. Estos moldes metálicos deben ser suficientemente rígidos para resistir las vibraciones de las mesas vibrantes sin experimentar deformaciones.

Con el objeto de evitar la adherencia entre el hormigón y el encofrado, debe extenderse una capa de aceite cuidadosamente sobre la superficie de los moldes de hormigón antes de hormigonar una nueva pieza.

2.7.7 Adherencia de la Pieza Prefabricada al Encofrado

Las piezas pueden separarse del molde a las 18 ó 20 horas en verano, pero en tiempos más fríos únicamente después de 2 ó 3 días. La separación debe realizarse antes de que el hormigón retraiga. Esto es importante, porque de otro modo la pieza puede adherirse al molde. Según una regla práctica generalmente válida, las piezas pueden separarse del molde a falta de otras especificaciones del proyectista cuando el hormigón haya alcanzado al menos 50% de su resistencia cúbica a los 28 días. La colocación de piezas, no obstante, no es admisible más que cuando la resistencia del hormigón haya alcanzado el 80% de la resistencia cúbica estipulada para los 28 días.

Los elementos exteriores del encofrado pueden quitarse varias horas después de terminar el hormigonado. La propia separación usualmente se realiza mediante gatos hidráulicos o manuales.

En otras ocasiones, se puede separar las piezas de los moldes suspendiéndolas, mediante 4, 6 u 8 ganchos que sobresalen de ellas. La cantidad de ganchos depende de la longitud de la pieza. Los ganchos se colocan a lo largo de los nervios longitudinales, sin embargo esta condición no es imperativa.

La adherencia al encofrado depende de dos factores de influencia:

- Del estado de la superficie del encofrado. En este caso se aplicarán los valores de referencia de la tabla VII.

Tabla VII: Valores de Referencia de la Adherencia al Encofrado

Tipo de Encofrado	ha (KN/m²)
Encofrado metálico engrasado	1
Encofrado de madera liso	2
Encofrado de madera áspero	3

Fuente: PFEIFER-Introducción Técnica General Para Sistemas de Transporte de Prefabricados

➤ En encofrados de estructura gruesa, los valores pueden superar el doble del valor resultante de una superficie adherente de encofrado común. Las superficies de encofrado retiradas antes del levantamiento no se incluyen en el cálculo.

El resultado de la adherencia al encofrado, H_a , se calcula mediante la siguiente ecuación, la que se debe de sumar al peso propio del elemento prefabricado a la hora de realizar los cálculos de los momentos que se producen en el elemento prefabricado debido a su suspensión.

$$H_a = h_a * A$$

Donde:

H_a = Fuerza resultante de la adherencia al encofrado.

h_a = Valores de referencia de la adherencia al encofrado.

A = Área en contacto con el encofrado

Los elementos prefabricados deben elevarse lenta y uniformemente mientras se golpea ligeramente la pieza con un mazo para facilitar su separación del molde. La elevación debe ser absolutamente uniforme pues, sino, la pieza podría deformarse, lo que podría dar lugar a grietas perjudiciales o, a veces, incluso la rotura de la pieza.

Hasta una longitud de 6 metros son suficientes cuatro puntos de elevación, hasta 9 metros seis puntos y hasta 12 metros o más, ocho puntos. Las piezas más largas deben elevarse por más de cuatro puntos. La primera razón para ello es el mayor peso muerto y, la segunda, la creciente adherencia de la pieza al molde. Para vencer estas dos fuerzas se necesita tirar con una fuerza relativamente grande y como la resistencia del hormigón es solamente el 50% de la resistencia cúbica estipulada, la fuerza con la que se tira debe distribuirse adecuadamente, necesitándose un aumento en el número de los puntos de elevación. Estos puntos deben distribuirse de modo que las fuerzas que se produzcan en ellos sean iguales.

La adherencia al encofrado debería reducirse al mínimo retirando tantas piezas del encofrado como sea posible antes del levantamiento. Si todas las superficies del

encofrado son retiradas antes del levantamiento, no se incluye en los cálculos la fuerza de adherencia resultante.

2.7.8 Transporte y Montaje

La transportabilidad de las piezas depende de las dimensiones y peso de las mismas, de las condiciones de la carretera y de los vehículos disponibles para el transporte. Es importante que durante el transporte las piezas no deban estar sometidas a fuerzas mayores que las previstas en los cálculos estructurales.

Naturalmente debe estudiarse previamente con gran cuidado la distribución de fuerzas que pueden darse durante el transporte, teniendo en cuenta además los efectos dinámicos producidos por sacudidas ocasionales.

Como sistema de transporte de prefabricados se entiende un sistema completo, para fijar, levantar y transportar piezas prefabricadas de hormigón armado. Se compone de la grúa, los anclajes a empotrar en el elemento de hormigón y el correspondiente mecanismo de suspensión de carga.

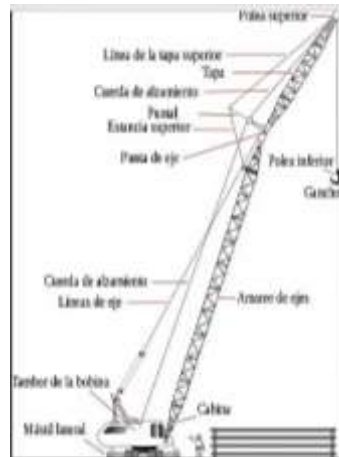
2.7.8.1 Grúas

Una grúa es una máquina destinada a elevar y distribuir cargas en el espacio suspendida de un gancho. Por regla general son ingenios que cuentan con poleas acanaladas, contrapesos, mecanismos simples, etc. Para crear ventaja mecánica y lograr mover grandes cargas.

Las grúas por lo general realizan cuatro movimientos principales:

- Rotación de la pluma y/o de la máquina
- Traslación de la grúa
- Elevación y descenso de la pluma
- Elevación y descenso del gancho

Figura 2.22: Partes Constituyentes de una Grúa



Fuente: Word Press

Las grúas se pueden clasificar en función del tipo de desplazamiento y del tipo de estructura del dispositivo de elevación.

- Se conoce como grúas móviles al conjunto formado por un vehículo portante, sobre ruedas o sobre cadenas (oruga) dotado de sistema de propulsión y dirección propia, sobre cuyo chasis se acopia un aparato de elevación tipo pluma.
- Las diferencias de las grúas móviles en cuanto a la estructura del dispositivo de elevación están determinadas por las tipologías de las plumas, utilizadas para la suspensión de las cargas (plumas de celosías, plumas de secciones o telescópicas)

Las plumas telescópicas son las más difundidas ya que se montan en casi todas las máquinas de izaje, en independencia de su capacidad.

El desarrollo de las plumas de secciones o telescópicas ha estado determinado por la necesidad de reducir los tiempos de utilización y el número de elevaciones por trabajo, por la posibilidad de realizar múltiples intervenciones con breves tiempos de preparación y con reducido personal.

Los principales inconvenientes de las plumas de secciones o telescópicas provienen de su considerable peso y su menor capacidad de carga cuando se utilizan con grandes radios de trabajo.

Finalmente la selección de la grúa debe hacerse durante la concepción del proyecto considerando los siguientes aspectos:

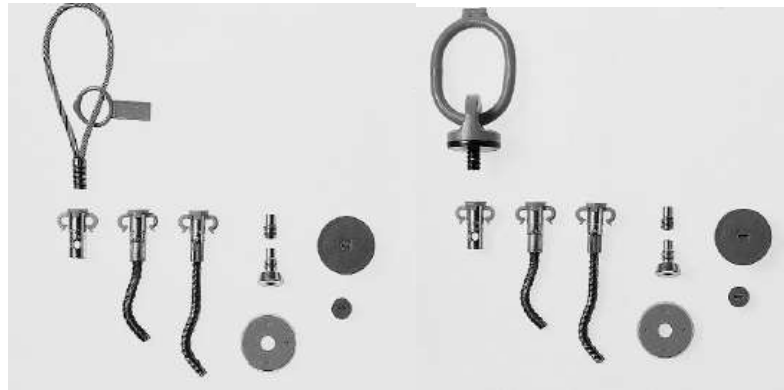
- Tipo de carga
- Aspecto y dimensiones del edificio
- Altura de elevación
- La carga y su relación con la capacidad de la grúa
- Espacio necesario para operaciones y maniobras
- Análisis de los obstáculos, en especial los aéreos
- Preparación de la zona
- Volumen a ejecutar y plazos de ejecución
- Disposición de las piezas a montar
- Medios auxiliares de izaje
- Condición de trabajo en la obra
- Accesibilidad
- Topografía
- Tipo de terreno
- Velocidad y sentido del viento

2.7.8.2 Anclajes y Mecanismos de Suspensión

Debido al aumento de los requerimientos arquitectónicos de los constructores, existe una gran variedad de elementos prefabricados de hormigón, por lo que no hay un único sistema que pueda cubrir todos los casos. Por ese motivo, numerosas empresas que trabajan en el rubro de los prefabricados cuentan en su programa con 3 sistemas de transporte diferentes:

- **Sistema Roscado**

Figura 2.23: Sistema Roscado con Cable y Sistema Roscado con Gancho Rotativo



Fuente: PFEIFER-Introducción Técnica General Para Sistemas de Transporte de Prefabricados

- **Sistema de Elingas Sinfin**

Figura 2.24: Sistema de Elingas Sinfin



Fuente: PFEIFER-Introducción Técnica General Para Sistemas de Transporte de Prefabricados

- **Sistema de Bulones**

Figura 2.25: Sistema de Bulones con Dispositivo Quicklift



Fuente: PFEIFER-Introducción Técnica General Para Sistemas de Transporte de Prefabricados

A pesar de las múltiples formas utilizadas en la industria de piezas prefabricadas, es posible dependiendo del elemento estructural y de su forma seleccionar el tipo de anclaje adecuado para su transporte y montaje en obra. Para las vigas prefabricadas se recomienda el uso de bulones que serán empotrados en las vigas de hormigón armado y el dispositivo quicklift que servirá como mecanismo de suspensión de carga

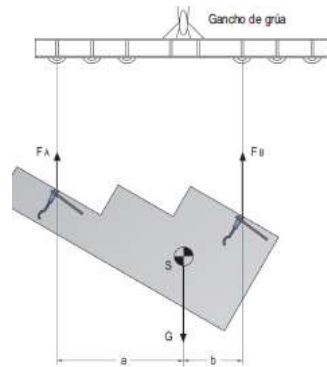
Los criterios para la selección, el dimensionamiento y la disposición de los anclajes para transporte de los elementos prefabricados de hormigón son: seguridad, rentabilidad y fácil manejo durante la fabricación y el montaje. Todos los anclajes para transporte deben ser dimensionados en relación con las cargas reales que soportarán. Para ello es necesario tener en cuenta:

- Peso propio del elemento prefabricado de hormigón
- Adherencia de la pieza de hormigón al encofrado
- Fuerzas de aceleración en el levantamiento con la grúa

Y la disposición geométrica de los anclajes en la pieza prefabricada. Si los anclajes se disponen de forma simétrica al centro de gravedad, se garantiza

una suspensión estática determinada, si no es posible una disposición simétrica respecto del centro de gravedad, la pieza prefabricada de hormigón dará vueltas al ser elevada hasta que el centro de gravedad coincida bajo el gancho, como se observa en la figura 2.26.

Figura 2.26: Disposición Asimétrica de los Anclajes



Fuente: PFEIFER-Introducción Técnica General Para Sistemas de Transporte de Prefabricados

A continuación se presentan dos tablas extraídas del manual Pfeifer, donde se especifican las separaciones mínimas entre anclajes, distancias al borde y limitaciones de carga. Que se han de tomar en cuenta a la hora de seleccionar el tipo de anclaje adecuado para las vigas prefabricadas en estudio.

Tabla VIII: Separaciones Mínimas entre Anclajes

Tamaño	a cm	b cm
WK 2	35	70
WK 2,5	45	90
WK 4	60	120
WK 6,3	70	140
WK 8	75	150
WK 10	80	160
WK 12,5	85	170
WK 15	100	200
WK 20	120	240

Fuente: PFEIFER-Introducción Técnica General Para Sistemas de Transporte de Prefabricados

Donde:

a= Distancia mínima al borde

b= Separación mínima entre anclajes

Tabla IX: Cargas Admisibles de Acuerdo al Tipo de Anclaje en Toneladas.

Tamaño	Carga admisible t
WK 2	2,0
WK 2,5	2,5
WK 4	4,0
WK 6,3	6,3
WK 8	8,0
WK 10	10,0
WK 12,5	12,5
WK 15	15,0
WK 20	20,0

Fuente: PFEIFER-Introducción Técnica General Para Sistemas de Transporte de Prefabricados

2.7.9 Fuerzas Actuantes en las Etapas de Transporte y Montaje






- **Peso Propio del Elemento Prefabricado de Hormigón:** Para las piezas de hormigón armado se cuenta con un peso específico igual a 2400 Kg/m³. Por lo que para el cálculo del peso de la pieza únicamente es necesario calcular el volumen de la pieza y multiplicarlo por el peso específico del hormigón armado.

$$D = \gamma_{H.A} * V$$

- **Fuerzas de Aceleración en el levantamiento con la grúa:** Con la aceleración producida al levantar, girar, transportar y depositar una pieza prefabricada con la grúa pueden generarse otras fuerzas, debido a los efectos de inercia de la masa. A mayor aceleración, más fuerzas. Para ello se introduce el factor de carga por elevación (véase la tabla X), que se multiplicará por el peso de la pieza.

Se recomienda precaución con el transporte con excavadoras en terrenos accidentados; en este caso se deberá calcular un factor $f = 2$.

Tabla X: Factores de Carga por Elevación

Equipo de elevación	Factor carga elev. f
 Grúas giratorias de torre para empresas de construcción	f = 1.1-1.3
 Autogrúas Autogrúa de cargas pesadas	f = 1.2-1.6 f = 1.1-1.3
 Puentes de carga, Grúas de pórtico	f = 1.2-1.6
 Excavadoras, dependiendo de la tracción	f = 1.6-2.5
 Carretilla elevadora	f = 1.6-3.0

Fuente: PFEIFER-Introducción Técnica General Para Sistemas de Transporte de Prefabricados

2.7.10 Conexiones Viga Columna

Se llama conexión a la región de la estructura que une dos o más elementos, uno o más de los cuales son prefabricados.

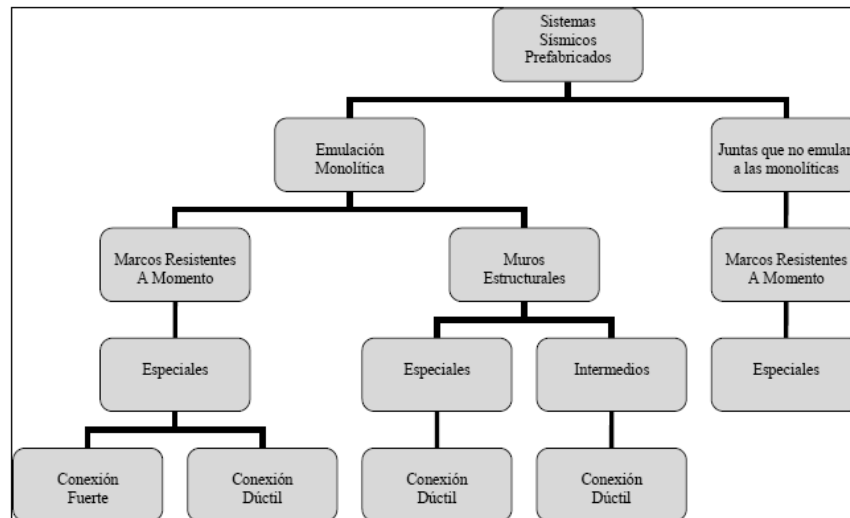
Las conexiones son una de las partes más importantes en las estructuras prefabricadas. El comportamiento y buen desempeño de una estructura prefabricada, dependerá en gran medida del comportamiento de la conexión.

Un principio importante que se debe seguir en materia de conexiones de prefabricados es realizarlas de la manera más simple posible. Conexiones complejas son difíciles de diseñar, de producir y de controlar. Otro punto importante sobre las conexiones de prefabricados, es que en general estas buscan obtener un sistema de columna fuerte-viga débil, en el cual las rotulas plásticas se desarrollan en las vigas, manteniéndose las columnas dentro de su rango elástico.

Esto es para evitar pisos blandos que puedan convertir a la estructura en un mecanismo, haciéndola colapsar.

La norma ACI 318-05 propone un tipo de clasificación para las conexiones, que es el que se presenta en el esquema de la figura 2.27.

Figura 2.27: Clasificación de las Conexiones



Fuente: Daniel A. Plubins Cannesa-Conexiones Sismo resistentes Viga-Columna en Elementos Prefabricados de Hormigón

En esta clasificación, las conexiones se dividen en dos grandes grupos, el de conexiones de emulación monolítica que son las conexiones de marcos o muros prefabricados que pretenden tener un comportamiento similar al de una estructura monolítica y el de juntas que no emulan a las monolíticas que son todas aquellas que no pretenden comportarse como las estructuras monolíticas.

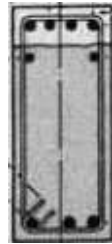
A su vez estos dos grandes grupos se subdividen en diferentes grupos dependiendo de su sistema estructural, pudiendo ser estos marcos o muros estructurales. Finalmente las conexiones se clasifican como dúctiles o fuertes.

Se llama conexión dúctil a aquella que fluye o pasa del límite elástico. Mientras que se conoce como conexión fuerte a aquella que permanece elástica mientras los miembros adyacentes experimentan fluencias.

La conexión viga-columna que se estudió en este documento fue ensayada en la Universidad de Canterbury en Nueva Zelanda por Restrepo, Park y Buchanan. Es una conexión con hormigón en sitio en la zona viga-columna, la cual fue diseñada en base a la estructura más común de marcos prefabricados en Nueva Zelanda, que suele tener entre 9 y 25 pisos de altura.

En donde la parte baja de la viga es prefabricada y la parte superior es vaciada en obra. El refuerzo superior es completado en sitio con la cantidad de armadura requerida de acuerdo a las solicitaciones del edificio.

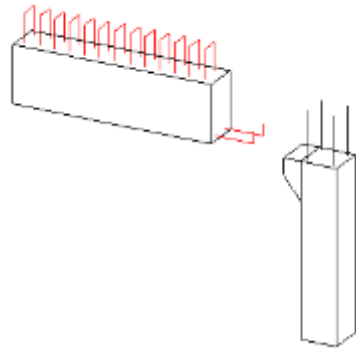
Figura 2.28: Viga Prefabricada



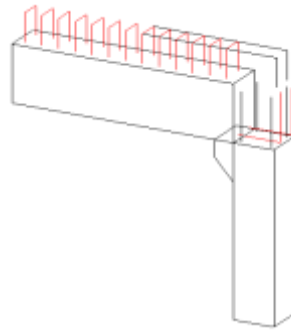
Fuente: Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings

El refuerzo inferior es anclado en la región de la junta viga-columna mediante largo de desarrollo más un gancho final en 90°.

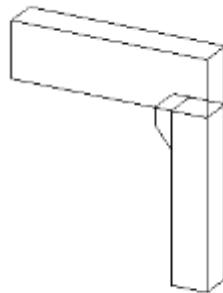
Figura 2.30: Detalle de Unión Viga-Columna



a) Montaje de la viga



b) Refuerzo momento negativo



c) Unión monolítica

Fuente: Elaboración Propia

3. INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1. Levantamiento Topográfico y Emplazamiento

El levantamiento topográfico y emplazamiento de la Unidad Educativa Santa Ana la Nueva fue proporcionado por la secretaría de Obras Públicas y Servicios del Gobierno Autónomo Municipal de la ciudad de Tarija, el cual abarca aproximadamente 16106.55 m² y en el que se presentan curvas de nivel por cada metro de altimetría.

Ver Anexo 21. Plano 3

3.2. Estudio de Suelos

El estudio de suelos fue proporcionado por la Secretaria de Obras Públicas y Servicios del Gobierno Autónomo Municipal de la ciudad de Tarija, del cual se obtuvo de la clasificación de suelos un suelo A-6 (arcilloso de media plasticidad) con contenido de humedad de 16.96% y del ensayo de capacidad portante (SPT) una resistencia de 3 Kg/cm².

Sin embargo después de realizar verificaciones, se pudo evidenciar que el suelo se encontraba en el límite entre un suelo A4 y un suelo A6, por lo que finalmente se adoptó un suelo A4 que es el más desfavorable de ambos con una resistencia de 2 Kg/cm².

Ver Anexo 1.

3.3. Planos Arquitectónicos

Los planos empleados para este diseño fueron proporcionados por la Secretaria de Obras Públicas y Servicios del Gobierno Autónomo Municipal de la ciudad de Tarija, estos se encuentran en el Anexo 21 en las láminas 1 y 2.

3.4. Materiales y Normas

El sistema estructural de la estructura modelo está conformado por pórticos de hormigón armado, losas nervadas y una armadura de cubierta de madera. Para los elementos de hormigón armado se empleó para su diseño la norma ACI 318-08 mientras que para los elementos de madera se utilizó el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino.

Dado que Tarija es una ciudad de baja sismicidad no se tomaron en cuenta consideraciones especiales para el diseño del mismo.

Los materiales que se utilizaron así como las características que los definen, se indican a continuación:

Elementos de Hormigón Armado

Concreto

- Peso Específico..... $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Resistencia Característica a Compresión..... $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad..... $E_c = 218819.79 \text{ kg/cm}^2$

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

Si f'_c está en MPA

$$f'_c \leq 28 \text{ MPa} \rightarrow E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

$$f'_c > 28 \text{ MPa} \rightarrow E_c = 4800 \sqrt{f'_c}$$

- Coeficiente de Poisson..... $\mu = 0.20$

Acero de refuerzo

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo..... $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad..... $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Elementos de Madera

• Armadura Cubierta:

- Esfuerzo admisible a flexión..... $f_m = 100 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo admisible a tracción..... $f_t = 75 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo admisible a compresión..... $f_c = 80 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo admisible de corte $f_v = 8 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad..... $E_s = 55000 \text{ kg/cm}^2$

• Correas:

- Esfuerzo admisible a flexión..... $f_m = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad..... $E_s = 95000 \text{ kg/cm}^2$

3.5. Análisis de Cargas

3.5.1. Estados de Carga

Los estados de carga se definen como las posibles cargas que se presentan durante la vida útil de la estructura. Se debe tener en cuenta que dentro de un estado de carga dado, existe la posibilidad de que la posición de la carga (en este caso carga viva o sobrecarga de servicio) produzca efectos críticos en la estructura, inclusive mayores a los que si la carga se considera actuando en la totalidad de esta.

Para el análisis de la estructura los estados de carga se dividieron en tres grupos, de los cuales el primer grupo está constituido por la carga muerta, cuya magnitud y posición son constantes a través del tiempo, el grupo dos está conformado por la sobrecarga de servicio y finalmente el grupo tres por las cargas de viento.

- **Carga Muerta (D)**

Este grupo se encuentra constituido por el peso propio de los elementos estructurales (DG) y las cargas permanentes de la estructura (DP) entre las cuales se tiene: el peso de la cerámica, de la carpeta de nivelación, el peso del cielo raso aplicado en la cara inferior de la losa y el peso de la tabiquería., cuya magnitud y posición son constantes a través del tiempo. Debido a que estas cargas son estáticas tan sólo basta con ubicarlas en su posición.

- **Sobrecarga de Servicio (L)**

Estas cargas se diferencian de las cargas permanentes por no poseer una ubicación definida, por lo que se dificulta su análisis y se deben generar un mayor número de estados, con los cuales se logren los mayores esfuerzos en los elementos de la estructura, sin embargo el código ACI-318-08 especifica en el apartado 13.6.2 del capítulo 13 que si la carga viva no mayorada no excede en $\frac{3}{4}$ a la carga muerta no mayorada, se permite suponer que se producen los momentos mayorados máximos en todas las secciones con la carga viva mayorada total actuando en todo el sistema de losa. Por lo que para el diseño de la estructura al no sobrepasar la carga viva no mayorada los $\frac{3}{4}$ de la carga muerta no mayorada, se supuso la carga viva actuando en todo el sistema de losa.

- **Carga de Viento (W)**

Las cargas de viento de diseño se determinaron siguiendo el procedimiento del Método Analítico de la norma NB1225003-1 ya que el edificio en estudio no reunía los requisitos para la aplicación del Método Simplificado.

Para el diseño se supuso el viento actuando en todas las direcciones horizontales, por lo que se analizaron los casos en los que el viento sopla de Norte a Sur, de Sur a Norte, de Oeste a Este y de Este a Oeste.

3.5.2. Combinaciones de Carga

La finalidad de las combinaciones de carga es la de encontrar con la mejor aproximación posible los esfuerzos de trabajo simultáneos que se presentarán y deberán ser absorbidos por los elementos. El cómo combinar las cargas depende de estudios probabilísticos en los cuales se tiene en cuenta la probabilidad de ocurrencia simultánea de estas de forma tal que representen mejor a la complejidad de la realidad. Las normas estipulan diferentes combinaciones de carga básicas a tener en cuenta en el análisis.

Deben de tomarse en consideración las diversas combinaciones de carga a fin de determinar la condición de diseño crítica, por lo que las combinaciones de carga que se usaron en el presente trabajo son las siguientes:

- $U = 1.40 D$
- $U = 1.20 D + 1.60 L$
- $U = 1.20 D + 0.87$ viento N-S
- $U = 1.20 D + 0.87$ viento S-N
- $U = 1.20 D + 0.87$ viento O-E
- $U = 1.20 D + 0.87$ viento E-O
- $U = 1.20 D + 1.60$ viento N-S + 1 L
- $U = 1.20 D + 1.60$ viento S-N + 1 L
- $U = 1.20 D + 1.60$ viento O-E + 1 L
- $U = 1.20 D + 1.60$ viento E-O + 1 L
- $U = 0.90 D + 1.60$ viento N-S
- $U = 0.90 D + 1.60$ viento S-N
- $U = 0.90 D + 1.60$ viento O-E

- $U = 0.90 D + 1.60$ viento E-O

3.5.3. Magnitudes de las Cargas Actuantes

Una vez definida la ubicación de cada una de las cargas en estudio se procedió a determinar las magnitudes de éstas:

3.5.3.1. Peso Propio

El peso propio de los elementos estructurales de concreto armado es calculado de forma automática por el programa Sap2000V18, para esto el programa toma en cuenta las dimensiones de los elementos y el peso específico definido de los miembros en este caso para el concreto armado 2400 kg/m^3 .

3.5.3.2. Sobrecarga Permanente

Es la carga debida al peso de todos los elementos constructivos que soporta la estructura, entre los cuales tenemos el peso debido al revestimiento cerámico, al cielo raso, a la tabiquería y a los peldaños de las escaleras.

El peso específico aparente de los materiales en estudio se extrajo de tablas proporcionadas por la norma NB-1225002-1 las cuales se encuentran en el Anexo 2, en las tablas:

Tabla 2.1: Peso específico de Materiales

Tabla 2.2: Peso específico de Materiales Almacenables

• Revestimiento Cerámico

. Cerámica

$e_{\text{ceramica}} =$	0.8	cm
$\gamma_{\text{ceramica}} =$	1800	kg/m^3
$P_{\text{cerámica}} =$	14.4	kg/m^2

. Carpeta de nivelación

$e_{\text{carpeta}} =$	1.5	cm
$\gamma_{\text{mortero}} =$	2100	kg/m^3
$P_{\text{carpeta}} =$	31.5	kg/m^2

$$P_{\text{revest. cerámico}} = P_{\text{cerámica}} + P_{\text{carpeta}}$$

$P_r.Cerámico=$	45.9	kg/m²
-----------------	-------------	-------------------------

• **Cielo Raso**

$$e.c.raso= 1 \text{ cm}$$

$$\gamma_{mortero}= 2100 \text{ kg/m}^3$$

$P_{c.raso}=$	21	kg/m²
---------------	-----------	-------------------------

• **Tabiquería**

Muros de 20 cm de espesor

Ladrillo

$$e = 0.2 \text{ m}$$

$$H_{muros}= 2.8 \text{ m}$$

ladrillos 6 huecos:

$$b= 18 \text{ cm}$$

$$h= 12 \text{ cm}$$

$$l= 24 \text{ cm}$$

$$\text{junta} = 1.5 \text{ cm}$$

$$N. \text{ ladrillos/m} = 81.34$$

$$\gamma_{ceramica. huec} = 1800 \text{ kg/m}^3$$

$$P_c = 758.96 \text{ kg/m}$$

Mortero

$$\text{Vol. T} = 0.56 \text{ m}$$

$$\text{Vol. Lad} = 0.422 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. Mortero} = 0.138 \text{ m}^3$$

$$\gamma_{mortero} = 2100 \text{ kg/m}^3$$

$$P_{mortero} = 290.54 \text{ kg/m}$$

$$P_{muros} = P_c + P_{morteros}$$

$$P_{muros} = 1049.51 \text{ kg/m}$$

Revoques

Revoque Base (interior y exterior)

$e_{\text{mortero}}=$	1	cm
$\gamma_{\text{mortero}}=$	2100	kg/m ³
$P_{\text{mortero}}=$	58.8	kg/m
$P_{\text{mortero}}=$	117.6	kg/m

Revoque de Yeso (solo para interiores)

$e_{\text{yeso}}=$	1.5	cm
$\gamma_{\text{yeso}}=$	1250	kg/m ³
$P_{\text{yeso}}=$	52.50	kg/m
$P_{\text{revoques}}=$	170.10	kg/m

Total Tabiqueria:

$$\text{Total} = P_{\text{muros}} + P_{\text{revoques}}$$

Total=	1219.61	kg/m
--------	---------	------

Total.asum.=	1220	kg/m
---------------------	-------------	-------------

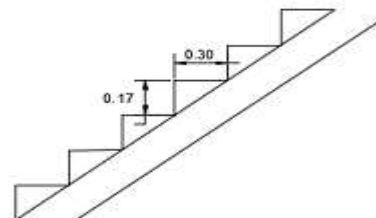
• Peldaños Escalera

El programa Sap 2000V18 realiza el cálculo del peso propio de la rampa de la escalera teniendo en cuenta el espesor que le asignamos, sin embargo el peso de los peldaños se lo debe calcular como una carga por superficie e introducirla al programa.

Huella= 0.30

ContraHuella= 0.17

$\gamma_{H.S} = 2400 \text{ kg/m}^3$



$$P. peldaños = \frac{\gamma H. S * \frac{1}{2} (Huella * Contrahuella) * 1m}{Huella * 1m}$$

P.peldaños=	204	kg/m ²
-------------	-----	-------------------

Acabados:

e _{cerámica} =	0.8	cm
γ _{cerámica} =	1800	kg/m ³
P_{cerámica} =	14.4	kg/m²

e _{carpeta} =	1.5	cm
γ _{mortero} =	2100	kg/m ³
P_{carpeta} =	31.5	kg/m²

e.c.raso =	1	cm
γ_{mortero} =	2100	kg/m³
P_{c.raso} =	21	kg/m²

Total Escaleras:

$$T. Escaleras = P. peldaños + Acabados$$

T. escaleras=	270.9	kg/m ²
---------------	-------	-------------------

T. escaleras=	271	kg/m²
----------------------	------------	-------------------------

3.5.3.3. Sobrecarga de Uso

Las sobrecargas de uso son variables y de difícil determinación dado que sobre un piso, la posición de los objetos cuyo peso constituye la sobrecarga de uso es variable e indeterminada en general, por esta razón se sustituye su peso por una carga superficial uniforme, por lo que se adoptaron valores

recomendado para escuelas por la norma NB-1225002-1 que se extraen de la tabla 2.3 del Anexo 2

Tabla XI: Sobrecarga de Uso

Aulas	700 kg/m ²
Corredores	400 kg/m ²
Escaleras	500 kg/m ²
Techos Inclinados	50 kg/m ²

Fuente: NB1225003-1

3.5.3.4. Carga de Viento

Las cargas de viento fueron determinadas siguiendo el procedimiento del Método Analítico de la NB1225003-1 para el que se siguieron los siguientes pasos:

1. Se determinó la velocidad básica del viento (V) de la tabla 2.4 del anexo 2, la cual se extrae de la norma NB1225003-1, del artículo 5.3. Para la comunidad de Santa Ana la Nueva se obtuvo una velocidad básica de viento de 14.70 m/s.
2. Se determinó el factor de direccionalidad a partir de la tabla 2.5 del Anexo 2, el cual se encuentra en función del tipo de estructura en estudio. En nuestro caso se analizó el sistema principal resistente a la fuerza del viento, por lo cual se adoptó un factor de direccionalidad de 0.85.
3. Como paso 3 se definió un factor de importancia I . El factor de importancia para un edificio u otra estructura se obtiene de la Tabla XII, la cual se encuentra en función de la categoría del edificio. Los edificios y otras estructuras se clasifican en 4 categorías dependiendo del grado de riesgo que supone para la vida humana la falla del mismo y de la importancia de la función que cumple para el beneficio de la comunidad. La tabla 2.6 del anexo

2, categoriza a las diferentes estructuras de acuerdo al uso que se les da a las mismas.

Tabla XII: Factor de Importancia

Categoría	I
I	0.87
II	1.00
III	1.15
IV	1.15

Fuente: NB1225003-1

En el caso de la Unidad Educativa Santa Ana la Nueva se optó por un factor de Importancia igual a 1.15, el cual corresponde a un edificio de categoría III, que es la categoría a la cual pertenece el centro educativo en estudio.

4. Para cada dirección de viento considerada se determinó una categoría o categorías de exposición que reflejan adecuadamente las características de las irregularidades de la superficie del terreno y los coeficientes de exposición para presión dinámica K_z o K_h , según corresponda.

El colegio Santa Ana la Nueva se encuentra dentro de la categoría de exposición C, la cual corresponde a terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente menores que 10,0 m.

En base a la categoría de exposición que se dispuso se obtuvieron los coeficientes de exposición para la presión dinámica K_z y K_h de la tabla 2.7 del Anexo 2, donde $K_z=0.916$ y $K_h=0.9434$, ambos valores fueron obtenidos mediante interpolación lineal por tener valores intermedios de altura.

5. Los efectos del aumento de la velocidad del viento sobre lomas, escarpas y colinas aisladas que constituyen cambios abruptos en la topografía general en cualquier categoría de exposición, se deben incluir en el diseño. Al

no contar con un terrero accidentado se optó por un factor topográfico K_{zt} igual a 1

6. Se determinó un factor de efecto de ráfaga $G=0.85$.

7. Los edificios se clasifican en tres grupos según la permeabilidad de sus paredes, por lo que en este punto se procedió a clasificar a la estructura de acuerdo a las siguientes tres definiciones.

- **Edificio Abierto:** Un edificio que tienen cada pared abierta al menos en un ochenta por ciento. Esta condición se expresa para cada pared mediante la ecuación:

$$A_o \geq 0.80 A_g$$

Donde:

A_o = Área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva en m^2 .

A_g = Área total de aquella pared con la cual A_o está asociada, en m^2

- **Edificio Parcialmente Cerrado:** Un edificio que cumple con las dos condiciones siguientes:

- El área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva excede la suma de las áreas de aberturas en el resto de la envolvente del edificio en más del 10%.

$$A_o > 1.10 A_{oi}$$

Donde:

A_o = Área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva en m^2 .

A_{oi} = Suma de las áreas de aberturas en la envolvente del edificio no incluyendo A_o , en m^2 .

➤ El área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva excede el valor menor entre 0.40m^2 o el 1% del área de dicha pared, y el porcentaje de aberturas en el resto de la envolvente del edificio no excede el 20%.

$$A_o > 0.4 \text{ m}^2; A_o > 0.01 A_g \text{ (El que sea menor)}$$

Y

$$\frac{A_{oi}}{A_{gi}} \leq 0.20$$

Donde:

A_o = Área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva en m^2 .

A_g = Área total de aquella pared con la cual A_o está asociada, en m^2

A_{oi} = Suma de las áreas de aberturas en la envolvente del edificio no incluyendo A_o , en m^2 .

A_{gi} = La suma de las áreas totales de superficie de la envolvente del edificio no incluyendo A_g , en m^2

- **Edificio Cerrado:** Un edificio que no cumple con las condiciones establecidas para edificios abiertos o parcialmente cerrados.

8. Los coeficientes de presión interna GC_{pi} se determinaron de la Tabla XIII, en base a la clasificación de cerramientos descrita anteriormente.

Al tratarse de un edificio cerrado se obtuvieron coeficientes de presión interna de $+0.18$ y -0.18 los cuales fueron usados con q_z y q_h .

Para determinar los requisitos de carga crítica para la condición apropiada, se consideraron dos casos:

- a) un valor positivo de GC_{pi} aplicado a todas las superficies internas.
- b) un valor negativo de GC_{pi} aplicado a todas las superficies internas.

Tabla XIII: Coeficientes de Presión Interna GC_{pi}

Clasificación de Cerramiento	G_{cpi}
Edificios Abiertos	0.00
Edificios Parcialmente Abiertos	+ 0.55
	- 0.55
Edificios Cerrados	+ 0.18
	- 0.18

Fuente: NB1225003-1

9. Se determinó presión dinámica evaluada a una altura z y h mediante la siguiente expresión.

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I$$

Donde:

q_z = Presión dinámica calculada a la altura z , en N/m^2

K_d = Coeficiente de exposición para la presión dinámica

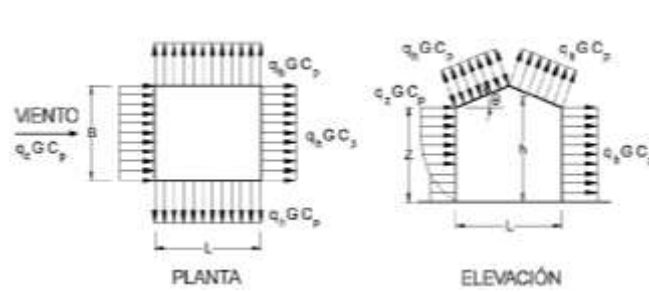
K_{zt} = Factor Topográfico

V = Velocidad básica del viento

I = Factor de Importancia

10. Se determinaron los coeficientes de presión externa C_p . Los coeficientes de presión externa para sistemas principales resistentes a la fuerza del viento están basados en la Figura 3.1 y sus valores están dados en la tabla XIV.

Figura 3.1: Coeficientes de Presión Externa C_p



Fuente: NB1225003-1

Tabla XIV: Coeficientes de Presión en Paredes Cp

Superficie	L/B	Cp	Usar con
Pared a Barlovento	Todas	0.8	qz
Pared a Sotavento	0-1	-0.5	qh
	2	-0.3	
	≥4	-0.2	
Paredes Laterales	Todas	-0.7	qh

Fuente: NB1225003-1

En el caso de las paredes del edificio sometidas a sotavento se adoptó un valor de Cp igual a -0.5, siendo este el valor más desfavorable de todas las paredes del edificio.

11. Finalmente se determinó la carga de viento de diseño. Las presiones de diseño para los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento de edificios de todas las alturas se obtienen mediante la siguiente ecuación:

$$p = q * G * Cp - qi * (GCpi)$$

Donde:

p= Presión de viento de diseño, en N/m²

q = qz para paredes a barlovento evaluada a la altura z sobre el terreno

q = qh para paredes a sotavento, paredes laterales y cubiertas, evaluada a la altura h

qi= qh para paredes a barlovento, paredes laterales, paredes a sotavento y cubiertas de edificios cerrados

G = El factor de efecto de ráfaga igual a 0,85 para estructuras rígidas

G_{Cpi} = Coeficiente de presión interna

Una vez terminado el cálculo se obtuvieron las siguientes presiones de diseño:

- Paredes a Barlovento= 10.26 Kg/m²
- Paredes a Sotavento= -7.39 Kg/m²
- Paredes Laterales= -9.47 Kg/m²

Estas presiones se encuentran por debajo de la carga de viento de diseño mínima, la cual no debe ser menor a 50 N/m²; por lo que para la carga de viento del edificio se adoptó el valor de 50 N/m².

Para poder calcular los valores de las cargas de viento en la estructura se deben de conocer las áreas de acción del viento, debido a esto se analizó la fachada de la estructura y se determinó el área de influencia que se tiene en cada unión viga-columna para poder obtener así la fuerza actuante en cada unión.

La memoria de cálculo de la acción del viento sobre la edificación se muestra en el anexo 3 del presente documento.

3.6. Diseño Estructural

3.6.1. Generalidades

3.6.1.1. Idealización Estructural

Como es sabido, la estructura real deberá ser idealizada gráficamente por figuras que representen los distintos elementos que la conforman. Para ser introducidos a paquetes computacionales o realizar el cálculo manual.

Los elementos con los que se cuenta para discretizar (segmentar) una estructura son:

- Los Nodos.- Los cuales representan los puntos de unión, cambio de sección, interacción entre elementos diferentes como ser una placa sobre una barra o una barra sobre otra, por lo que se debe tener especial cuidado al introducir la estructura para que todos los elementos estén conectados entre sí.
- Los elementos Barra.- Estos constituyen una línea que se une entre dos nodos y representa a elementos en los cuales sus lados transversales son mucho menores que su longitud, en otras palabras, éstos son tanto vigas como columnas.

- Elementos Placa.- Éstos tienen un espesor considerablemente menor que las otras dos dimensiones. Estos elementos son empleados en el cálculo de esfuerzos de losas, ya sean en una dirección o armadas en cruz (dos direcciones).

Figura 3.2: Idealización Unidad Educativa Santa Ana la Nueva

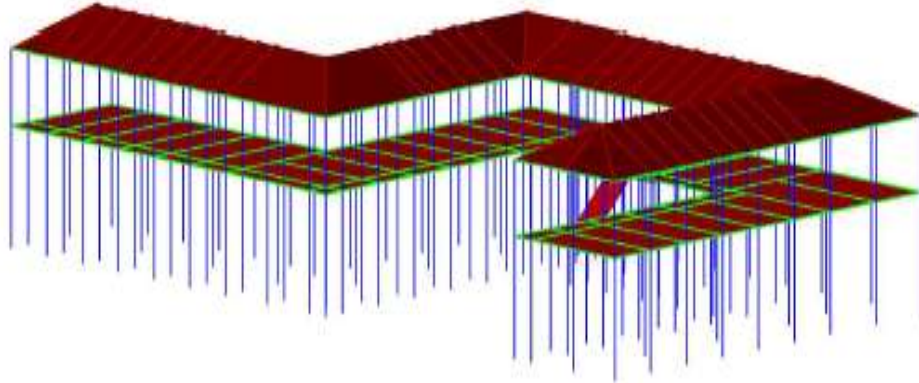


Figura 3. Fuente: Elaboración Propia

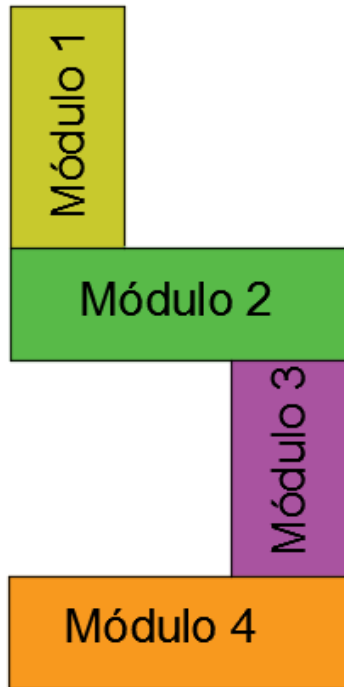
3.6.1.2. Módulos Estructurales

Al variar la temperatura, las estructuras de hormigón se deforman: se acortan o alargan; a causa de la contracción del hormigón se acortan. Para disminuir los esfuerzos debidos a la temperatura y contracción, las estructuras de hormigón se dividen a lo largo y a lo ancho con juntas de dilatación.

Las juntas de dilatación y contracción se hacen en la parte del edificio que sobresale del suelo: desde la cubierta del techo hasta la superficie superior del fundamento, dividiendo en este caso los entresijos y las paredes.

Debido a la dimensión de la estructura esta deberá contar con tres juntas de dilatación, las cuales dividirán a la estructura en cuatro módulos

Figura 3.3: Módulos Estructurales Unidad Educativa Santa Ana la Nueva



Fuente: Elaboración Propia

3.6.2. Armadura de Cubierta

Para el diseño de la armadura de cubierta se tomó como referencia el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino y el libro “Diseño de Estructuras de Madera” del ingeniero José Rodrigo Lea Plaza.

La cercha Howe en estudio cuenta con una luz de 8.60 metros, se encuentra espaciada cada 1.50 metros y tiene madera del grupo C.

Para el dimensionamiento se optó por adoptar un mismo espesor para todas las piezas para facilitar la materialización de las uniones. Por razones de uniformidad y facilidad en el corte y montaje de las diferentes piezas se calculó las piezas más solicitadas del cordón superior, del cordón inferior, montantes y diagonales, obteniendo así las siguientes dimensiones:

- **Cordón Superior:** 2*6 pulgadas
- **Cordón Inferior:** 2*3 pulgadas
- **Montantes:** 2*3 pulgadas

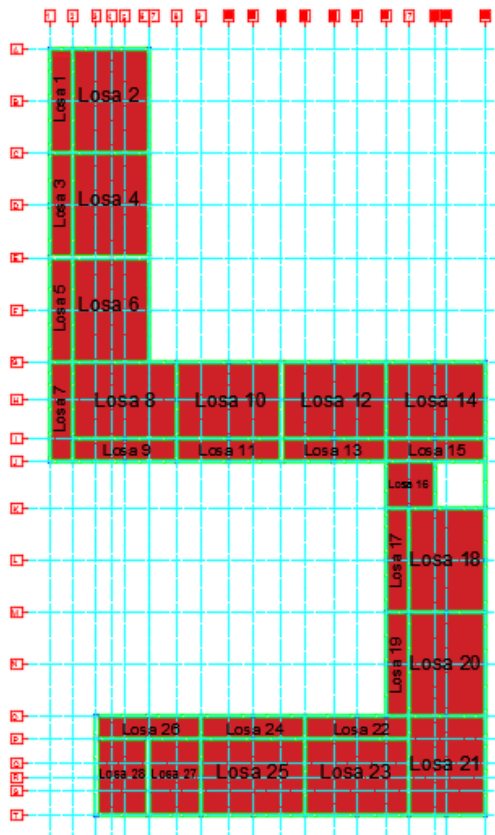
- **Diagonales:** 2*4 pulgadas

En el Anexo 4 del presente documento se presentan los cálculos detallados de este apartado.

3.6.3. Losa Reticular de Hormigón Armado

En el siguiente apartado se llevará a cabo el diseño de la losa 21 del panel de losas a modo de ejemplo de los cálculos que se llevaron a cabo para las demás losas, que se encuentran en el Anexo 5 de este documento. En el anexo 6 se encuentra el diseño de la escalera de hormigón armado.

Figura 3.4: Disposición de Losas

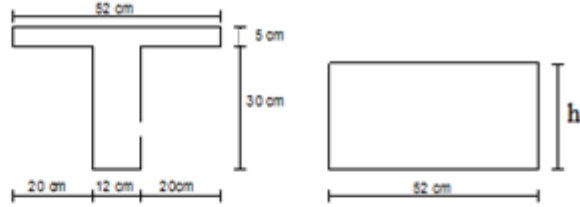


Fuente: Elaboración Propia

➤ **Control de Deflexiones**

. Cálculo del peralte equivalente de la losa nervada

Datos
 $b_{nervio} = 12 \text{ cm}$
 $h_{nervio} = 30 \text{ cm}$
 $b_{c.c} = 52 \text{ cm}$
 $h_{c.c} = 5 \text{ cm}$



Se calcula el área de la viga T

$$A = 620 \text{ cm}^2$$

Se calcula el centroide de la viga T

$$Y_G = 22.34 \text{ cm}$$

Se calcula la inercia de la viga T

$$I = 73775.54 \text{ cm}^4$$

Se calcula la altura de la losa maciza equivalente. Tomando en cuenta que su inercia deber ser la misma que la inercia de la viga T

$$h_{equiv} = 25.73 \text{ cm}$$

De acuerdo al código ACI-318-08(9.5.3.3), el espesor mínimo, h_{min} para losas con vigas que se extienden entre los apoyos esta en función de α_{fm}

$$0.2 < \alpha_{fm} < 2$$

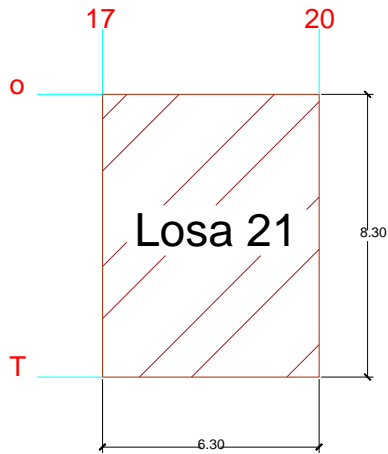
$$h_{min} = \frac{L_n * (800 + 0.0712 * F_y)}{36000 + 5000 * \beta * (\alpha_m - 0.2)}$$

$$2 < \alpha_{fm}$$

$$h_{min} = \frac{L_n * (800 + 0.0712 * F_y)}{36000 + 9000 * \beta}$$

. Peralte mínimo equivalente de las losas nervadas

Se calculan los valores de α para los cuatro bordes de la losa



Vigas

b= 30 cm

h= 50 cm

Losas

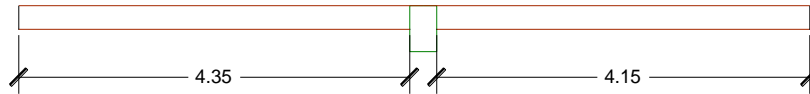
Lx= 630 cm

Ly= 830 cm

Ln= 830 cm

hequiv= 25.73 cm

Eje O



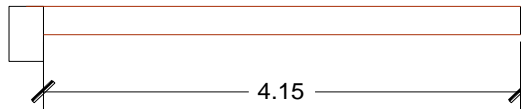
I_{Viga}= 312500 cm⁴

I_{Losa}= 1205946.29 cm⁴

$$\alpha = \frac{E * I_{Viga}}{E * I_{Losa}} = \frac{I_{Viga}}{I_{Losa}}$$

$\alpha_0 = 0.26$

Eje T

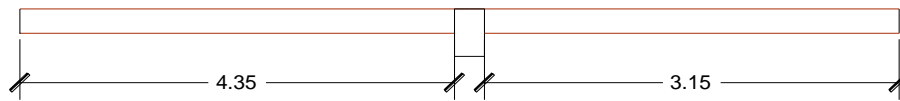


I_{Viga}= 312500.00 cm⁴

I_{Losa}= 588785.54 cm⁴

$\alpha_T = 0.53$

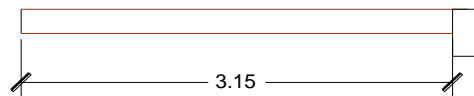
Eje 17



$$I_{Viga} = 312500.00 \quad \text{cm}^4$$
$$I_{Losa} = 1064070.25 \quad \text{cm}^4$$

$$\alpha_{17} = 0.29$$

Eje 20



$$I_{Viga} = 312500.00 \quad \text{cm}^4$$
$$I_{Losa} = 446909.51 \quad \text{cm}^4$$

$$\alpha_{20} = 0.70$$

Se calcula el valor de α_m

$$\alpha_m = 0.45$$

Se calcula el valor de β

$$\beta = \frac{L_{\text{Largo}}}{L_{\text{corto}}}$$

$$\beta = 1.32$$

Se calcula el valor de $h_{\text{mín}}$

$$h_{\text{mín}} = \frac{Ln * (800 + 0.0712 * Fy)}{36000 + 5000 * \beta * (\alpha_m - 0.2)}$$

$$h_{\text{min}} = 24.25$$

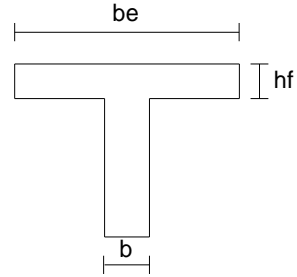
$$h_{\text{equiv}} = 25.73 \text{ cm} > 24.25 \quad \text{Ok}$$

➤ **Determinación del Ancho Efectivo de Compresión**

Nervios en la Dirección "x"

Datos

Lx= 6.3 m
hf= 5 cm
s= 0.4 m
b= 12 cm



- $be \leq \frac{1}{4} * L$

be= 157.5 cm

- $be \leq b + 16 * hf$

be= 92 cm

- $be \leq b + S$

be= 52 cm

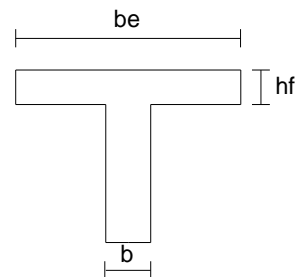
Por lo tanto:

be= 52 cm

Nervios en la Dirección "y"

Datos

Lx= 8.3 m
hf= 5 cm
s= 0.4 m
b= 12 cm



- $be \leq \frac{1}{4} * L$

be= 207.5 cm

- $be \leq b + 16 * hf$

$$be = 92 \text{ cm}$$

- $be \leq b + S$

$$be = 52 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$be = 52 \text{ cm}$$

➤ **Cálculo de la Armadura de Diseño Requerida**

Cálculo de la armadura requerida para $Mx(-)$ derecha

h=	35 cm
be=	52 cm
b=	12 cm
f'c=	210 kg/cm ²
β1=	0.85
Fy=	4200 kg/cm ²
φ=	0.9
refec=	3 cm
d=	32 cm
$Mx(-)i=$	261983 kg-cm
Es=	2100000 kg/cm ²

$$a = d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 4.57 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = 5.38 \text{ cm}$$

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * a}{Fy}$$

$$As = 2.33 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.625 \left[\beta_1 * 0.85 * \frac{f'c}{Fy} \left(\frac{0.003}{\frac{Fy}{Es} + 0.003} \right) \right]$$

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * b * d$$

$$A_{s_{\max}} = 5.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{F_y} * b_w * d$$

$$A_{s_{\min}} = 1.28 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto:

$$A_s = 2.33 \text{ cm}^2$$

$$3 \phi 10 \text{ mm}$$

Cálculo de la armadura requerida para $M_x(+)$

Inicialmente se supone que el eje neutro se encuentra dentro del ala de la viga:

$h = 35 \text{ cm}$
 $b_e = 52 \text{ cm}$
 $b = 12 \text{ cm}$
 $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $\beta_1 = 0.85$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $r_{\text{efec}} = 3 \text{ cm}$
 $d = 32 \text{ cm}$
 $M_x(+)= 83596 \text{ kg-cm}$
 $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

$$a = d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 0.31 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = 0.37 \text{ cm}$$

C es menor que 5cm, por lo tanto se calcula como si fuera una sección rectangular

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

$$A_s = 0.69 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\max} = 0.625 \left[\beta_1 * 0.85 * \frac{f'_c}{F_y} \left(\frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s} + 0.003} \right) \right]$$

$$\rho_{\max} = 0.014$$

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * b * d$$

$$A_{s_{\max}} = 22.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{F_y} * b_w * d$$

$$A_{s_{\min}} = 1.28 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto:

$$A_s = 1.28 \text{ cm}^2$$

2 ϕ 10mm

Cálculo de la armadura requerida para $M_{X(-)}$ izquierda

$h = 35 \text{ cm}$
 $b_e = 52 \text{ cm}$
 $b = 12 \text{ cm}$
 $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $\beta_1 = 0.85$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $r_{efec} = 3 \text{ cm}$
 $d = 32 \text{ cm}$
 $M_{X(-)d} = 463341 \text{ kg-cm}$
 $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

$$a = d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 8.69 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = 10.22 \text{ cm}$$

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

$$A_s = 4.43 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\max} = 0.625 \left[\beta_1 * 0.85 * \frac{f'_c}{F_y} \left(\frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s} + 0.003} \right) \right]$$

$$\rho_{\max} = 0.014$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = \rho_{\text{máx}} * b * d$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 5.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14}{F_y} * b_w * d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 1.28 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto:

$$A_s = 4.43 \text{ cm}^2$$

$$2 \phi 16\text{mm} + \phi 10\text{mm}$$

Cálculo de la armadura requerida para $M_y(-)$ Arriba

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$b_e = 52 \text{ cm}$$

$$b = 12 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.9$$

$$r_{\text{efec}} = 3 \text{ cm}$$

$$d = 32 \text{ cm}$$

$$M_y(-)A = 303786 \text{ kg-cm}$$

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

$$a = d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 5.38 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = 6.32 \text{ cm}$$

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

$$A_s = 2.74 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.625 \left[\beta_1 * 0.85 * \frac{f'_c}{F_y} \left(\frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s} + 0.003} \right) \right]$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.014$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = \rho_{\text{máx}} * b * d$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 5.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14}{F_y} * b_w * d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 1.28 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto:

$$A_s = 2.74 \text{ cm}^2$$

3 ϕ 12mm

Cálculo de la armadura requerida para $M_y(+)$

Inicialmente se supone que el eje neutro se encuentra dentro del ala de la viga:

$h = 35 \text{ cm}$
 $b_e = 52 \text{ cm}$
 $b = 12 \text{ cm}$
 $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $\beta_1 = 0.85$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $r_{\text{efec}} = 3 \text{ cm}$
 $d = 32 \text{ cm}$
 $M_y(+)= 114887 \text{ kg-cm}$
 $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

$$a = d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 0.43 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = 0.51 \text{ cm}$$

C es menor que 5cm, por lo tanto se calcula como si fuera una sección rectangular

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

$$A_s = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.625 \left[\beta_1 * 0.85 * \frac{f'_c}{F_y} \left(\frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s} + 0.003} \right) \right]$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.014$$

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * b * d$$

$$A_{s_{\max}} = 22.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{F_y} * b_w * d$$

$$A_{s_{\min}} = 1.28 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto:

$$A_s = 1.28 \text{ cm}^2$$

2 ϕ 10mm

Cálculo de la armadura requerida para $M_y(-)$ Abajo

- h= 35 cm
- be= 52 cm
- b= 12 cm
- f'c= 210 kg/cm²
- β_1 = 0.85
- Fy= 4200 kg/cm²
- ϕ = 0.9
- refec= 3 cm
- d= 32 cm
- $M_y(-)_a$ = 251023kg-cm
- Es= 2100000 kg/cm²

$$a = d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 4.37 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = 5.14 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * a}{F_y}$$

$$A_s = 2.23 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\max} = 0.625 \left[\beta_1 * 0.85 * \frac{f'c}{F_y} \left(\frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s} + 0.003} \right) \right]$$

$$\rho_{\max} = 0.014$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = \rho_{\text{máx}} * b * d$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 5.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14}{F_y} * b_w * d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 1.28 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto:

$$A_s = 2.23 \text{ cm}^2$$

$$2 \phi 12\text{mm}$$

➤ **Armadura de Temperatura y Retracción de Fraguado**

En losas cuando se utilice acero de refuerzo con $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, la cuantía mínima para resistir cambios de temperatura y retracción de fraguado será:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0018$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 2.5 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \rho_{\text{mín}} * b * d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.45 \text{ cm}^2$$

El refuerzo de retracción y temperatura no debe colocarse con una separación mayor de 5 veces el espesor de la loseta de compresión ni 45 cm; finalmente:

$$e_{\text{máx}} = 5 * hf$$

$$e_{\text{máx}} = 25 \text{ cm}$$

Finalmente:

$$\phi 6\text{mm } c/25\text{cm}$$

➤ **Determinación de la Resistencia a Cortante**

$$V_{ux} = 2209.59 \text{ Kg}$$

$$V_{uy} = 1952.04 \text{ Kg}$$

El esfuerzo cortante que puede soportar el hormigón es:

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante último soportado por la losa en la dirección "x" es

$$v_u = \frac{V_{ux}}{0.75 * h * d}$$

$$v_u = 7.67 \text{ Kg/cm}^2$$

7.67 Kg/cm^2	<	7.68 kg/cm^2
------------------------	---	------------------------

El esfuerzo cortante último soportado por la losa en la dirección "y" es

$$v_u = \frac{V_{uy}}{0.75 * h * d}$$

$$v_u = 6.78 \text{ Kg/cm}^2$$

6.78 Kg/cm^2	<	7.68 kg/cm^2
------------------------	---	------------------------

Los esfuerzos cortantes últimos en ambas direcciones son inferiores a la capacidad resistente del hormigón, por lo que no se requiere ningún cambio en las dimensiones de los alivianamientos.

Aunque no se requiera armadura de corte en la losa, es necesario colocar estribos por razones constructivas, los cuales serán de:

$\phi 6\text{mm c}/60\text{cm}$

3.6.4. Vigas de Hormigón Armado

Para el predimensionamiento de las vigas de hormigón armado se tomaron en cuenta dos criterios de predimensionamiento; el primero proporcionado por el código ACI-318-08 y el segundo extraído de los apuntes del ingeniero peruano Genner Villareal Castro.

El código ACI-318-08 en el apartado 9.5.2 especifica un peralte mínimo para limitar las deflexiones a valores razonables cuando no se calculan estas. Estos valores especificados por el código ACI se presentan en la tabla II de este documento.

De acuerdo a la disposición de vigas y columnas de la estructura, se cuenta con una luz libre máxima de 6.60 metros, la cual la dividimos por 16 para obtener la altura mínima de la viga sugerida por el código ACI. Se asume el factor de 16 que pertenece a miembros libremente apoyados, debido a que las vigas de la estructura al ser prefabricadas en su etapa de fabricación, montaje y transporte se encuentran simplemente apoyadas.

$$h_{\text{mín}} = \frac{660}{16} = 41.25\text{cm}$$

$$\mathbf{h_{\text{mín}} = 45 \text{ cm}}$$

El ingeniero Genner Villareal Castro establece que:

➤ Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre. Debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa del techo o piso.

$$h_{\text{mín}} = \frac{660}{10} = 66 \text{ cm} \quad \text{a} \quad h_{\text{mín}} = \frac{660}{12} = 55 \text{ cm}$$

➤ El ancho es variable de 0.3 a 0.5 veces su altura, teniendo en cuenta una ancho mínimo de 25cm, con la finalidad de evitar el congestionamiento del acero y la presencia de cangrejas.

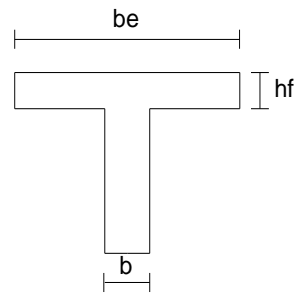
Para este trabajo inicialmente se asumió un peralte de vigas de 55 cm, el cual después fue reducido a 50 cm, obteniéndose finalmente vigas de 30*50 centímetros.

En este apartado se llevará a cabo el diseño a flexión y corte de la viga que se encuentra ubicada en el nivel 1 en el pórtico 17 entre los ejes P-T, viga 17P-T. Los cálculos para las otras vigas se muestran en el Anexo 6 de este documento.

➤ **Ancho Efectivo de Compresión**

Datos

L= 6.6 m
 hf= 35 cm
 s= 6.6 m
 b= 30 cm



- $be \leq \frac{1}{4} * L$

be= 165 cm

- $be \leq b + 8 * hf$

be= 310 cm

- $be \leq b + S$

be= 690 cm

Por lo tanto:

be= 165 cm

➤ **Armadura Requerida**

Inicialmente se supone que el eje neutro se encuentra dentro del ala de la viga:

- h= 50 cm
- be= 30 cm
- b= 30 cm
- f'c= 210 kg/cm²
- β1= 0.85
- Fy= 4200 kg/cm²
- φ= 0.9
- refec= 6 cm
- d= 44 cm
- Mu(+)= 221692kg/cm
- Es= 2100000 kg/cm²

$$a = d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 1.06 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = 1.24 \text{ cm}$$

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * a}{Fy}$$

$$As = 1.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Verificación de la Armadura Máxima y Mínima Permisible**

• **Armadura Máxima Permisible**

$$\rho_{\text{máx}} = 0.625 \left[\beta_1 * 0.85 * \frac{f'c}{Fy} \left(\frac{0.003}{\frac{Fy}{Es} + 0.003} \right) \right]$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.014$$

$$As_{\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} * b * d$$

$$As_{\text{máx}} = 17.88 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{req}} \leq As_{\text{máx}}$$

$$1.35 \text{ cm}^2 < 17.88 \text{ cm}^2 \text{ Ok}$$

• **Armadura Mínima Permisible**

Los códigos establecen que el armado mínimo deberá ser:

$$As_{\text{mín}} = \frac{0.79 * \sqrt{f'c}}{Fy} * bw * d$$

Pero en ningún caso menor que:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{F_y} * b_w * d$$

$A_{s_{\min}} = 4.40 \text{ cm}^2$
--

$$A_{s_{\text{req}}} \geq A_{s_{\min}}$$

$$1.35 \text{ cm}^2 < 4.40 \text{ cm}^2$$

• Armado

$$A_s = 6.70 \text{ cm}^2$$

$3\Theta 16\text{mm} + 2\Theta 8\text{mm}$
--

➤ Armadura de Corte

• Resistencia a Cortante del Hormigón

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$V_c = 10138.2 \text{ kg}$
--

• Diseño a Cortante

$V_u = 27031.69 \text{ kg}$

$V_c = 10138.17 \text{ kg}$

$\Theta_{\text{estribos}} = 8 \text{ mm}$

$A_v = 1.01 \text{ cm}^2$

$\phi = 0.75$

Caso 1	
$V_u \leq \frac{1}{2} \phi * V_c$ $\frac{1}{2} \phi * V_c \leq V_u \leq \phi * V_c$	$A_{v_{\min}} = 0.196 * \sqrt{f_c} * \frac{b * s}{F_y}$ <p>En ningún caso podrá ser menor que:</p> $A_{v_{\min}} = \frac{3.5 * b * s}{F_y}$
Caso 2	
$V_u \geq \phi * V_c$	$V_s \text{ es positivo:}$ $V_s = \frac{A_v * F_y * d}{s}$

Por lo tanto:

$$s = \frac{\phi(A_v * F_y * d)}{V_u - \phi V_c}$$

$$s = 7.17 \text{ cm}$$

El espaciamiento de las vigas de hormigón no debe superar:

$$s = \frac{d}{2}$$

$$s = 22 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$\ominus 8\text{mm c/ 7cm}$$

3.6.5. Columnas de Hormigón Armado

Para el presente trabajo se ha utilizado un procedimiento sugerido por el libro Mc Cormac para el predimensionamiento de las columnas, el cual de acuerdo a lo que se especifica en la bibliografía proporciona resultados bastante satisfactorios.

Este método especifica que cuando se aplica a columnas cuadradas, se debe suponer que los valores de M_{nx} y M_{ny} actúan respecto a ambos ejes “x” y “y”, es decir:

$$M_x = M_y = M_{nx} + M_{ny}$$

Por lo tanto el acero se selecciona respecto a uno de los ejes y se distribuye alrededor de la columna.

Este método fue aplicado durante la etapa del predimensionamiento; para tener una idea de la cantidad de acero necesaria y el tamaño de la sección. Posteriormente el diseño se llevó a cabo utilizando el programa computarizado Sap2000.

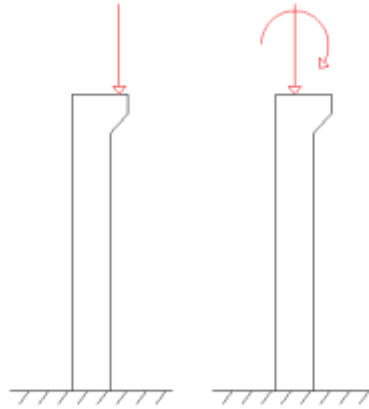
En el anexo 9 del presente documento se presenta las cargas de diseño y la armadura requerida por cada columna para soportar los diferentes estados críticos

generados por las diferentes combinaciones de carga que se usaron en el presente trabajo:

- $U = 1.40 D$
- $U = 1.20 D + 1.60 L$
- $U = 1.20 D + 0.87 \text{ viento N-S}$
- $U = 1.20 D + 0.87 \text{ viento S-N}$
- $U = 1.20 D + 0.87 \text{ viento O-E}$
- $U = 1.20 D + 0.87 \text{ viento E-O}$
- $U = 1.20 D + 1.60 \text{ viento N-S} + 1 L$
- $U = 1.20 D + 1.60 \text{ viento S-N} + 1 L$
- $U = 1.20 D + 1.60 \text{ viento O-E} + 1 L$
- $U = 1.20 D + 1.60 \text{ viento E-O} + 1 L$
- $U = 0.90 D + 1.60 \text{ viento N-S}$
- $U = 0.90 D + 1.60 \text{ viento S-N}$
- $U = 0.90 D + 1.60 \text{ viento O-E}$
- $U = 0.90 D + 1.60 \text{ viento E-O}$

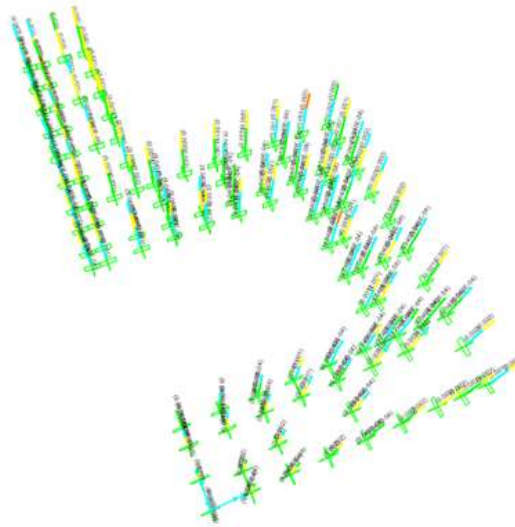
Además a la hora de modelar las columnas con el programa sap 2000 se tuvo el cuidado de incluir las cargas axiales adicionales que se generaron por la presencia de las ménsulas cortas de hormigón armado y los momentos flectores ocasionados por las excentricidades de las cargas axiales generadas.

Figura 3.5: Carga Axial y Momento Flector Ocasionados por las Ménsulas Cortas



Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.6: Diseño Columnas de Hormigón Armado



Fuente: Sap2000 V18.2

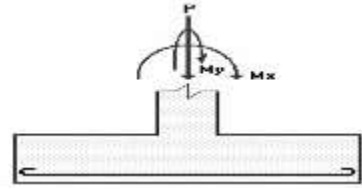
3.6.6. Zapatas de Hormigón Armado

En este apartado se llevara a cabo el diseño de la zapata D7 a modo de ejemplo, los cálculos para las demás zapatas se encuentran en el Anexo 10.

- **Dimensionamiento de la Superficie de Contacto entre la Zapata y el Suelo**

Los estados de carga de servicio se utilizan para dimensionar la superficie de contacto entre la zapata y el suelo, debido a que la resistencia del suelo se la cuantifica mediante esfuerzos admisibles.

Datos		
P=	126272.33	kg
Mx=	16821	Kg-cm
My=	330123.53	Kg-cm
σ_{adm} =	2	Kg/cm ²



$$A = \frac{P}{\sigma_{adm}}$$

$$A = 63136.17 \text{ cm}^2$$

$$L = \sqrt{A}$$

$$x = 251.27 \text{ cm}$$

$$y = 251.27 \text{ cm}$$

Constructivamente asumimos

$$x = 280 \text{ cm}$$

$$y = 280 \text{ cm}$$

Las excentricidades de carga son:

$$e_x = \frac{M_y}{P}$$

$$e_x = 2.61 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P}$$

$$e_y = 0.13 \text{ cm}$$

Se verifica si la carga esta situada en el tercio medio de cimentación:

$$e_x < \frac{x}{6}$$

$$2.61 < 46.67 \quad \text{Ok}$$

$$e_y < \frac{y}{6}$$

$$0.13 < 46.67 \quad \text{Ok}$$

Si se supone que el suelo trabaja con un comportamiento elástico, y debido a que la carga se encuentra en el tercio medio de cimentación, puede aplicarse la

siguiente expresión para calcular el esfuerzo máximo en el suelo, la misma que es una variante en presentación de las ecuaciones tradicionales de la resistencia de materiales para carga axial más flexión en dos direcciones ortogonales.

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6 * e_x}{x_z} + \frac{6 * e_y}{y_z} \right]$$

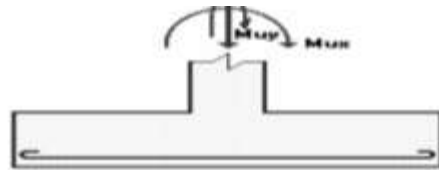
$$q_{\max} = 1.71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{\max} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$1.71 \text{ Kg/cm}^2 < 2 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

➤ **Reacciones del Suelo de Cimentación bajo Cargas Últimas**

Datos
 Pu= 35128.74 Kg
 Mux= 129779.42 Kg-cm
 Muy= 539042.9 Kg-cm



Las excentricidades de carga son:

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P_u}$$

$$e_x = 15.34 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P_u}$$

$$e_y = 3.69 \text{ cm}$$

Los cuatro esfuerzos últimos que definen el volumen de la reacción del suelo son los siguientes:

$$q_1 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6 * ex}{x} + \frac{6 * ey}{y} \right]$$

$$q_1 = 0.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_2 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6 * ex}{x} + \frac{6 * ey}{y} \right]$$

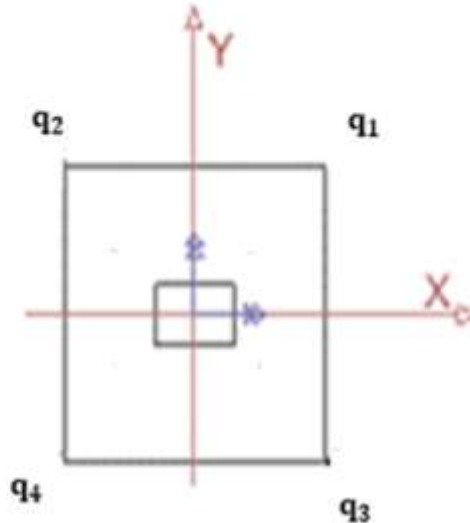
$$q_2 = 0.34 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_3 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6 * ex}{x} - \frac{6 * ey}{y} \right]$$

$$q_3 = 0.56 \text{ Kg/cm}^2$$

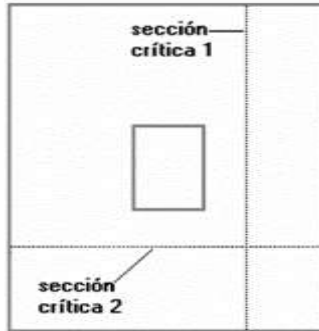
$$q_4 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6 * ex}{x} - \frac{6 * ey}{y} \right]$$

$$q_4 = 0.27 \text{ Kg/cm}^2$$



➤ Diseño a Cortante

La sección crítica al cortante tipo viga se encuentra a dx de la cara de la columna en la dirección x y a dy de la cara de la columna en la dirección y , en las dos orientaciones básicas, hacia el lado en que están presentes los esfuerzos máximos.



- **Diseño a Cortante en la Dirección “x”**

La variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo, y el hecho de que la carga esté ubicada en el tercio medio de la cimentación, determina que el promedio de todos los esfuerzos del suelo en la dirección “x” sean los esfuerzos del eje centroidal de dicha sección.

Datos

$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $\phi = 0.75$
 $r_{\text{libre}} = 7 \text{ cm}$
 $r_{\text{efect}} = 11.3 \text{ cm}$
 $h = 40 \text{ cm}$
 $dx = 28.7 \text{ cm}$
 $b = 280 \text{ cm}$

$$q_{\text{máx}} = \frac{Pu}{A} + \left[1 + \frac{6 * ex}{x} \right]$$

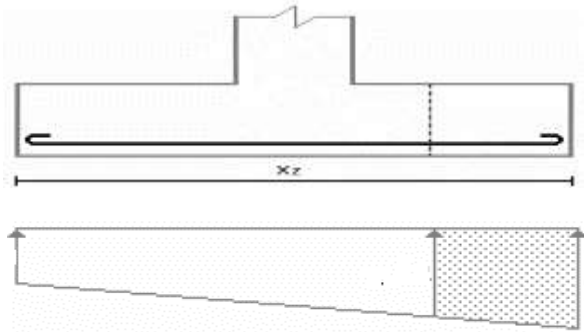
$$q_{\text{máx}} = 0.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\text{mín}} = \frac{Pu}{A} + \left[1 - \frac{6 * ex}{x} \right]$$

$$q_{\text{mín}} = 0.30 \text{ Kg/cm}^2$$

Interpolando obtenemos q_{vx} :

$$q_{vx} = 0.49 \text{ Kg/cm}^2$$



Q_{\min}

Q_{vx}

Q_{\max}

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$\mathbf{V_{ux} = 14688.15 \text{ Kg}}$$

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección es:

$$\mathbf{v_{ux} = \frac{V_{ux}}{\phi * b * d}}$$

$$\mathbf{v_{ux} = 2.44 \text{ Kg/cm}^2}$$

El esfuerzo cortante que es capaz de resistir el hormigón es:

$$\mathbf{v_c = 0.53 \sqrt{f'c}}$$

$$\mathbf{v_c = 7.68 \text{ Kg/cm}^2}$$

Verificando:

$$\mathbf{v_{u_x} \leq v_c}$$

$$\mathbf{2.44 \text{ Kg/cm}^2 < 7.68 \text{ Kg/cm}^2 \quad \mathbf{Ok}}$$

- **Diseño a Cortante en la Dirección “y”**

La variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo, y el hecho de que la carga esté ubicada en el tercio medio de la cimentación, determina que el promedio de todos los esfuerzos del suelo en la dirección “x” sean los esfuerzos del eje centroidal de dicha sección.

Datos

$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $\phi = 0.75$
 $r_{\text{libre}} = 7 \text{ cm}$
 $r_{\text{efect}} = 7.6 \text{ cm}$
 $h = 40 \text{ cm}$
 $d_y = 32.4 \text{ cm}$
 $b = 280 \text{ cm}$

$$q_{\text{máx}} = \frac{P_u}{A} + \left[1 + \frac{6 * e_y}{y} \right]$$

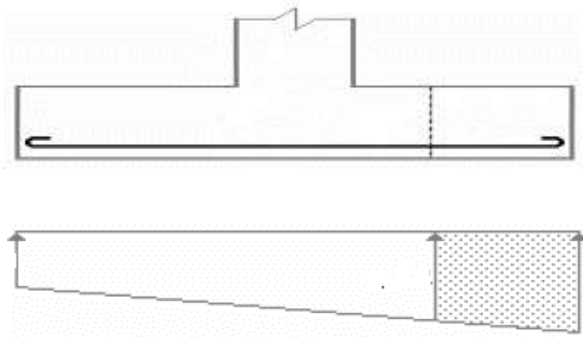
$$q_{\text{máx}} = 0.48 \text{ Kg-cm}^2$$

$$q_{\text{mín}} = \frac{P_u}{A} + \left[1 - \frac{6 * e_y}{y} \right]$$

$$q_{\text{mín}} = 0.41 \text{ Kg-cm}^2$$

Interpolando obtenemos q_{vy} :

$$q_{vy} = 0.46 \text{ Kg-cm}^2$$



$q_{\text{mín}}$

q_{vy}

$q_{\text{máx}}$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$V_{uy} = 12233.13 \text{ Kg}$$

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección es:

$$v_{uy} = \frac{V_{uy}}{\phi * b * d}$$

$$v_{uy} = 1.80 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante que es capaz de resistir el hormigón es:

$$v_c = 0.53 \sqrt{f_c}$$

$$v_c = 7.68 \text{ Kg/cm}^2$$

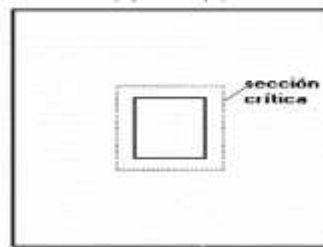
Verificando:

$$v_{uy} \leq v_c$$

$$1.80 \text{ Kg/cm}^2 < 7.68 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

➤ Diseño a Cortante por Punzonamiento

La sección crítica a punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras.



La variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo, y el hecho de que la cara está ubicada en el tercio medio de la cimentación, determina que el promedio de todos los esfuerzos del suelo de cualquier sección cuyo centroide coincide con el centroide de la zapata, sea el esfuerzo centroidal.

$$\bar{q} = \frac{P_u}{A}$$

$$q = 0.45 \text{ Kg/cm}^2$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$V_u = 33487.51 \text{ Kg}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b_o * d}$$

$$v_u = 6.02 \text{ Kg/cm}^2$$

La resistencia al cortante por punzonamiento que desarrolla el hormigón es:

$$v_c = 1.06 * \sqrt{f_c}$$

$$v_c = 15.36 \text{ kg/cm}$$

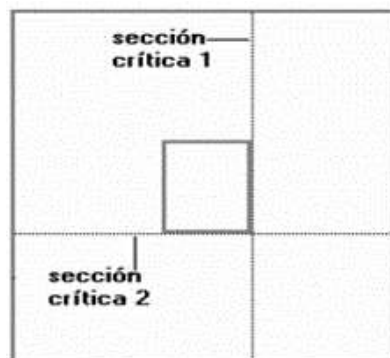
Verificando:

$$6.02 < 15.36$$

Ok

➤ Diseño a Flexión

Las secciones críticas de diseño a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de la columna.



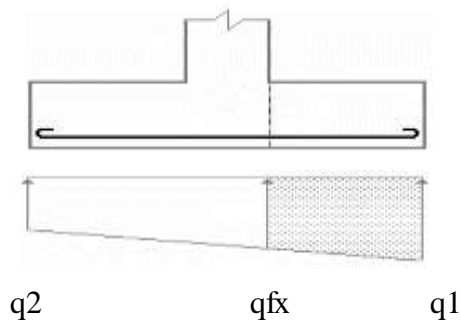
• Diseño a Flexión en la Dirección “x”

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo (q_1 - q_2)

$$q1= 0.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q2= 0.34 \text{ Kg/cm}^2$$

$$qfx= 0.50 \text{ Kg-cm}^2$$



Para un ancho de 100 cm, se tiene el siguiente momento flector en la zona crítica:

$$\mathbf{Mu= 458614.41 \text{ kg-cm}}$$

La sección de acero requerida en la dirección x, para resistir el momento último es:

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy} \left[1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right) \right]$$

$$\mathbf{As= 4.30 \text{ cm}^2}$$

La sección mínima de armado para 100cm de ancho es:

$$As_{\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} * b * d$$

$$\mathbf{As_{\text{mín}}= 9.57 \text{ cm}^2}$$

Por lo tanto, la cantidad de acero requerido es:

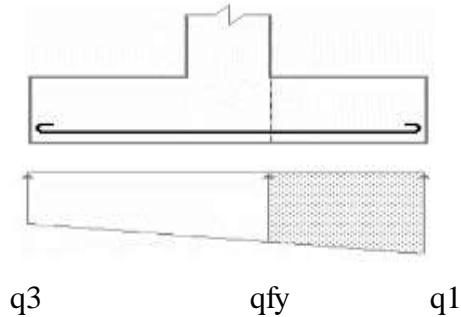
$$\mathbf{As= 9.57 \text{ cm}^2}$$

Se puede colocar:

$$\mathbf{14 \text{ } \ominus \text{ 16mm c/19cm}}$$

- **Diseño a Flexión en la Dirección “y”**

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo (q1-q3)



Para un ancho de 100 cm, se tiene el siguiente momento flector en la zona crítica:

$$\boxed{M_u = 484623.84 \text{ kg-cm}}$$

La sección de acero requerida en la dirección x, para resistir el momento último es:

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * d}{f_y} \left[1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right) \right]$$

$$\boxed{A_s = 4.02 \text{ cm}^2}$$

La sección mínima de armado para 100cm de ancho es:

$$A_{s_{\text{mín}}} = \rho_{\text{mín}} * b * d$$

$$\boxed{A_{s_{\text{mín}}} = 10.80 \text{ cm}^2}$$

Por lo tanto, la cantidad de acero requerido es:

$$\boxed{A_s = 10.80 \text{ cm}^2}$$

Se puede colocar:

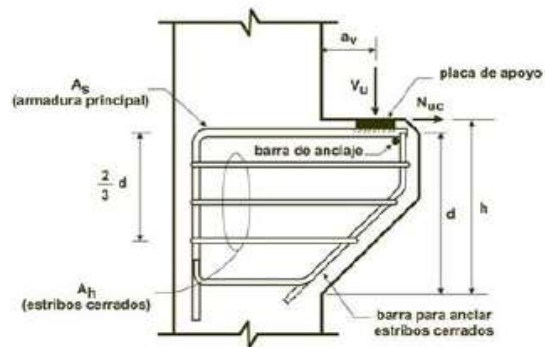
$$\boxed{16\text{Ø } 16\text{mm c/ } 16\text{cm}}$$

3.7. Aporte Académico

3.7.1. Diseño Ménsulas Cortas de Hormigón Armado

En este apartado se llevará a cabo el diseño de la ménsula sometida a las solicitaciones más grandes de la Unidad Educativa, los cálculos para las demás ménsulas se encuentran en el Anexo 8

$f'c=$	210 Kg/cm ²
$Fy=$	4200 Kg/cm ²
$\phi_c=$	0.65
$\phi_v=$	0.75
$\mu=$	1.4
$b=$	30 cm
$r_{libre}=$	2.5 cm
$refec=$	3.5 cm
$L_{viga-col}=$	2.5 cm
$V_u=$	21806.80 Kg
$N_u=$	18498.31 Kg



➤ Dimensionamiento de la Placa de Apoyo

$$V_u \leq \phi * P_{nb}$$

$$P_{nb} = 0.85 * f'c * A1$$

Por tanto A1:

$$A1 = \frac{V_u}{\phi_c * 0.85 * f'c}$$

$$A1 = 187.949149 \text{ cm}^2$$

La longitud de apoyo de la placa es igual:

$$L_{ap} = 6.26 \text{ cm}$$

$L_{ap} = 7.00 \text{ cm}$

Por lo tanto la placa de apoyo rectangular es de:

$7 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$

➤ Luz de Corte

$$a = \frac{2}{3} L_{ap} + L_{viga-col}$$

a=	7.17	cm
-----------	-------------	-----------

➤ **Altura Total de la Ménsula**

La altura total de la ménsula se puede determinar en base a la resistencia al corte del hormigón. La resistencia al corte V_n , se limita al menor valor entre:

$$V_n \begin{cases} 0.2 * f'c * bw * d \\ (3.3 + 0.08 * f'c) * bw * d \\ 11 * bw * d \end{cases}$$

Las formulas se encuentran en Mpa, por lo tanto se toma $1kg=10N$
 Por lo tanto:

$$V_u \leq \phi * V_n$$

$$d = \frac{V_u}{\phi_v * 0.2 * f'c * bw}$$

$$d = 23.08 \text{ cm}$$

Por lo tanto $h_{\text{mín}}$ es igual a:

$$h_{\text{mín}} = d + r_{\text{efect}}$$

$$h_{\text{mín}} = 26.58 \text{ cm}$$

Asumimos:

$h_{\text{mín}} = 30 \text{ cm}$
--

$d = 26.5 \text{ cm}$

➤ **Verificaciones y Condiciones Fundamentales**

a) La relación entre la luz de corte y la profundidad es menor o igual que 1,0.

$$\frac{a}{d} \leq 1$$

0.27	<	1	Ok
-------------	-------------	----------	-----------

b) N_u no debe de ser mayor que V_u .

18498.31	<	21806.80 Kg	Ok
-----------------	-------------	--------------------	-----------

➤ **Cálculo de la Armadura de Corte por Fricción**

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi * \mu * F_y}$$

$$A_{vf} = 4.94 \text{ cm}^2$$

➤ **Cálculo de la Armadura de Tracción Directa**

$$A_n = \frac{N_u}{\phi * F_y}$$

$$A_n = 5.87 \text{ cm}^2$$

➤ **Cálculo de la Armadura de Flexión**

$$M_u = V_u * a + N_{uc} * (H - d)$$

$$M_u = 221026.2 \text{ Kg-cm}$$

Af se determina usando los métodos convencionales para diseño a flexión.

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f_c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 2.17 \text{ cm}$$

$$A_f = \frac{0.85 * f_c * b * a}{F_y}$$

$$A_f = 2.76 \text{ cm}^2$$

➤ **Cálculo de la Armadura Principal**

El refuerzo total será el mayor entre:

$$A_T \left\{ \begin{array}{l} A_{vf} + A_n \\ 1.50 * A_f + A_n \end{array} \right.$$

$$A_{T1} = 10.82 \text{ cm}^2 \text{ Refuerzo Total}$$

$$A_{T2} = 10.01 \text{ cm}^2$$

Dependiendo de la condición que prime, A_s se calcula de la siguiente manera:

$$A_s \begin{cases} A_s = \frac{2}{3} * A_{vf} + A_n \\ A_s = A_f + A_n \end{cases}$$

$$A_s = 9.17 \text{ cm}^2$$

Se requiere una cuantía mínima de armadura principal para asegurar un comportamiento dúctil, es por esto que se verifica que la armadura principal sea mayor que la armadura mínima:

$$A_{s\text{mín}} = \left(0.04 * \frac{f'c}{F_y} \right) * b * d$$

$$A_{s\text{mín}} = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$1.59 \text{ cm}^2 < 9.17 \text{ cm}^2 \quad \text{Ok}$$

Por lo tanto se tiene:

$$A_s = 9.17 \text{ cm}^2$$

$$5 \text{ } \ominus \text{ 16mm c/4cm}$$

➤ **Cálculo de la Armadura de Corte**

$$A_h \begin{cases} A_h = \frac{1}{3} * A_{vf} = 0.50 * (A_s - A_n) \\ A_h = \frac{1}{2} A_f = 0.50 * (A_s - A_n) \end{cases}$$

$$A_h = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$\ominus \text{ 8mm c/8cm}$$

3.7.2. Diseño Vigas Prefabricadas de Hormigón Armado

El procedimiento de diseño de las vigas prefabricadas no varía básicamente del que se sigue para vigas vaciadas en sitio, pero se debe de tener especial cuidado con los esfuerzos que se desarrollan en las vigas prefabricadas durante el periodo de su transporte y montaje, ya que estos podrían llegar a ser mayores que los esfuerzos que se generan por las cargas de servicio. Por lo que debe prestarse especial atención a las etapas de transporte y montaje.

Las cargas que actúan durante las etapas de transporte y montaje son las de peso propio de los elementos prefabricados y las fuerzas de aceleración que se originan al levantar, girar transportar y depositar la pieza prefabricada. Como se mencionó anteriormente en el marco teórico, para tomar en cuenta los efectos de estas fuerzas que se producen debido a la aceleración se introducen factores de carga que vienen dados de acuerdo al tipo de equipo de elevación con el que se cuenta en la obra.

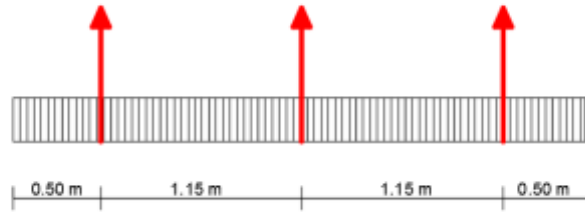
Para dicho trabajo se planteó una alternativa, la cual es el izado a través de 3 puntos, donde se trató de disponer los anclajes de una manera tal que tanto las cargas resultantes como los momentos negativos estén distribuidos uniformemente entre los tres puntos de izado con la finalidad de obtener así secciones más económicas.

Para el análisis se afectó a la carga de peso propio por un factor de carga por elevación igual a 1.6, correspondiente a una auto grúa.

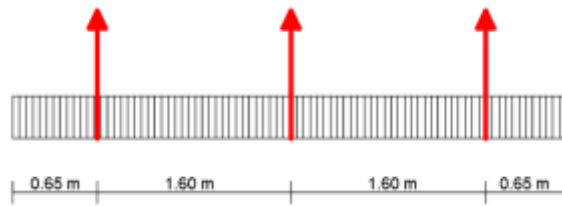
Posiblemente los momentos que se originen durante los procesos de transporte y montaje sean menores que los obtenidos para el diseño de la estructura, para esto se tendrá que verificar si la armadura en tracción positiva colocada para las cargas de servicio es suficiente para poder resistir los momentos producidos durante las etapas de transporte y montaje, y además se deberá de calcular la armadura negativa que será necesaria para la sección netamente prefabricada, dado que la armadura para momento negativo calculada en el Anexo 6 es la armadura requerida cuando la estructura se encuentra en servicio, la cual será colocada en obra.

En el edificio se cuenta con luces de vigas de 3.30, 4.50 y 6.60 metros, para las cuales se dispuso los anclajes de la siguiente manera:

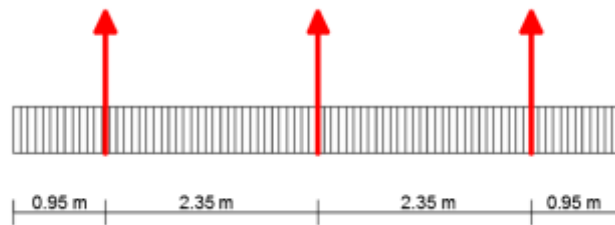
➤ **Luz= 3.30 m**



➤ **Luz= 4.50 m**

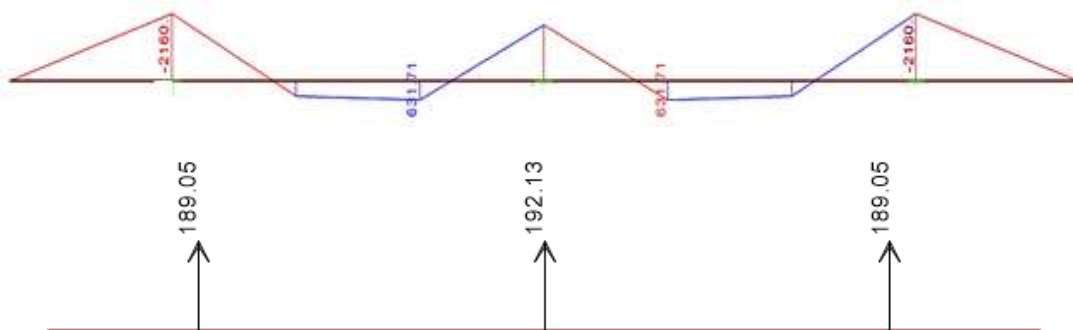


➤ **Luz= 6.60 m**

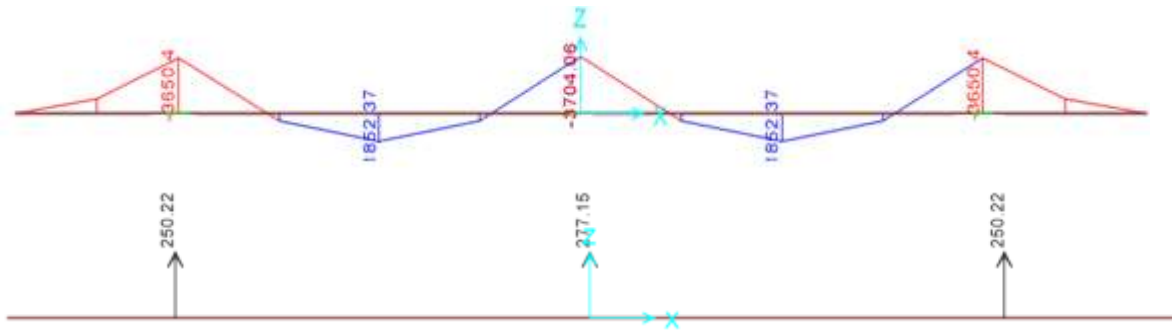


Generándose de esta forma los siguientes momentos flectores y fuerzas resultantes:

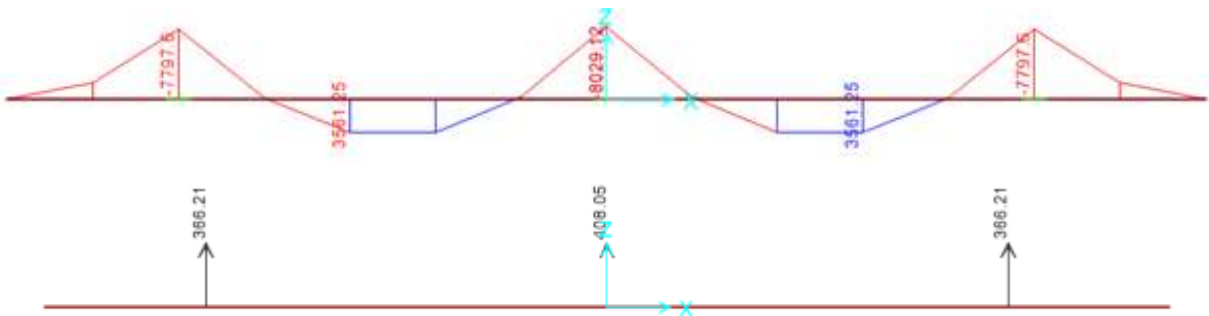
➤ **Luz=3.30 m**



➤ Luz=4.50 m



➤ Luz=6.60 m



• Cálculo de la Armadura Negativa Requerida para la Sección Netamente Prefabricada

➤ Luz= 3.30 m

- h= 15 cm
- be= 30 cm
- b= 30 cm
- f'c= 210 kg/cm²
- β1= 0.85
- Fy= 4200 kg/cm²
- φ= 0.9
- refec= 6 cm
- d= 9 cm
- Mu= 2160kg-cm
- Es= 2100000 kg/cm²

$$a = d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 0.05 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta 1}$$

$$c = 0.06 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * a}{F_y}$$

$$A_s = 0.06 \text{ cm}^2$$

➤ Verificación de la Armadura Máxima y Mínima Permisible

• Armadura Máxima Permisible

$$\rho_{\text{máx}} = 0.625 \left[\beta_1 * 0.85 * \frac{f'c}{F_y} \left(\frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s} + 0.003} \right) \right]$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.014$$

$$A_{s\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} * b * d$$

$$A_{s\text{máx}} = 3.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{req}} \leq A_{s\text{máx}}$$

$$0.06 \text{ cm}^2 < 3.66 \text{ cm}^2$$

• Armadura Mínima Permisible

Los códigos establecen que el armado mínimo deberá ser:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{0.79 * \sqrt{f'c}}{F_y} * b_w * d$$

Pero en ningún caso menor que:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14}{F_y} * b_w * d$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{req}} \geq A_{s\text{mín}}$$

$$0.06 \text{ cm}^2 < 0.90 \text{ cm}^2$$

- Armado

$$A_s = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ } \ominus \text{ } 8 \text{ mm}$$

➤ **Luz= 4.50 m**

- h= 15 cm
- be= 30 cm
- b= 30 cm
- f'c= 210 kg/cm²
- β1= 0.85
- Fy= 4200 kg/cm²
- φ= 0.9
- refec= 6 cm
- d= 9 cm
- Mu= 3704.66kg-cm
- Es= 2100000 kg/cm²

$$a = d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 0.09 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = 0.10 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * a}{F_y}$$

$$A_s = 0.11 \text{ cm}^2$$

➤ Verificación de la Armadura Máxima y Mínima Permisible

- Armadura Máxima Permisible

$$\rho_{\text{máx}} = 0.625 \left[\beta_1 * 0.85 * \frac{f'c}{F_y} \left(\frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s} + 0.003} \right) \right]$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.014$$

$$A_{s\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} * b * d$$

$$A_{s\text{máx}} = 3.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{req}} \leq A_{s\text{máx}}$$

$$0.11 \text{ cm}^2 < 3.66 \text{ cm}^2$$

• **Armadura Mínima Permissible**

Los códigos establecen que el armado mínimo deberá ser:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.79 * \sqrt{f'c}}{F_y} * b_w * d$$

Pero en ningún caso menor que:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{F_y} * b_w * d$$

$$A_{s_{\min}} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{req}}} \geq A_{s_{\min}}$$

$$0.11 \text{ cm}^2 < 0.90 \text{ cm}^2$$

• **Armado**

$$A_s = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ } \Theta \text{ } 8 \text{ mm}$$

➤ **Luz= 6.60 m**

h=	15 cm
be=	30 cm
b=	30 cm
f'c=	210 kg/cm ²
β1=	0.85
Fy=	4200 kg/cm ²
φ=	0.9
refec=	6 cm
d=	9 cm
Mu=	8029kg-cm
Es=	2100000 kg/cm ²

$$a = d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 0.19 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = 0.22 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * a}{F_y}$$

$$A_s = 0.24 \text{ cm}^2$$

➤ **Verificación de la Armadura Máxima y Mínima Permisible**

• **Armadura Máxima Permisible**

$$\rho_{\text{máx}} = 0.625 \left[\beta_1 * 0.85 * \frac{f'c}{F_y} \left(\frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s} + 0.003} \right) \right]$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.014$$

$$A_{s\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} * b * d$$

$$A_{s\text{máx}} = 3.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{req}} \leq A_{s\text{máx}}$$

$$0.24 \text{ cm}^2 < 3.66 \text{ cm}^2$$

• **Armadura Mínima Permisible**

Los códigos establecen que el armado mínimo deberá ser:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{0.79 * \sqrt{f'c}}{F_y} * b_w * d$$

Pero en ningún caso menor que:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14}{F_y} * b_w * d$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{req}} \geq A_{s\text{mín}}$$

$$0.24 \text{ cm}^2 < 0.90 \text{ cm}^2$$

- **Armado**

$$A_s = 0.90 \text{ cm}^2$$

$2 \text{ } \ominus \text{ } 8 \text{ mm}$
--

3.8. Presupuesto

3.8.1. Especificaciones Técnicas

Se desarrollaron especificaciones técnicas de forma general, las cuales muestran los requisitos mínimos que se tendrán que cumplir, además que se deben de aplicar las normas correspondientes.

3.8.1.1. Especificaciones Técnicas Método Constructivo Tradicional

Las especificaciones Técnicas para la Unidad Educativa Santa Ana la Nueva aplicando el método constructivo tradicional se presenta en el Anexo 11 del presente documento.

3.8.1.2. Especificaciones Técnicas Construcción con Vigas Prefabricadas

Las especificaciones para la construcción con vigas prefabricadas se presentan en el Anexo 12.

3.8.2. Cómputos Métricos

3.8.2.1. Cómputos Métricos Método Constructivo Tradicional

Los cómputos métricos de la Unidad Educativa Santa Ana la con la aplicación del método constructivo tradicional se presentan en el Anexo 13 del presente documento.

3.8.2.2. Cómputos Métricos Construcción con Vigas Prefabricadas

Los cómputos métricos de la Unidad Educativa Santa Ana la con la construcción con vigas prefabricadas se presentan en el Anexo 14 de este documento.

3.8.3. Precios Unitarios

Para la elaboración de los precios unitarios de la obra se adoptó una utilidad de 0% para poder realizar una comparación del costo bruto de la obra ejecutada mediante el método tradicional con la obra con vigas prefabricadas.

Los precios unitarios fueron desarrollados por ítems donde se utilizaron precios actuales de materiales, mano de obra y maquinaria. Para la realizar la comparación

1. Materiales
2. Mano de Obra

Cargas Sociales, 71.18 de la mano de obra

Impuestos IVA, 14.94% de la mano de obra + cargas sociales.

3. Equipo, maquinaria y herramientas

Herramientas menores 6% de la mano de obra con cargas sociales e IVA.

4. Gastos generales y administrativos 12 % de 1+2+3
5. Impuestos IT, 3.09% de 1+2+3+4
6. Total precio unitario, suma 1+2+3+4+5

3.8.3.1. Precios Unitarios Método Constructivo Tradicional

Los precios unitarios de la Unidad Educativa Santa Ana la Nueva para el método constructivo tradicional se presentan en el Anexo 15 del presente documento.

3.8.3.2. Precios Unitarios Construcción con Vigas Prefabricadas

Los precios unitarios de la Unidad Educativa Santa Ana la Nueva para la construcción con la aplicación de vigas prefabricadas se presentan en el Anexo 16 del presente documento.

3.8.4. Presupuesto General

3.8.4.1. Presupuesto General Aplicando el Método Constructivo Tradicional

El costo total de la estructura será de 1.939.213,52 Bs. (Un millón novecientos treinta y nueve mil doscientos trece 52/100). Ver Anexo 17

3.8.4.2. Presupuesto General Aplicando la Construcción con Vigas

Prefabricadas

El costo total de la estructura será de 1.940.176,21 Bs. (Un millón novecientos cuarenta mil ciento setenta y seis 21/100). Ver Anexo 18

3.9. Plan de Ejecución del Proyecto

En este apartado se presenta mediante un diagrama de Gant tanto la cantidad de tiempo, como la secuencia en la cual pueden desempeñarse las actividades pertenecientes a la obra.

Para la elaboración del diagrama de Gant únicamente se tomó en cuenta algunas actividades pertenecientes a la fase de obra gruesa, considerando que lo que se pretende demostrar es que utilizando prefabricados solo para la construcción de vigas se puede ahorrar un tiempo considerable.

3.9.1. Cronograma de Actividades Método Constructivo Tradicional

El cronograma de la Unidad Educativa Santa Ana la Nueva utilizando el método constructivo tradicional se presenta en el anexo 19 del presente documento.

3.9.2. Cronograma de Actividades Construcción con Vigas Prefabricadas

En el anexo 20 se detallan tanto las actividades como el cronograma pertenecientes a la construcción con vigas prefabricadas

CONCLUSIONES

Observando los objetivos buscados, tanto generales como específicos, se llega a las siguientes conclusiones:

- De acuerdo a la conexión viga-columna asumida, el comportamiento del edificio es similar al de una estructura monolítica vaciada en sitio.
- El procedimiento de diseño de los elementos estructurales del edificio con vigas prefabricadas no varía del de un edificio común.
- La aplicación de vigas prefabricadas es una respuesta muy competitiva en el campo de la construcción y específicamente en la Unidad Educativa Santa Ana la Nueva es la mejor opción, dado que mediante el uso de las vigas prefabricadas se pudo observar que el tiempo de ejecución de obra disminuyó en un 36% del tiempo normal que se tardaría con el método tradicional de construcción, además que el presupuesto general de la obra es prácticamente el mismo.
- Debido a las dimensiones del edificio, este deberá contar con tres juntas de dilatación.
- Las presiones del viento a las cuales se encuentran sometidas las superficies del edificio están por debajo de la carga mínima de diseño.
- La aplicación de la fórmula de H.S Jacoby para la determinación del peso propio de la cercha en el de pre dimensionamiento arroja una cifra bastante aproximada al peso real de la armadura una vez determinadas sus secciones.
- Los máximos momentos que se presentan en las losas se encuentran próximos a las vigas, por lo que la cantidad de armadura longitudinal y transversal superior, es mayor que la cantidad de armadura longitudinal y transversal inferior.
- En las vigas prefabricadas no hace falta colocar una armadura de refuerzo adicional para los momentos positivos originados en las etapas de transporte y montaje, dado que la cantidad de armadura colocada para resistir los momentos flectores ocasionados por las cargas de servicio es más que suficiente para absorber los momentos que se generan durante las etapas de transporte y montaje.
- El diseño de las ménsulas está controlado fundamentalmente por el corte a fricción, por lo que en la mayoría de los casos analizados, tanto la armadura principal de la

ménsula como la armadura de corte se encuentran en función al área de armadura de corte por fricción y al área de armadura por tracción directa.

- Debido a la presencia de las ménsulas se generan cargas axiales y momentos flectores adicionales en las columnas.

RECOMENDACIONES

- Es recomendable el uso de vigas prefabricadas ya que con la aplicación de estas se reduce el tiempo de ejecución de obra, además que se tienen las siguientes ventajas:
 - Se tiene la opción de fabricarlas a pie de obra o en fábricas.
 - Se las construye a nivel de piso
 - El uso de puntales es mínimo
 - El encofrado se puede reutilizar un mayor número de veces dependiendo del material con el que se lo fabrique (en nuestro caso se adoptó un mínimo de 25 veces como se especifica en la teoría, estando este conformado por planchas de acero y perfiles metálicos)
 - Se requiere menor cantidad de obreros
 - Se puede controlar mejor la calidad del hormigón
- Para el dimensionamiento de la cercha es recomendable adoptar un mismo espesor en todas las piezas para facilitar la materialización de las uniones.
- Para luces mayores a 6 metros es recomendable el uso de losas reticulares en dos direcciones.
- Tanto las tablas para dimensionamiento que presenta el código ACI como los criterios expuestos por el ingeniero Genner Villareal son buenos puntos de partida para iniciar con el proceso cíclico de diseño de las vigas de hormigón armado.
- Para el diseño a flexión de vigas debe de tomarse como sección crítica a aquella ubicada a la altura de la cara de la columna.
- Se debe de tener especial cuidado a la hora de distribuir la armadura requerida en las vigas, teniendo en cuenta que el código de diseño ACI especifica que para varillas a tracción, el espaciamiento mínimo entre caras exteriores de las varillas debe ser el mayor entre el diámetro de las varillas y 25mm. En caso de que la armadura no

alcanzara en el ancho de viga, las varillas podrían acomodarse de las dos siguientes manera:

- Se puede colocar las varillas en dos capas con varillas alineadas verticalmente.
- Se puede recurrir a formar paquetes de varillas, teniendo en cuenta que solamente las varillas cuyo diámetro no sobrepase de 36 mm pueden conformar paquetes y que el número máximo de varillas de acero que pueden conformar un paquete es cuatro.
- Para el diseño a cortante se debe de verificar que la fuerza cortante absorbida por el acero no supere cuatro veces la máxima fuerza cortante básica que puede absorber el hormigón simple.
- Siempre se debe de tener presente que para el diseño de ménsulas se toma como sección crítica la cara de la columna.
- Se debe recordar que para el diseño de ménsulas siempre se debe de tomar un factor de reducción de resistencia igual a 0.75, dado que el diseño de estas se encuentra controlado fundamentalmente por corte.
- Siempre se debe de verificar que la armadura principal de tracción de las ménsulas sea inferior a la cuantía mínima establecida por los códigos de diseño, de lo contrario se debe de utilizar la cuantía mínima especificada en los códigos para asegurar un comportamiento dúctil una vez que se produzca fisuración.
- En las ménsulas cortas la armadura de corta que se proporciona en forma de estribos cerrados, paralelos a la armadura principal, se los debe de distribuir en forma uniforme dentro de una distancia igual a $2/3$ de la altura efectiva.
- En las ménsulas es recomendable que la carga actuante, no se proyecte más allá de la porción recta del gancho.
- Para las columnas los códigos de diseño establecen que las cuantías de armado se deben de encontrar entre los valores de 1% a 8% del área total de la sección transversal de la columna, sin embargo para la práctica se recomienda que las cuantías de armado no sobrepasen el 4% del área total de la sección transversal de la columna.
- Para el pre dimensionamiento de las zapatas, en el caso que se presenten cargas de viento o sismo, es recomendable que sus dimensiones guarden cierta relación con las de las columnas, para obtener un diseño más económico.

BIBLIOGRAFIA

1. **ACI 318-08.** (2008). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario*. Michigan USA :American Concrete Institute
2. **APNB1225003-1.** (2015). *Acción del Viento*. Santa Cruz. Bolivia: Cámara de la Construcción de Santa Cruz
3. **APNB1225002-1.** (2015). *Acciones Sobre las Estructuras*. Santa Cruz Bolivia: Cámara de la Construcción de Santa Cruz
4. **Junta del Acuerdo de Cartagena PAD-REFORT.(2000).** *Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino*. Cartagena, Colombia: Junta del Acuerdo de Cartagena
5. **Lea Plaza, J.R.** (2007). *Diseño de Estructuras de Madera*. Tarija, Bolivia
6. **Mc Cormac, J.C. (2008).** *Diseño de Concreto Reforzado*. New Jersey,USA: Alfaomega
7. **Morales, R. (1992).** *Diseño en Concreto Armado*. Lima, Perú: Instituto de la Construcción y Gerencia
8. **Novas, J. A. (2006).** *Sistemas Constructivos Prefabricados Aplicables a la Construcción de Edificaciones en Países en Desarrollo*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid
9. **Ortega,J.E.** (2014). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima Perú: Macro
10. **PFEIFER.** (2006). *Amarre Rápido y Seguro con el Sistema PFEIFER*. México
11. **PFEIFER.** (2006). *Introducción Técnica General Para Sistemas de Transporte de Prefabricados PFEIFER*. México
12. **Publins, D.A.** (2008). *Conexiones Sismo resistentes Viga-Columna en Elementos Prefabricados de Hormigón*. Santiago de Chile :Universidad de Chile
13. **Revista Presupuesto y Construcción (2017).** *Presupuesto y Construcción*. Bolivia.
14. **Romo, M. (2008).** *Diseño en Hormigón Armado*. Ecuador: Escuela Politécnica del Ejercito

Anexos

