

CAPITULO I - ANTECEDENTES

1.1.Problema

1.1.1. Planteamiento

Comunidad de Campo Largo perteneciente al municipio de Caraparí de la provincia Gran Chaco. La actividad hidrocarburifera en la zona de los últimos años ha provocado enormes ingresos económicos para la región esto como consecuencia disminuyo la migración a las grandes ciudades, los habitantes prefieren quedarse en su comunidad.

Actualmente la comunidad no cuenta con una unidad educativa propia, en consecuencia, los niños y jóvenes en edad escolar deben asistir a las unidades educativas de las comunidades más cercanas, que por lo general se encuentran a distancias considerables, recurriendo a enormes gastos económicos.

Por otra parte, las unidades educativas de las comunidades colindantes sufren de una sobre población estudiantil, generando esto una incomodidad a los estudiantes y en consecuencia una mala formación académica.

1.1.2. Formulación

Se plantea, como la solución más adecuada la construcción de una nueva unidad educativa con la suficiente capacidad para albergar y beneficie a toda la comunidad estudiantil.

Los beneficios resultantes de la construcción de una nueva unidad educativa serán:

Los estudiantes de la unidad educativa dispondrán con ambientes propios, amplias aulas, biblioteca, laboratorios de computación, y talleres debidamente equipados, además de una cancha poli funcional. Dichos ambientes serán diseñados de manera que cumplan con todas las exigencias pedagógicas, permitiendo a los estudiantes recibir una educación de calidad.

Con la implementación de la nueva unidad educativa los estudiantes ya no deberán recorrer grandes distancias para asistir a un centro educativo, lo que resultara un ahorro económico considerable para los padres de familia.

Por otra parte, aprovechado los alineamientos de la agenda patriótica 2025, que establece que “El Estado Plurinacional de Bolivia tiene la obligación de proveer y garantizar servicios de educación pública y gratuita”, se justifica y tiene mayores posibilidades de obtener un financiamiento para la construcción de la nueva unidad educativa.

1.1.3. Sistematización.

El proceso del proyecto de diseño estructural de la unidad educativa “Carmen Rosa Valdez”, estará enfocado a lograr una solución estructural acorde a las exigencias establecidas.

El proceso del diseño, será desarrollado bajo las siguientes directrices:

- La ejecución de estudios técnicos previos.
- Análisis de información proporcionada y recopilada.
- Definiciones técnicas; elección de las normativas correspondientes, métodos de cálculos, y materiales a ser empleados.
- Configuración estructural, posición y ubicación de las columnas, vigas y demás elementos estructurales.
- Análisis de cargas y obtención de máximos esfuerzos solicitantes.
- Diseño y calculo estructural.
- Generación de documentación.

1.2. Objetivos.

1.2.1. Objetivo general

- Realizar el diseño estructural de la unidad educativa “Carmen Rosa Valdez”, de la comunidad de Campo Largo perteneciente al municipio de Caraparí, de acuerdo con el proyecto normativa boliviana para hormigón

armado NB 1225001 y la norma AISI S100-2007 para estructuras de acero.

1.2.2. Objetivos específicos

- Realizar el estudio geotécnico en el sitio de emplazamiento de la obra mediante ensayos de campo, de laboratorio.
- Realizar el dimensionamiento de los elementos estructurales (losas, vigas columnas, zapatas) de acuerdo a los requerimientos de la norma boliviana NB 12250001.
- Realizar el diseño de la estructura metálica aplicando el método de diseño AISI-LRFD.
- Realizar el diseño estructural de vigas curvas como aporte académico.
- Determinar el presupuesto de la obra gruesa tomando en cuenta los factores, porcentajes de ley, beneficios sociales e impuestos.
- Generar la documentación técnica (especificaciones técnicas, planos, etc.) para la correcta ejecución de la obra.

1.3. Justificación

1.3.1. Justificación Académica

En cumplimiento al reglamento de proyecto de ingeniería civil asignaturas CIV501 y CIV 502, se elabora el proyecto de diseño estructural de una unidad educativa de manera tal que se pueda demostrar y aplicar los conocimientos apropiados durante el periodo de formación académica, proponiendo una solución técnica que satisfaga las expectativas del programa de ingeniería civil. También por el carácter evaluativo se podrá identificar deficiencias y profundizar los conocimientos ya adquiridos.

1.3.2. Justificación Técnica

Presentar alternativas, para cubrir la necesidad, de una solución estructural optima que cumpla con las normas vigentes y los requerimientos necesarios para este tipo de estructuras, garantizando la seguridad y confort a los estudiantes. Así como la generación de la documentación necesaria para su correcta ejecución.

1.3.3. Justificación Social

La imperiosa necesidad de la comunidad de Campo Largo de contar con una unidad educativa, y siguiendo los principios de servicio social de la Universidad Autónoma “Juan Misael Saracho”, se pretende contribuir a la sociedad y población estudiantil a consolidar la construcción de una nueva unidad educativa, proporcionando el diseño estructural de dicha unidad educativa, que en aras del desarrollo, pueda brindar una educación de calidad a los niños, adolescentes y a toda la comunidad beneficiaria.

1.4. Alcance del proyecto

El presente proyecto contempla el diseño estructural de la unidad educativa que, en función de los estudios previos de topografía, suelos y el diseño arquitectónico realiza el planteamiento estructural que consiste en la definición, ubicación y posición de todos los elementos estructurales cubiertas, losas, vigas, columnas y fundaciones para su posterior diseño mediante lo estipulado por la respectiva norma.

El diseño estructural está basado en la nueva norma boliviana para estructuras de hormigón NB1225001, la norma NB1225002 para acciones en las estructuras y NB1225003 para acciones de viento.

En el diseño estructural se plasmará el siguiente contenido: memoria de cálculo, planos estructurales, especificaciones técnicas, presupuesto, volúmenes de obra y tiempo de ejecución física del proyecto.

El proyecto queda limitado en hacer el cálculo estructural, aclarando que no se realizara el cálculo de ninguna clase de diseño o cálculo de instalaciones eléctricas, hidrosanitarias, gas u otro tipo de instalación.

1.4.1. Resultados alcanzados

Los resultados alcanzados en este proyecto son:

El diseño estructural de la unidad educativa Carmen Rosa Valdés en la comunidad de Campo Largo Caraparí, cumpliendo con los requerimientos necesarios, y el correcto dimensionamiento de los componentes estructurales, garantizando la seguridad y confort a los usuarios de la nueva unidad educativa.

Documentación detallada del diseño y cálculo estructural, planos estructurales, especificaciones técnicas y recomendaciones.

1.4.2. Aporte académico

De acuerdo al diseño arquitectónico de la unidad educativa, el modulo administrativo presenta un diseño de ambientes circulares, por lo que se propone presentar como aporte académico el **CÁLCULO Y DISEÑO DE VIGAS CURVAS HORIZONTALES**.

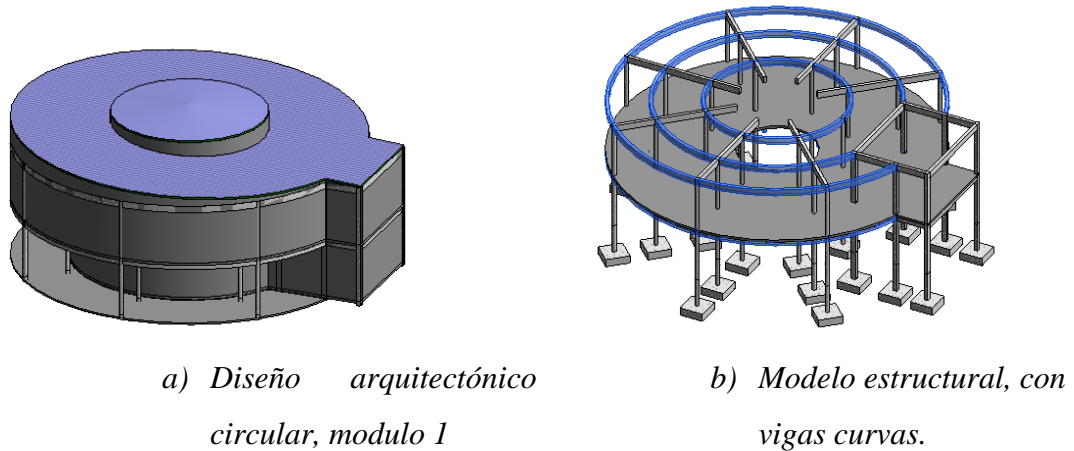


Figura 1.1: modelo de diseño del módulo 1 de la unidad educativa.

(fuente: elaboración propia)

El aporte académico de diseño de vigas curvas horizontales pretende demostrar el cálculo, dimensionamiento y armado de una viga curva horizontal de sección rectangular.

1.5. Localización

El proyecto en estudio está ubicado en la comunidad Campo Largo Área Rural de la Localidad de Caraparí, perteneciente al Municipio de Caraparí – Segunda Sección de la Provincia Gran Chaco del Departamento de Tarija.

Las coordenadas de la zona de emplazamiento son:

Latitud: 422266 m

Longitud: 7599865 m

altitud: 979m.s.m.m.

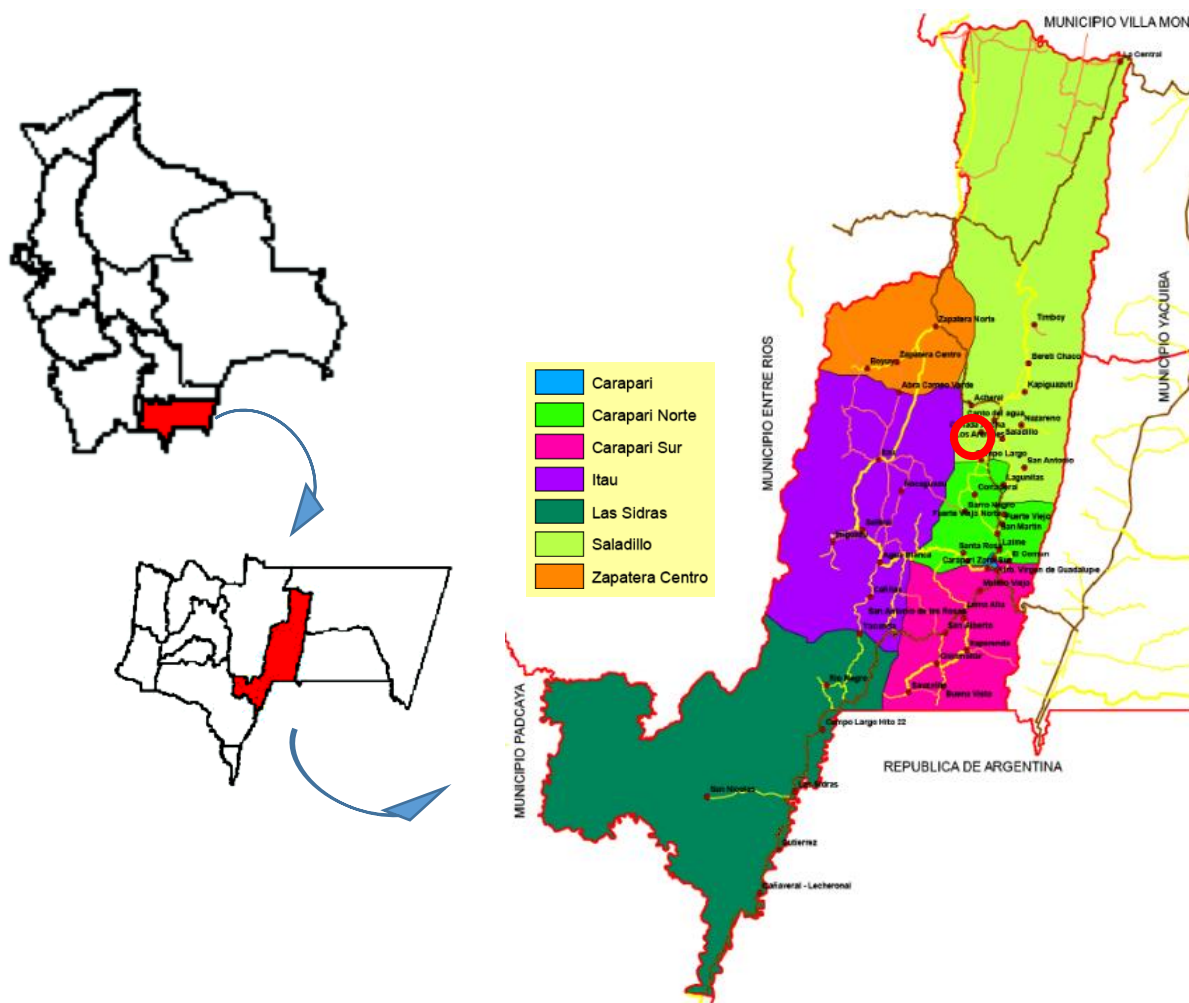


Figura 1.2: Ubicación del proyecto.

(fuente: elaboración propia)

CAPITULO II – MARCO TEÓRICO.

2.1. Estudios técnicos

2.1.1. Estudio topografía

Se trata de examinar la superficie cuidadosamente teniendo en cuenta las características físicas, geográficas y geológicas del terreno, pero también las alteraciones existentes en el terreno y que se deban a la intervención del hombre.

Un levantamiento topográfico consiste en un acopio de datos para poder realizar, con posterioridad, un plano que refleje el mayor detalle y exactitud posible del terreno en cuestión. Además de ser vital para la elaboración del plano del terreno, el levantamiento topográfico es una herramienta muy importante durante los trabajos de edificación porque con ellos se van poniendo las marcas en el terreno que sirven como guía la construcción.

2.1.2. Estudio de suelos

El estudio de suelos permite conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo, y su composición estratigráfica, es decir las capas o estratos de diferentes características que lo componen en profundidad, y por cierta ubicación de napas de agua (freáticas), si las hubiere.

El estudio de mecánica de suelos, es un documento que determina la resistencia del terreno sobre el que se desplantan las edificaciones, mismo que sirve de base para determinar el tipo de cimentación a usar, la profundidad a la que se debe cimentar y garantizar la estabilidad de la misma. En toda obra de arquitectura o ingeniería, es necesaria e imprescindible la realización de un estudio de suelos, ya que la falta de éste podría hacer colapsar la obra.

2.1.3. Estudio de arquitectura

Disciplina que tiene por objeto generar propuestas e ideas para la creación y realización de espacios físicos enmarcado dentro de la arquitectura. En esta escala del diseño intervienen factores como los geométrico-espaciales; higiénico-constructivo y estético-formales.

En el diseño arquitectónico confluyen otras esferas o áreas del diseño cuya finalidad es la de proveer de estructuras (diseño estructural) y formas decorativas (diseño de muebles, diseño de interiores, de jardinería, diseño lumínico, a las futuras construcciones.

Es un proceso creativo por excelencia y posee como cometido final la satisfacción de las necesidades de espacios habitables.

2.2. Definiciones

2.2.1. Conceptos de estructura

Se puede definir una estructura, como un conjunto de elementos estructurales ordenados que interactúan entre sí de manera tal que puedan soportar esfuerzos propios y externos, garantizando en todo momento la estabilidad de todo el conjunto.

Un elemento estructural es cada una de las partes que conforman a una estructura, y que cumplen una función específica en la estabilidad de la misma. Los elementos estructurales pueden clasificarse de acuerdo a diferentes criterios, de acuerdo a sus dimensiones, a su uso, su composición

La función que debe cumplir una estructura será la de resistir las cargas actuantes garantizando la seguridad y confort de los usuarios de dicha estructura. Por tanto, el diseño estructural se debe contemplar todos los aspectos necesarios y dar pleno cumplimiento a la normativa establecida en el país.

Rara vez la estructura constituye por sí misma la construcción y lo más frecuente es que este interconectada con otras partes, tales como cerramientos, divisiones e instalaciones. en este sentido, la estructura no debe nunca ser concebida aisladamente, sino que es necesario integrarla desde su concepción inicial en el conjunto del proyecto, de forma que resulte plenamente compatible con la obra (J. Calavera, 1999, p.13).

2.2.2. Conceptos de análisis estructural

El problema que trata de resolver el Análisis Estructural es la determinación del estado de deformaciones y tensiones que se producen en el interior de la estructura, a consecuencia de todas las acciones actuantes sobre ella. Como consecuencia también se determinan las reacciones que aparecen en la sustentación de la estructura.

Fundamentalmente, el análisis de estructuras busca encontrar la forma que adquiere una estructura al ser sometida a cargas y los consecuentes esfuerzos a que se ven sometidos sus miembros.

Para lograr este objetivo se pueden utilizar métodos analíticos, numéricos. gráficos y experimentales. En los primeros se comienza por la formulación de un modelo matemático al cual se le puedan aplicar los principios y leyes de la Teoría de estructuras, que se verán más adelante. Cuando la solución matemática exacta del modelo es muy complicada o en muchos casos en que se utiliza el computador, se acude a métodos numéricos que permitan obtener la respuesta con suficiente aproximación y mucho menos trabajo.

2.2.3. Conceptos de diseño estructural

El diseño estructural es una de las áreas donde se desarrolla la ingeniería civil y se realiza a partir de las características mecánicas de los materiales en interacción con las acciones a las que está sometida.

Entendiéndose que una estructura en un conjunto de elementos, y que estos elementos trabajan de manera conjunta, el diseño estructura se puede definir como un estudio de la estabilidad y resistencia de los elementos que componen una estructura tanto individualmente como en conjunto, ante las fuerzas que actúan sobre ella.

Dicho estudio es un “proceso de diseño es tanto creativo como técnico y requiere un conocimiento fundamental de las propiedades de los materiales y de las leyes de la mecánica que rigen la respuesta de los materiales” (R. C. Hibbeler, 2012, p.3). El proceso de diseño puede plantearse de la siguiente manera:

- Definir el tipo de estructura: de acuerdo al diseño arquitectónico y las exigencias de según el tipo de edificación, se definirá el tipo y forma de los elementos estructurales, así como los materiales disponibles en la zona.
- La idealización de la estructura: para un cálculo con relativa sencillez y exactitud es necesario representar la estructura de una manera sencilla de análisis, en este punto se establecerá la ubicación de los elementos estructurales.
- Definir las acciones sobre la estructura: las acciones serán definidas de acuerdo a lo que se establece en la norma boliviana.
- Definición y dimensionamiento de los elementos estructurales: será efectuado de acuerdo al siguiente proceso de cálculo:

2.3. Normas

2.3.1. Para estructuras de hormigón

Con la intención de adecuarse a la nueva normativa bolivianas de hormigones para el diseño de las estructura y componentes de hormigón armado, la normativa aplicada será:

Norma NB 1225001:2012 – Hormigón estructural.

Norma NB 1225002:2013 – Acciones sobre las estructuras.

Norma NB 1225003:2014 – Acción del viento.

2.3.2. Para estructuras metálicas

Para la realización del proyecto para los elementos de acero conformado, se optará por la aplicación AISI S100 2007.

2.4. Análisis de cargas

la tarea más importante y difícil encarada por el proyectista de estructuras es la estimación precisa de las cargas que pueden aplicarse a una estructura durante su periodo de vida útil. No pueden dejar de considerarse cargas que puedan presentarse con cierta probabilidad razonable. Una vez estimadas las cargas, el siguiente problema consiste en determinar cuál será la peor combinación de éstas que pueda ocurrir en un momento dado.

Las acciones que en general actúan en los edificios son las que se definen a continuación. En casos especiales puede ser preciso tener en cuenta acciones de otra clase.

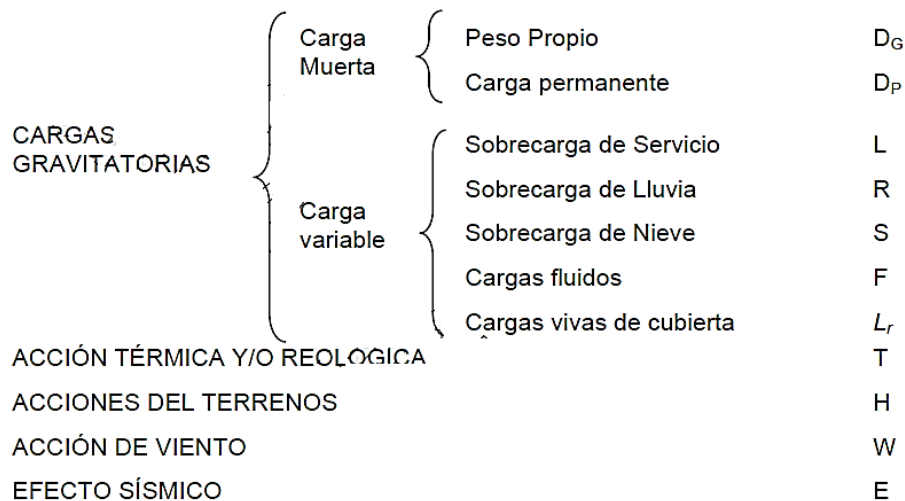


Figura 2.1. Tipos de cargas. (Fuente: NB 1225002, 2016. p.3)

2.4.1. Cargas muertas

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen en un mismo lugar. Incluyen el peso propio de la estructura en estudio, así como también cualesquiera elementos que están permanentemente unidos a ella. En un edificio con estructura de concreto reforzado, algunas de las cargas muertas son los marcos, muros, pisos, cielos rasos, escaleras, techos y plomería.

Para diseñar una estructura, es necesario estimar los pesos o cargas muertas de las diversas partes para considerarlas en el diseño. Los tamaños y pesos exactos de las partes no se conocen hasta que se ha hecho el análisis estructural y se han seleccionado los elementos para la estructura. Los pesos obtenidos en el diseño deben compararse con los pesos estimados. Si se encuentran grandes discrepancias, será necesario repetir el análisis y diseñar usando pesos mejor estimados.

Pueden obtenerse estimaciones razonables de pesos estructurales comparando estructuras de tipo similar o consultando fórmulas y tablas contenidas en la mayoría de los manuales de ingeniería civil.

2.4.2. Cargas vivas

Las cargas vivas son cargas que pueden cambiar de magnitud y posición. Éstas incluyen cargas de ocupantes, cargas de materiales en bodegas, cargas de materiales de construcción, cargas de grúas viajeras, cargas de equipo en operación y muchas otras. Por lo general, son cargas inducidas por la gravedad.

2.4.3. Simultaneidad de las cargas

En el cálculo de una estructura se considerarán los casos de carga combinadas de acuerdo a lo prescrito en las normas de estructuras de hormigón estructural, metálicas, madera, etc. La resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las ecuaciones siguientes:

1. $U = 1.4D$
2. $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $U = 1.2D + 1.6(L \text{ o } S \text{ o } R) + (L^* \text{ o } 0.5W)$
4. $U = 1.2D + 1.0W + L^* + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $U = 1.2D + 1.0E + L^* + 0.2S$
6. $U = 0.9D + 1.0W$
7. $U = 0.9D + 1.0E$

2.5. Métodos de cálculo

2.5.2. Método para estructuras de hormigón armado

2.5.2.1. Método Resistencia última

Actualmente existen dos métodos para el diseño de elementos de hormigón armado: el método clásico y el método de estados límites.

- **Método clásico**

El diseño consiste en conseguir que los esfuerzos no excedan los esfuerzos admisibles que son una fracción de la resistencia del hormigón armado. Parte de la hipótesis que es posible predecir la distribución de esfuerzos, al ser sometidos a las cargas de servicio, asume un comportamiento elástico en ambos materiales.

- **Método de los estados límites**

Este método de cálculo estructural consiste en lograr que los esfuerzos y deformaciones de los elementos estructurales estén dentro de límites definidos como aceptables. se fundamenta en la probabilidad de determinar y analizar la carga que ocasiona en colapso de un elemento estructural. Este método considera el comportamiento inelástico del acero y del hormigón, por tanto, se estima mejor la resistencia de los elementos de una estructura para que cumpla con ciertas condiciones de seguridad, funcionalidad y durabilidad.

Una estructura que alcanza un estado limite, se la considera fuera de servicio, por lo que deja de realizar la función para el cual fue diseñada.

Algunas de las ventajas de este procedimiento son:

1. El diseño por estados limites permite controlar el modo de falla de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema.
2. Permite obtener un diseño más eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico.

3. Este método no utiliza el módulo de elasticidad del concreto, el cual es variable con la carga. Esto evita introducir imprecisiones en torno a éste parámetro.
4. El método de diseño por estados límites permite evaluar la ductilidad de la estructura.
5. Este procedimiento permite usar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga. (Harmsen T.E.,f.,p.3-4).

El diseño de una estructura contempla varias consideraciones, entre las cuales hay dos objetivos principales que deben siempre lograrse, la seguridad y la funcionalidad, por esto el método de los estados límites se clasifican en dos:

- Estados límites de servicio: La estructura debe cumplir con los requisitos de funcionalidad.
- Estados límites últimos: La estructura debe soportar las cargas en condiciones seguras.

2.5.2.2. Bases de cálculo

El diseño completo de una estructura puede establecerse a través de los siguientes pasos:

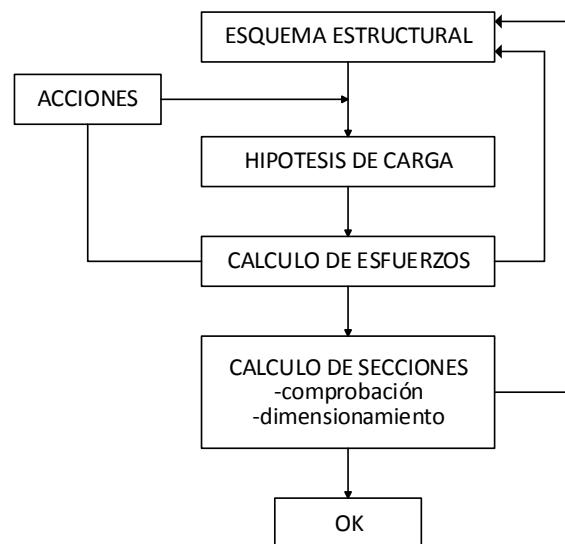


Figura 2.2. Proceso de cálculo de una estructura.

(Fuente: Montoya J.M., 2001, p.211).

- Determinación de la forma general. La forma general para una estructura se selecciona entre varias alternativas posibles. Lo primero que se debe tener en cuenta es el requisito de funcionalidad de una estructura. Deberán examinarse varias consideraciones secundarias, entre ellas los aspectos económicos, estéticos, legales y financieros.
- Investigación de las cargas. La información general de las cargas a poner sobre la estructura viene dada generalmente en las especificaciones y en las normas.
- Análisis de esfuerzos. Una vez definidas las cargas externas, deben hacerse un análisis de esfuerzos con el fin de determinar las fuerzas internas.
- Selección de los distintos elementos. La selección de los materiales y dimensiones de los elementos de una estructura se basa en los resultados del análisis de esfuerzos junto con las condiciones dadas por las especificaciones y normas.
- Dibujo detalles. El paso final es el dibujo y detalles que proporciona la información necesaria para la construcción. (Hsieh. H.Y., s.f., p.1-2).

Consideraciones generales para el cálculo:

Debido a la complejidad que presentan las propiedades de los elementos estructurales y para hacer posible la determinación de las tensiones y deformaciones de los cuerpos mediante cálculos numéricos es necesario realizar algunas simplificaciones e idealizaciones de sus características físicas.

a) Elasticidad. -Es la propiedad que tienen los cuerpos de recuperar su forma primitiva al ser descargados. Se admite, dentro de ciertos límites, que los cuerpos son perfectamente elásticos. Así mismo, admitiremos que los cuerpos son isotrópicos, y por ello, sus propiedades elásticas serán iguales en todas las direcciones.

b) Ley de Hooke. - Entre ciertos límites de alargamiento de la barra es proporcionalmente a la fuerza extensora. Si se somete una barra elástica a una fuerza de tracción P proporcionalidad entre tensiones y alargamientos, siempre que los alargamientos sean pequeños. (Pajon P.J, s.f. p.1-2).

Proceso general de cálculo.

El proceso general de cálculo corresponde al método de los estados límites. Dicho cálculo trata de reducir a un valor, suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados.

En consecuencia, el proceso de cálculo consiste en:

- 1° Obtención de efecto S_d , de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.
- 2° Obtención de la respuesta R_d de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.
- 3° El criterio de aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

Dónde:

S_d = Valor de cálculo de la sollicitación actuante.

R_d = Valor de cálculo de la resistencia de la estructura.

2.5.3. Método para estructuras metálicas

2.5.3.1. Método de LRFD

El diseño con factores de carga y resistencia se basan en los conceptos de estado límite. El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función. Existen dos tipos de estado límite: los de resistencia y los de servicio.

Los estados límite de resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc. Los estados límites de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

La estructura no sólo debe ser capaz de soportar las cargas de diseño o últimas, sino también las de servicio o de trabajo en forma tal, que se cumplan los requisitos de los usuarios de ella.

2.5.3.2.Bases de cálculo

Las especificaciones LRFD se concentra en requisitos muy específicos relativos a los estados límite de resistencia y le permitan al proyectista cierta libertad en el área de servicio. Esto no significa que el estado límite de servicio no sea significativo, sino que la consideración más importante (como en todas las especificaciones estructurales) es la seguridad y las propiedades de la gente. Por ello, la seguridad pública no se deja al juicio del proyectista.

En el método LRFD las cargas de trabajo o servicio Q_u se multiplican por ciertos factores de carga o seguridad ϕ que son casi siempre mayores a 1.0 y se obtienen las “cargas factorizadas” usadas para el diseño de las estructuras. Las magnitudes de los factores de carga varían, dependiendo del tipo de combinación de las cargas.

La estructura se proporciona para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para resistir las cargas factorizadas. Esta resistencia se considera igual a la resistencia teórica o nominal R_n del miembro estructural, multiplicada por un factor de resistencia ϕ que es normalmente menor que 1.0; con este factor, el proyectista intenta tomar en cuenta las incertidumbres relativas a resistencias de los materiales, dimensiones y mano de obra. Además, esos factores se ajustaron un poco para lograr una mayor confiabilidad y uniformidad en el diseño.

La información precedente puede resumirse para un miembro en particular de la manera siguiente: (suma de los productos de los efectos de las cargas y factores de carga) \leq (factor de resistencia) (resistencia nominal)

$$\sum \gamma_i \cdot Q_i \leq \phi \cdot R_i$$

2.6. Diseño Estructural

2.6.1. Diseño de cubiertas

Es el procedimiento mediante el cual se establecen los elementos que conforman la estructura en cuanto a materiales, dimensiones, uniones, detalles en general y su ubicación relativa en la estructura. La selección de estos elementos se debe basar en su comportamiento adecuado en condiciones de servicio y su capacidad para resistir fuerzas que generen un estado de colapso en la estructura.

El principal objetivo del proceso de diseño aplicado a estructuras de techo es cumplir con lo expuesto en el párrafo anterior junto con la utilización óptima de los materiales y técnicas de construcción disponibles, según las razones expuestas a continuación:

- Un comportamiento adecuado en condiciones de servicio garantiza que los elementos estructurales no presenten inconvenientes o deficiencias en situaciones que, aunque no se ponga en juego la seguridad, afectan el correcto funcionamiento de toda la edificación; por ejemplo, en techos el desprendimiento de la cubierta por la succión debido al viento.
- La capacidad de los elementos para resistir cargas sin llegar al colapso garantiza que estos no presenten fallas graves bajo la acción de tales cargas, o que puedan disminuir su capacidad para resistir nuevas acciones, esto está relacionado con la seguridad de la estructura ante las sollicitaciones sobre ella durante su vida útil; por ejemplo, el pandeo en elementos sometidos a esfuerzos de compresión en armaduras de techos
- Se debe garantizar la utilización óptima de los elementos estructurales que se relacione con los procesos y técnicas más apropiadas para cada material estructural en el montaje de la estructura de techo y de esta manera lograr una reducción en los costos al establecer dimensiones que eviten lo más posible los desperdicios. A su vez el proceso del diseño aplicado a estructuras de techo debe cumplir con otros aspectos relacionados con la edificación completa como:
- Seguridad: asociado a la resistencia, rigidez, peso de los elementos y aspectos de funcionamiento.

- Economía: asociado con la optimización de los costos de construcción, selección adecuada de los elementos estructurales sin sobredimensionarlos, y con el uso moderado de acabados.
- Aspectos estéticos: asociado a todos aquellos factores relacionados con la mejora de la apariencia exterior e interior.

Por lo general, cuando se realiza una revisión de la estructura de techo y sus elementos, se hace en base a estos aspectos en orden prioritario para luego realizar cambios al diseño preliminar, lo cual se verá con detalle más adelante.

Etapas del proceso de diseño

El proceso de diseño estructural consiste en una serie de etapas las cuales se muestran a continuación:

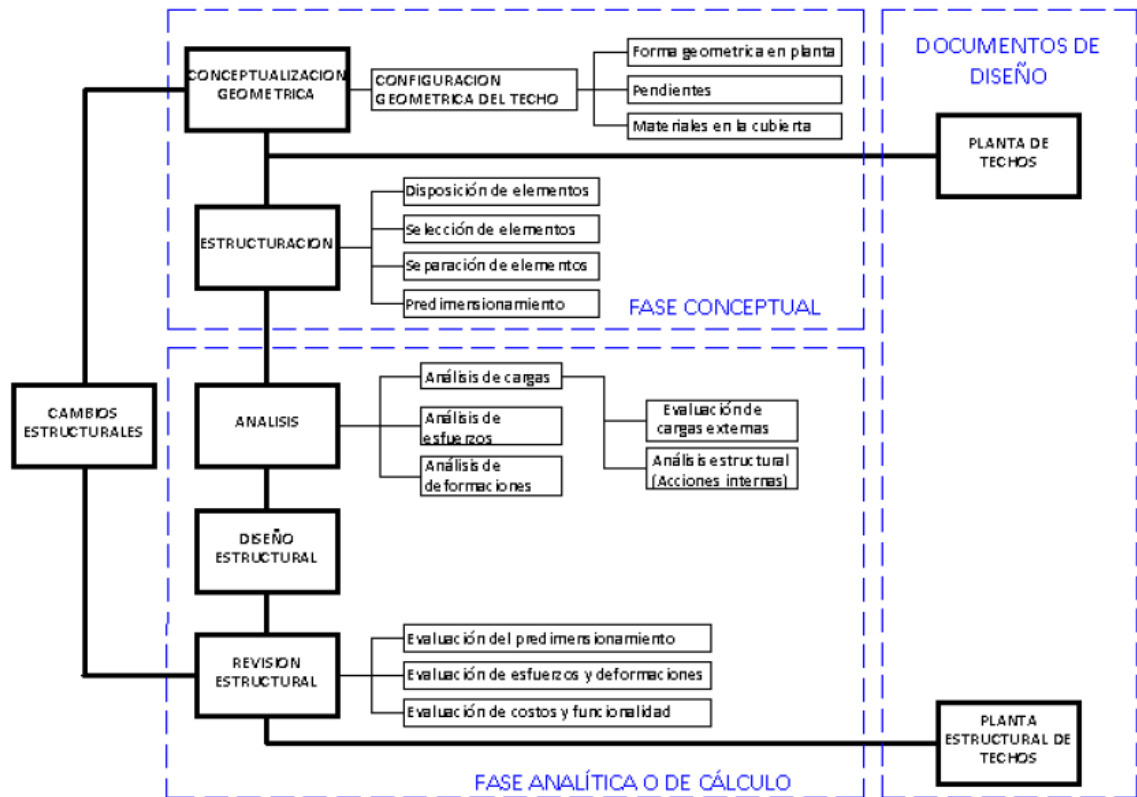


Figura 2.3. estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD (Fuente: Cruz R.C. ,2012).

2.6.2. Diseño de losas

Las losas casetonadas son aquellas losas formados por un reticulado de vigas las cuales se vinculan por medio de losas. Es la que se realiza colocando en los intermedios de los nervios estructurales, los que es, ladrillos, polietileno con el fin de reducir el peso de la estructura y el acero en barras concentrados en puntos llamados nervios.

Estas losas son más eficientes que las losas macizas ya que permiten tener espesores mayores sin aumentar el volumen del concreto c n respecto a una losa maciza. Podríamos decir que ante una carga nominal de vivienda u oficina las losas macizas son eficientes para luces pequeñas las aligeradas en una dirección son económicas en luces intermedias, de 3 a 6m y las aligeradas en dos direcciones resultan ser más económicas para luces grandes. La ventaja principal de este tipo de construcciones es además de lo ya mencionado, el ahorro de un importante volumen de materia (hormigón y acero) y por consiguiente una drástica reducción de peso muerto y su costo implícitamente, al mencionar estas ventajas se puede inferir la posibilidad de que existan un menor número de columnas por planta, lo cual se logran mayores superficies útiles y más libertad arquitectónica.

Tabla 2.1. espesor de losas.

h= 12	Para luces menores o iguales a 4 m.
h= 15	Para luces menores o iguales a 5.50 m.
h= 20	para luces menores o iguales a 6.50 m.
h= 25	para luces menores o iguales a 7.50 m.

(Fuente: Cruz R.C. ,2012).

La resistencia y rigidez de estas losas es muy buena. Las solicitaciones de diseño dependen de las cargas y las condiciones de apoyos. Además, la relación entre la dimensión mayor y la dimensión menor de lados de la losa debe ser ≤ 2 porque trabaja en sus dos direcciones.

Existen tablas para el diseño de losas como ser las de Czerny. La armadura de flexión bien sea de momentos positivos o negativos, debe disponerse con una disposición transversal.

- **Principales características y descripción de losas macizas**

- **Materiales y equipo**

Los materiales requeridos para su construcción son: hormigón y acero, además del encofrado y el apuntalamiento que requiere debido a su posición. En cuanto al equipo es el mismo que se usa para la ejecución de los otros elementos una mezcladora con equipo necesario para elevar el hormigón fresco y depositarlo en el encofrado correspondiente.

- **Funcionalidad**

Al tener espesor constante se apoyan en sus cuatro bordes cualquiera sea la forma de sustentación de cada uno de ellos. Su canto total no debe ser menor a $l/40$ ni a 8 cm. Cuando trabaja en sus dos direcciones genera momentos flexionantes máximos positivos y máximos negativos los que se calculan aplicando las tablas de Czerny. Tienen como ventaja fundamental su sencillez de armado, encofrado y además que soportan grandes sobrecargas.

- **Viga T aislada**

Anchura de la cabeza de compresión $b_1 = \frac{b_e}{2} \frac{b_w}{s}$ que debe tomarse a uno y otro lado del nervio, en centro luz, cuando la viga este sometida a carga uniformemente repartida.

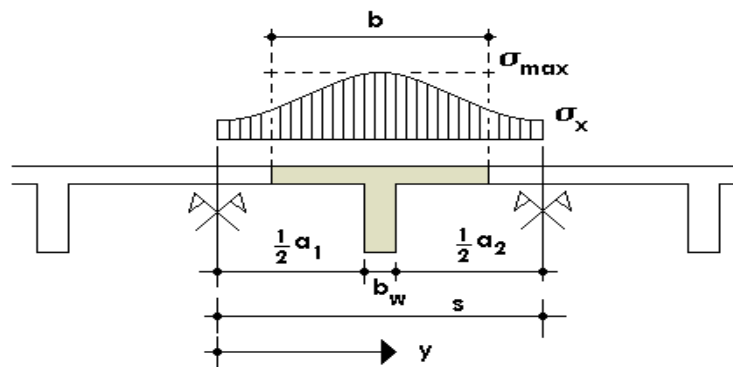


Figura 2.4. ancho de colaboración o ancho efectivo (Fuente: Montoya J.P.).

El ancho de colaboración o ancho efectivo depende de:

- La forma de la carga: uniforme, puntual directa o indirecta.
- Las condiciones de apoyo: viga simple, viga continua o en voladizo.
- La forma de la sección: vigas T simétricas o asimétricas.
- Relación entre espesor del ala y altura del nervio.
- Las condiciones de borde de la placa: empotramiento perfecto o no.
- La luz de la viga (l); y la distancia entre nervios (a).

Para vigas T simétricas (con alas de ambos lados), se considera el menos valor de b entre:

$$b \leq \frac{luz}{4} \qquad b \leq b_w + 16h_f \qquad b \leq b_w + \frac{a1}{2} + \frac{a2}{2}$$

Siendo (a) la distancia libre hasta las vigas más cercanas a ambos lados.

Para vigas L (con ala de un solo lado), se considera el menor valor de b entre:

$$b \leq \frac{luz}{12} \qquad b \leq b_w + 6h_f \qquad b \leq b_w + \frac{a}{2}$$

Siendo a la distancia libre hasta la viga más cercana.

- **Resistencia de las vigas Losa**

Al analizar la resistencia de una viga placa se presentan diferentes situaciones según la posición que ocupe el eje neutro. Eje neutro dentro del ala de la viga, o sea, $c \leq h_f$; la altura del área comprimida es menor que el espesor del ala. Es muy frecuente que al calcular en rotura una sección T sometida a flexión simple, la profundidad del eje neutro resulte menor que el espesor de la losa, en cuyo caso debe calcularse como sección rectangular de ancho b .

- **Armadura mínima**

En losas de espesor constante, cuando se utilice acero de refuerzo con $f_c = 4200$ Kg/cm², la cuantía mínima para resistir cambios de temperatura.

Cálculo de la resistencia al cortante

De acuerdo con la experimentación en que se basa la " Teoría de Líneas de Rotura " cuando una losa rectangular, sustentada en todo su perímetro sobre vigas de mayor peralte y sometida a una carga uniforme distribuida que actúa en toda la superficie, se encuentra al borde del colapso, se fisura conformando triángulos y trapecios.

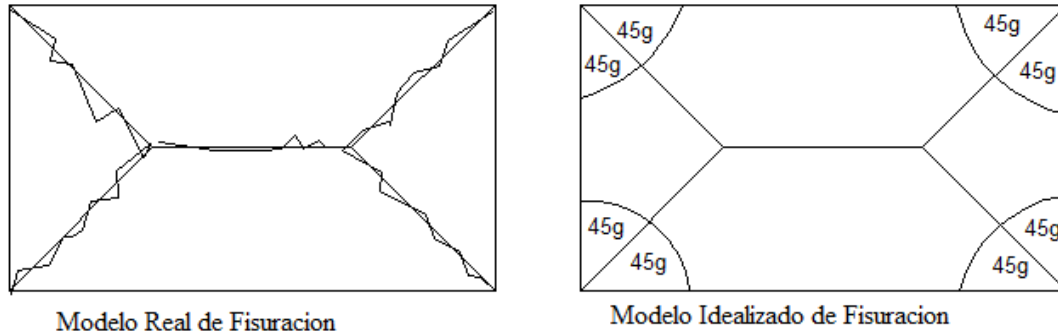


Figura 2.5. Líneas de rotura (Fuente: Nilson A.).

2.6.3. Diseño de vigas

El método de diseño de la actualidad se llamó durante varias décadas diseño por resistencia última; pero como se mencionó, el código ahora usa el término diseño por resistencia. La resistencia de un miembro específico de concreto reforzado es un valor dado por el código y no es necesariamente la verdadera resistencia última del miembro. Por consiguiente, se usa el término más general diseño por resistencia, ya sea referido a la resistencia de vigas, a la resistencia de columnas, a la resistencia al cortante u otras.

- **Principios de cálculo**

Las pruebas de vigas de concreto reforzado conforman que las deformaciones unitarias varían en proporción a las distancias del eje neutro, aun en los lados de tensión y aun en la cercanía de cargas últimas.

Los esfuerzos de compresión varían aproximadamente en forma lineal hasta que el esfuerzo máximo es igual a aproximadamente $0.50 f'_c$. Sin embargo, éste no es el caso cuando los esfuerzos son mayores.

Cuando se alcanza la carga última, las variaciones de las deformaciones unitarias y de los esfuerzos son aproximadamente como se muestra en la figura.

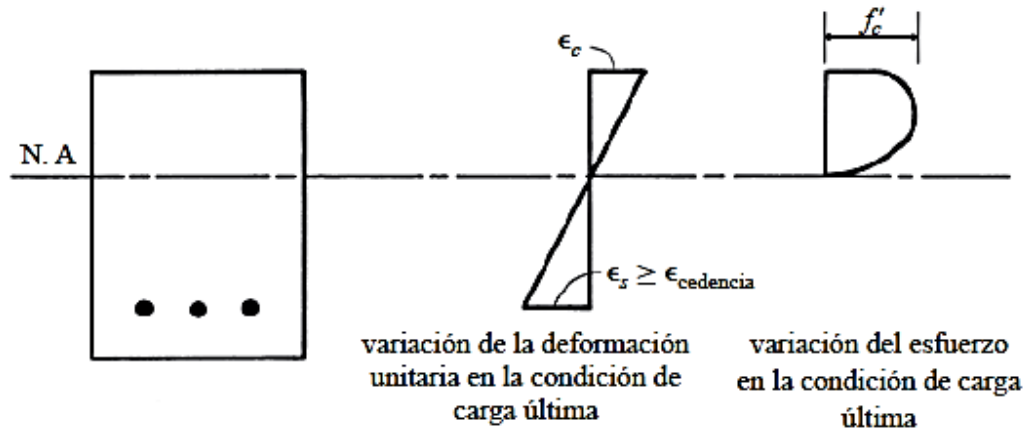


Figura 2.6. Carga ultima. (Fuente: Mc Corman)

Los esfuerzos de compresión varían desde cero en el eje neutro hasta un valor máximo en la fibra extrema o cerca de ella. La variación real del esfuerzo y la posición real del eje neutro varían de viga en viga dependiendo de variables tales como la magnitud y el historial de las cargas pasadas, de la contracción y el revenimiento del concreto, del tamaño y la separación de las grietas de tensión, de la rapidez de carga, etcétera. Si la forma del diagrama de esfuerzos fuera la misma para todas las vigas, no sería difícil deducir un solo conjunto de fórmulas para el comportamiento a flexión. Sin embargo, debido a estas variaciones de los esfuerzos, es necesario sustentar el diseño de resistencia en una combinación de teoría y resultados experimentales.

Aunque la distribución real de esfuerzos dada en la figura 2.7.b puede parecer importante, en la práctica cualquier forma supuesta (rectangular, parabólica, trapezoidal, etc.) se puede usar si las ecuaciones resultantes se comparan favorablemente con los resultados experimentales. Los perfiles más comunes

propuestos son el rectángulo, la parábola y el trapecio, con el perfil rectangular usado en este texto como se muestra en la figura 2.7.c siendo el más común.

Si se supone que el concreto se aplasta bajo una deformación unitaria de aproximadamente 0.003 (valor un tanto conservador para la mayoría de los concretos) y que el acero cede bajo f_y , es posible obtener fórmulas de flexión para vigas, sin conocer la distribución exacta de los esfuerzos. Sin embargo, es necesario conocer el valor de la compresión total y su centroide. Whitney¹ reemplazó el bloque curvo de esfuerzos por un bloque rectangular equivalente de intensidad $0.85 f'_c$ y altura $a = \beta_1 c$, como se muestra en la figura 2.7.c). El área de este bloque rectangular debe ser igual a la del bloque curvo de esfuerzos y los centroides de los dos bloques deben coincidir. Existen suficientes resultados de pruebas en vigas de concreto como para poder obtener la altura del bloque de

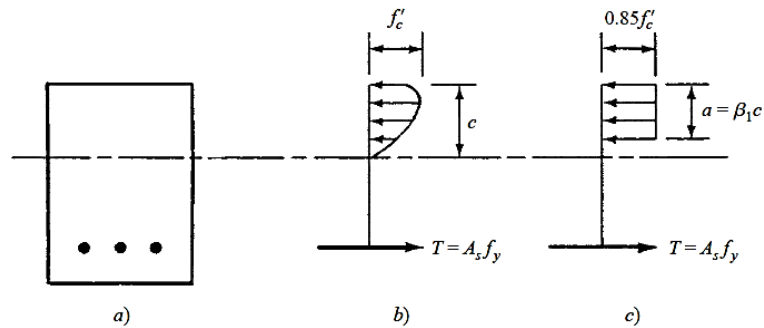


Figura 2.7. alguna forma posible de distribución de esfuerzos. (Fuente: Mc Corman)

esfuerzo rectangular equivalente. Por medio de los valores β_1 dados en el código (10.2.7.3) se puede obtener este resultado. Para f'_c entre 18 MPa y 30 MPa, el factor β_1 se debe tomar como 0,85. Para resistencias superiores a 30 MPa, β_1 se debe disminuir en forma lineal a razón de 0,008 por cada MPa de aumento sobre 30MPa, sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0,65.

$$\begin{aligned} \text{para } f'_c \leq 30 \text{ MPa:} & \quad \beta_1 = 0,85 \\ \text{para } f'_c > 30 \text{ MPa:} & \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 30 \text{ MPa})}{7} \\ \beta_1 \geq 0,65 \end{cases} \end{aligned}$$

Con base en estas hipótesis relativas al bloque de esfuerzos, se pueden escribir fácilmente las ecuaciones de estática para la suma de las fuerzas horizontales y para el momento resistente producido por el par interno. De estas ecuaciones pueden despejarse separadamente los valores de a y del momento M_n . Aquí debemos hacer una aclaración referente al término M_n , porque de otra manera puede ser confuso. M_n se define como el momento resistente teórico o nominal de una sección. La resistencia útil de un miembro es igual a su resistencia teórica multiplicada por el factor de reducción de resistencia, o sea, ϕM_n . La resistencia utilizable por flexión de un miembro, ϕM_n , al menos debe ser igual al momento factorizado calculado, M_u , causado por las cargas factorizadas

$$M_u \leq \phi M_n$$

Para la deducción de las expresiones de la viga, véase la figura 2.8. Igualando las fuerzas horizontales C y T y despejando a , se obtiene,

$$\begin{aligned} 0.85f'_c ab &= A_s f_y \\ a &= \frac{A_s f_y}{0.85f'_c b} = \frac{\rho f_y d}{0.85f'_c}, \quad \text{donde } \rho = \frac{A_s}{bd} = \text{porcentaje de acero de tensión} \end{aligned}$$

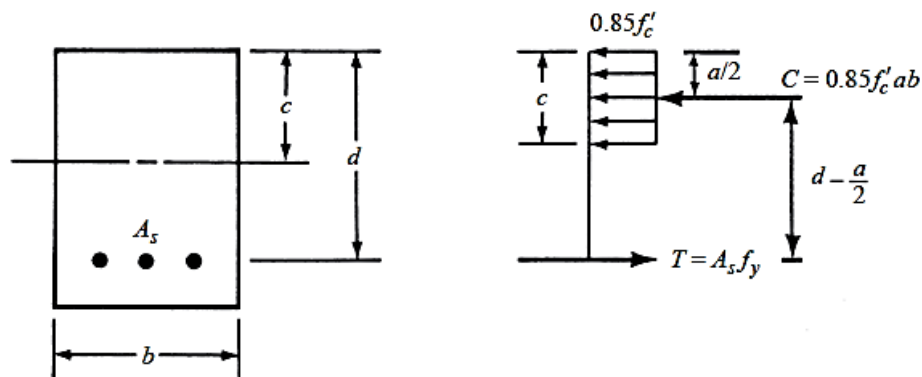


Figura 2.8. bloque de esfuerzo. (Fuente: Mc Corman)

Como el acero de refuerzo está limitado a una cantidad tal que lo haga ceder antes de que el concreto alcance su resistencia última, el valor del momento nominal M_n puede escribirse como:

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

y la resistencia útil a flexión es:

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

2.6.4. Diseño de columnas

Las columnas de concreto pueden clasificarse en las tres siguientes categorías:

Pedestales o bloques cortos a compresión. Si la altura de un miembro vertical a compresión es menor que tres veces su dimensión lateral más pequeña, puede considerarse como un pedestal. La norma NB1225001 (2.2 y 10.14) establece que un pedestal puede diseñarse con concreto simple o sin refuerzo, con un esfuerzo máximo de diseño a compresión igual a $0.85f'_c$, donde f es 0.65. Si la carga total aplicada al miembro es mayor que $0.85 f'_c A_g$ será necesario ya sea incrementar el área de la sección transversal del pedestal o bien diseñarlo como una columna de concreto reforzado. Columnas cortas de concreto reforzado. 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.

Columnas largas o esbeltas de concreto reforzado. 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.

En la práctica no existen las columnas cargadas en forma axial perfecta, pero un análisis de tales miembros proporciona un punto de partida excelente para explicar la teoría del diseño de columnas reales con cargas excéntricas. Varias ideas básicas

pueden explicarse para las columnas con carga axial pura y las resistencias obtenidas señalan límites teóricos superiores que pueden verificarse claramente con pruebas reales.

Por estas razones, sólo consideraremos aquí la resistencia última de las columnas. En la falla, la última resistencia teórica o resistencia nominal de una columna corta cargada axialmente puede determinarse con bastante precisión mediante la expresión siguiente, en la que A_g es el área total del concreto y A_{st} es el área total de la sección transversal del refuerzo longitudinal, incluyendo varillas y perfiles de acero:

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

2.6.5. Diseños de fundaciones.

Las zapatas de una sola columna generalmente proveen la solución más económica para la cimentación de columnas. Tales zapatas son comúnmente cuadradas en planta, pero también pueden ser rectangulares, circulares u octagonales. Las zapatas rectangulares se usan cuando el espacio disponible o las secciones transversales de las columnas son marcadamente rectangulares. La mayoría de las zapatas constan de losas de espesor constante, como las mostradas en la figura 2.9.(a), pero si los espesores calculados son mayores de 3 o 4 pies, puede ser más económico usar zapatas escalonadas, como se ilustra en la figura 2.9.(b).

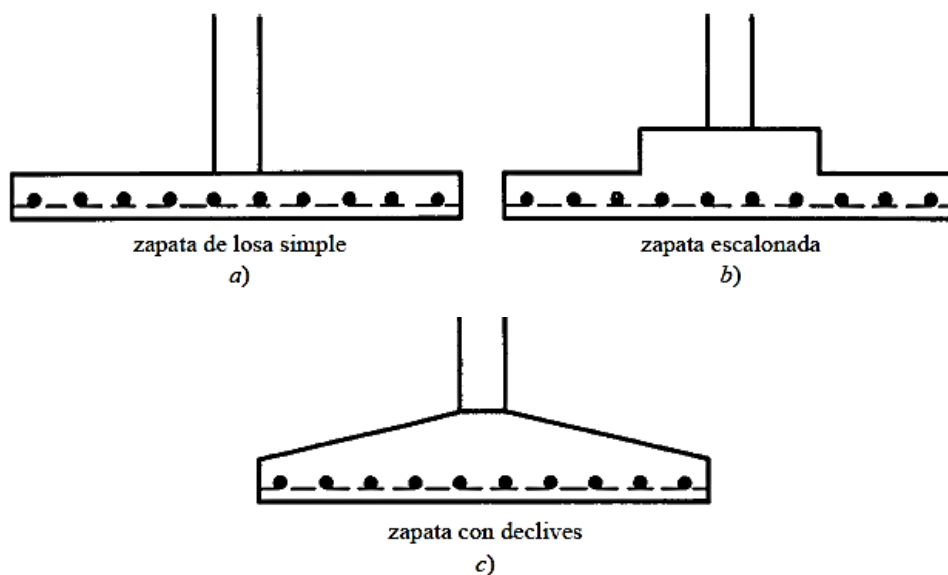


Figura 2.9. forma de zapatas aisladas. (Fuente: Mc Corman)

Las fuerzas cortantes y los momentos en una zapata son obviamente mayores cerca de la columna, con el resultado de que se requiere un mayor espesor en esa zona en comparación con las partes exteriores de la zapata. Para zapatas muy grandes, como las de estribos de puentes, las zapatas escalonadas pueden proporcionar ahorros considerables en la cantidad de concreto.

- **Fuerzas cortantes**

Deben considerarse dos condiciones debidas al esfuerzo cortante en las zapatas para columnas, independientemente de su forma. La primera es debida al cortante en un sentido o cortante de viga, el cual es el mismo que se considera para las zapatas de muros en la sección anterior. En el siguiente análisis, nos referiremos a la zapata de la figura 2.10. La fuerza cortante total (V_{u1}) que se toma a lo largo de la sección 1-1, es igual a la presión neta del suelo q_u multiplicada por el área sombreada hacia afuera de la misma sección. En la expresión que sigue, b_w es el ancho total de la zapata. El valor máximo de V_{u1} , si no se usan estribos, es igual a ϕV_c , y el espesor máximo requerido es como sigue:

$$d = \frac{V_{u1}}{\phi 2 \sqrt{f'_c} b_w}$$

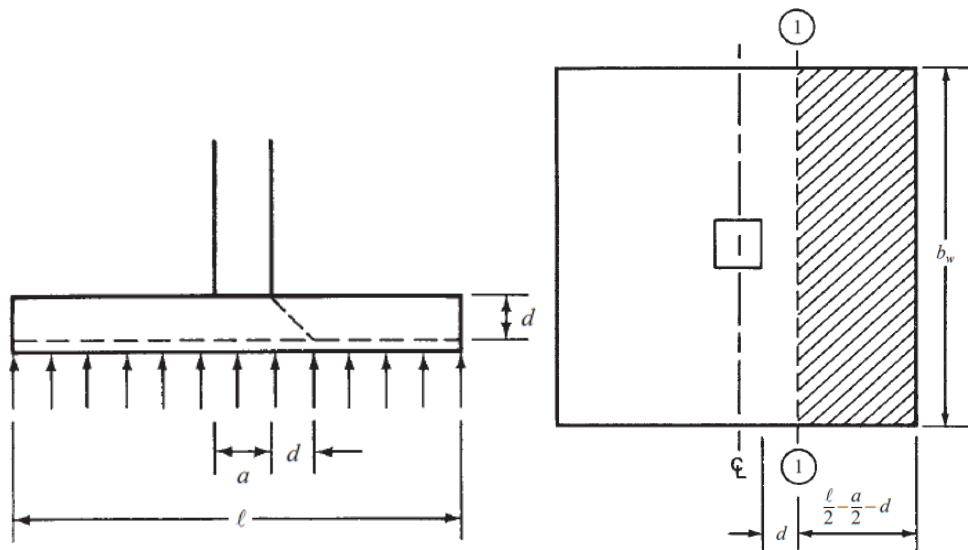


Figura 2.10. cortante en un sentido o cortante de viga. (Fuente: Mc Corman)

La segunda condición de esfuerzo al corte es la del cortante en dos sentidos o por penetración, véase la figura 2.11. La carga de compresión de la columna tiende a extenderse en la zapata, oponiéndose a la tensión diagonal en esa zona, con el resultado de que una columna cuadrada tiende a perforar una porción de losa, que tiene la forma de una pirámide truncada. La norma NB 1225001 (11.11.1.2) establece que la sección crítica para el cortante en dos sentidos se localiza a una distancia $d/2$ de la cara de la columna.

La fuerza cortante V_{u2} consiste en toda la presión neta hacia arriba que sobre el área sombreada mostrada, es decir, sobre el área fuera de la porción que tiende a ser penetrada. En las expresiones que siguen, b_o es el perímetro alrededor del área penetrada, igual a $4(a + d)$ en la figura 2.11.

La resistencia nominal al cortante en dos sentidos V_c del concreto, se especifica como el menor de los valores obtenidos al sustituir en las ecuaciones aplicables que siguen.

La primera expresión es la resistencia al cortante usual por penetración

$$V_c = 4\lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

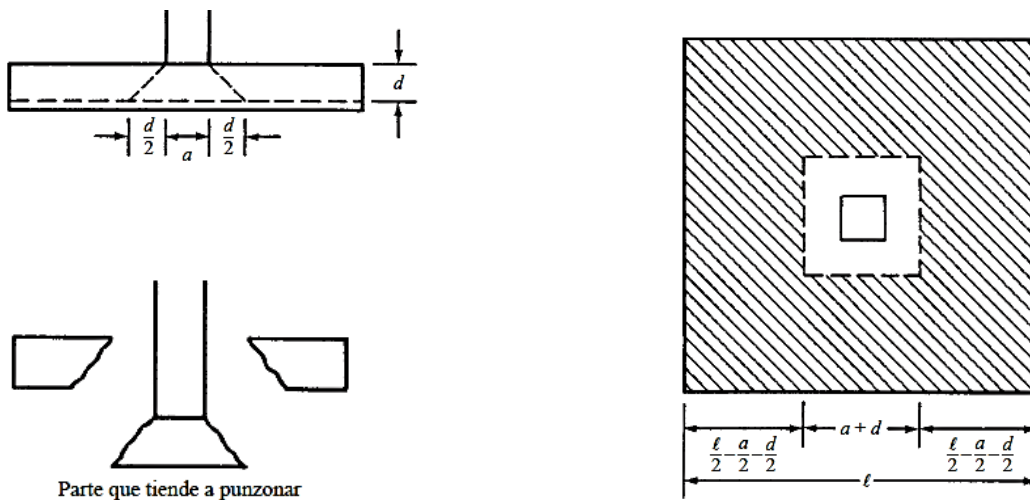


Figura 2.11. cortante en dos sentidos. (Fuente: Mc Corman)

El esfuerzo cortante en una zapata aumenta conforme decrece la proporción b_o/d . Para tomar esto en cuenta la norma desarrolló la ecuación 11-34. La ecuación incluye un término λ que se usa para tomar en cuenta las variaciones en la proporción. Al aplicar la ecuación, λ se toma igual a 40 para columnas interiores (donde el perímetro es de cuatro lados), igual a 30 para columnas de borde (donde el perímetro es de tres lados), e igual a 20 para columnas de esquina (donde el perímetro es de dos lados).

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

2.7. Vigas curvas

Una viga curva se la puede definir como una viga con una cierta excentricidad lateral de su centro luz con respecto a sus apoyos,

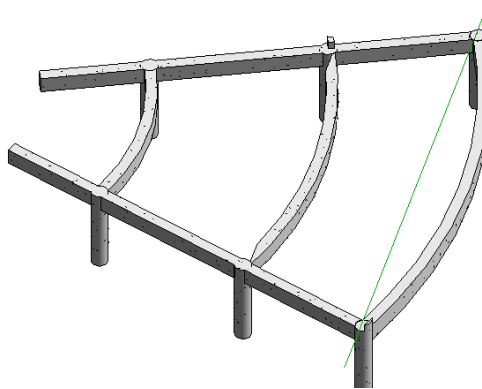


Figura 2.12. Esquema de viga curva. (Fuente: elaboración propia)

El principal efecto de la curvatura en una viga, es un esfuerzo de torsión, este tipo de torsión se le conoce como torsión secundaria, aparece como una acción secundaria, necesaria para satisfacer requerimientos de compatibilidad o continuidad estructural de elementos que conforman un sistema hiperestático. En tales casos, la torsión que se requiere para mantener el equilibrio puede ser determinada mediante el uso de condiciones de equilibrio estático. Este se transforma en un problema de resistencia porque la estructura o sus componentes colapsaran si no se suministra la adecuada resistencia a torsión.

En la torsión por equilibrio, la magnitud del momento torsor es independiente de la rigidez de la viga, depende únicamente de las cargas que lo originan, mientras que en la torsión secundaria la magnitud del momento torsor resultante depende de la rigidez de la viga.

2.7.1. Método de cálculo

El análisis estructural consiste en la determinación de los efectos producidos por fuerzas externas en la estructura, proporciona de forma general reacciones y desplazamientos y de forma específica momentos y deformaciones.

En este caso, el momento torsor no puede determinarse únicamente en base al equilibrio estático. La torsión surge como una acción secundaria, necesaria para satisfacer requerimientos de compatibilidad o continuidad estructural de elementos que conforman un sistema hiperestático. Si no se considera dicha continuidad en el diseño probablemente existirá un agrietamiento excesivo, pero no llegaría al caso de colapso de la estructura.

2.7.2. Simplificaciones

Para diseñar una viga curva se puede diseñarla como si fuera una viga recta con una longitud igual a la longitud curva y considerar los efectos de la curvatura como una viga recta soportando una losa ficticia en voladizo.

La losa ficticia transmite un momento torsor distribuido en toda la longitud de la viga, como se muestra en la figura 2.13.

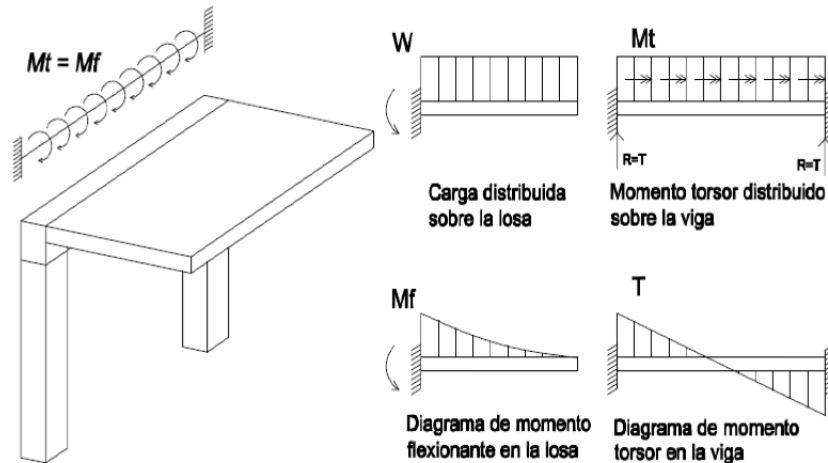


Figura 2.13. idealización de la losa ficticia. (Fuente: ACI 318-08)

Para la determinar la magnitud del momento torsor se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Obtener la carga distribuida w en la losa.
- Obtener el momento flexionante en el extremo empotrado de la losa.
- El momento flexionante calculado, es igual al momento torsor distribuido en el eje central de la viga.
- El momento torsor distribuido en la viga, es análogo a una carga distribuida cuando se hace un análisis por flexión y las reacciones debido a esta carga equivalen a los esfuerzos de torsión en los extremos del elemento.
- El diagrama de torsión es análogo al diagrama de corte cuando se hace un análisis por flexión. La variación de los esfuerzos es lineal con los máximos en los apoyos, cuando el momento torsor aplicado es uniformemente distribuido.

2.7.3. Diseño a torsión

El diseño para torsión está basado en la analogía de una cercha espacial para un tubo de pared delgada. Una viga sometida a torsión se idealiza como un tubo de pared delgada en el que se desprecia el núcleo de concreto de la sección transversal de la viga sólida, tal como se muestra en la figura 2.14. Una vez que la viga de concreto reforzado se ha agrietado en torsión, su resistencia torsional es provista básicamente

por los estribos cerrados y las barras longitudinales ubicadas cerca de la superficie del elemento. En la analogía del tubo de pared delgada se supone que la resistencia es proporcionada por la capa exterior de la sección transversal centrada aproximadamente en los estribos cerrados. Tanto las secciones sólidas como las huecas se idealizan como tubos de pared delgada tanto antes como después del agrietamiento.

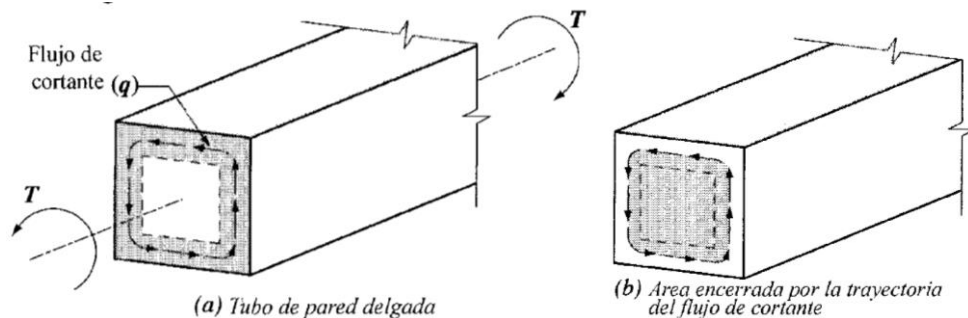


Figura 2.14. Analogía de un tubo hueco. (Fuente: ACI 318-08)

los esfuerzos de torsión se suman a los esfuerzos cortantes en un lado de un miembro y se restan en el otro lado. Esta situación en una viga hueca está ilustrada en la figura 2.13.

Los esfuerzos de torsión son bastante pequeños cerca del centro de una viga sólida. Debido a esto, se supone que las vigas huecas tienen casi exactamente las mismas resistencias por torsión que las vigas sólidas con las mismas dimensiones exteriores. En las secciones sólidas, los esfuerzos cortantes debido a la torsión T_u están concentrados en un “tubo” exterior del miembro, como se muestra en la figura, mientras que los esfuerzos cortantes debidos a V_u eran repartidos a través del ancho de la sección sólida, como se muestra en la parte (b) de la figura. En consecuencia, los dos tipos de esfuerzos cortantes (debidos a la fuerza cortante y a la torsión)

Después del agrietamiento, se supone que la resistencia por torsión del concreto es despreciable. Las grietas por torsión tienden a describir espirales alrededor de los miembros (huecos o sólidos) localizados aproximadamente en ángulos de 45° con

respecto a los bordes longitudinales de esos miembros. Se supone que la torsión es resistida por una armadura espacial imaginaria situada en el “tubo” exterior de concreto del miembro. Una armadura así se muestra en la figura 2.15. El acero longitudinal en las esquinas del miembro y los estribos transversales cerrados actúan como miembros a tensión en la “armadura”, mientras que el concreto diagonal entre los estribos actúa como puntal a compresión. El concreto agrietado es aun capaz de tomar esfuerzos de compresión.

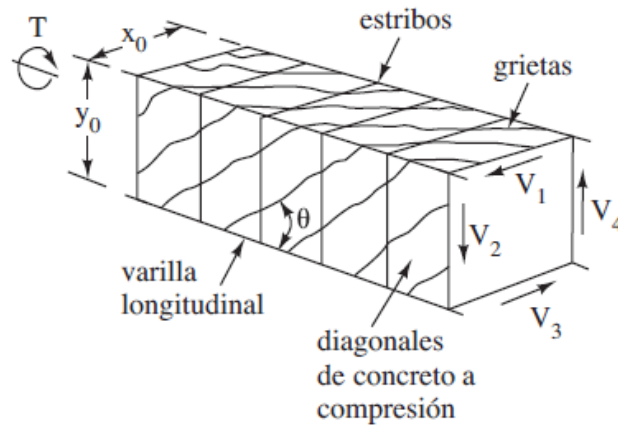


Figura 2.15. Armadura imaginaria. (Fuente: ACI 318-08)

– **Armadura de refuerzo a torsión**

se establece que los efectos de torsión pueden despreciarse en miembros no presforzados si:

$$T_u < \phi \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) = \frac{1}{4} T_{cr}$$

La resistencia a la torsión de las vigas de concreto reforzado puede incrementarse considerablemente añadiendo un refuerzo de torsión que consiste en estribos cerrados y varillas longitudinales

$$(A_v + 2A_t) = 0.75 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq \frac{50 b_w s}{f_{yt}}$$

Para el cálculo se puede seguir el siguiente orden:

- i) Los momentos de torsión pueden despreciarse si:

$$T_u \leq \frac{\phi \lambda \sqrt{f'_c} A_{cp}^2}{12 p_{cp}}$$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

- ii) Resistencia máxima por momento de torsión para secciones sólidas

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2\sqrt{f'_c}}{3}\right)$$

- iii) La expresión usada para calcular el área requerida de refuerzo torsional necesario para 1 rama de estribo

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_o f_{yv} \cot \theta}$$

- iv) Área mínima de refuerzo transversal requerido

$$\begin{aligned} A_v + 2A_t &= \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \\ &\geq \frac{0.33 b_w s}{f_{yt}} \end{aligned}$$

- v) Refuerzo longitudinal adicional requerido por torsión

$$A_\ell = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cot^2 \theta$$

- vi) Área total mínima de refuerzo longitudinal adicional requerido

$$A_{\ell, \min} = \frac{5\sqrt{f'_c} A_{cp}}{12 f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

2.8. Estrategias para la ejecución de la obra

2.8.1. Especificaciones técnicas

Son las especificaciones que definen la calidad de la obra que se desea ejecutar, en términos de calidad y cantidad de los trabajos en general.

En el caso de la realización de estudio o construcción de obras, éstas forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos, ya que sirven para definir la calidad del producto, la cual no se puede apreciar de manera visual en los planos, de modo que, se debe redactar una descripción de lo que se necesita producir y que vaya acompañado con los requerimientos evitando así interpretaciones equivocadas.

Su objetivo radica en que en determinado momento ayuda a aclarar un proceso de diseño y/o constructivo.

2.8.2. Cuantificación de obra

- **Cómputos métricos**

Los cómputos métricos son un estudio minucioso de medición de longitudes, áreas y volúmenes de todos los elementos de una obra. Requieren el manejo de fórmulas geométricas para determinar qué cantidad de materiales y qué cantidad de mano de obra son necesarios para realizar la obra.

El cómputo métrico requiere del conocimiento de procedimientos constructivos y de un trabajo ordenado y sistemático.

En el caso de aplicar el software Revit para los metrados, se debe tener en cuenta que el modelado de la estructura esté representado en su totalidad y así evitar errores en omisiones de elementos y perder la exactitud a la que se puede llegar aplicando este programa.

- **Precios unitarios**

Precio unitario es el importe de la remuneración o pago total que debe cubrirse por unidad de concepto terminado y ejecutado conforme al proyecto, especificaciones de construcción y normas de calidad, la integración de este requiere del conocimiento técnico de la obra y del marco normativo vigente.

Esto ayuda para obtener un soporte práctico y podrá evaluar el rendimiento de la fuerza de trabajo y del equipo que intervienen en cada concepto, así como el costo de los insumos de acuerdo a cada región económica.

El precio unitario se integra con los costos directos correspondientes al concepto de trabajo (mano de obra, materiales, maquinaria o equipo de construcción), los costos indirectos (administración de oficinas centrales y oficinas de campo), el costo por financiamiento, el cargo por la utilidad del contratista y los cargos adicionales (impuestos). La enumeración de los costos y cargos mencionados para el análisis, cálculo e integración de estos, tiene por objeto cubrir en la forma más amplia posible los recursos necesarios para realizar cada concepto de trabajo.

Los parámetros de cálculo de los precios unitarios están dados de acuerdo a los criterios de las normas básicas de SABS.

- **Presupuesto general de la obra**

Se basa en la previsión del total de los costos involucrados en la obra de construcción incrementados con el margen de beneficio que se tenga previsto.

Las mediciones y el presupuesto de obra tienen como finalidad dar una idea aproximada y lo más real posible del importe de la ejecución del proyecto.

2.9. Herramientas usadas

Los programas informáticos que se emplean en la realización del proyecto son:

Para el análisis estructural: Sap2000 v.20.

Para el diseño estructural: Cypecad v.2017m

Hojas electrónicas de cálculo: Microsoft Excel 2016.

El principal uso de la aplicación Sap2000 es para el análisis estructural que nos permite obtener los máximos esfuerzos solicitantes e identificar los elementos críticos que se deberán diseñar.

CAPITULO III – INGENIERÍA DE PROYECTO.

3.1. Estudios técnicos

3.1.1. Estudio topografía

El plano del levantamiento topográfico fue otorgado por la H.A.M. de Caraparí. El terreno cuenta con una superficie útil de 8.394 m², topográficamente el área de emplazamiento cuenta con una superficie plana. Ver plano de levantamiento en anexo A.

3.1.2. Estudio de suelos

El estudio de suelos fue realizado por cuenta propia con el apoyo del laboratorio de suelos de la UAJMS. El ensayo se realizó fue de capacidad portante S.P.T. en tres pozos, ubicadas en lugares estratégicos y con profundidad de 1,50m.

También se realizó ensayos de caracterización de suelos, dado como resultado un suelo tipo: A-4 (5).

Los resultados de dichos ensayos se encuentran en el anexo B.

3.1.3. Estudio de arquitectura

El diseño arquitectónico de la unidad educativa “Carmen Rosa Valdez” consta de cuatro módulos:

Bloque 1: consiste en un bloque con un diseño circular de dos niveles y cubierta de calamina sobre rasteles metálicos incluida en la parte central una cubierta translúcida. En la planta baja consta de un comedor-cafetería, y una cocina distribuidos sobre una superficie de 190.80m². la planta alta consta de ambientes destinados a la administración de la unidad educativa, consistente en una oficina de director, secretaria, sala de espera, sala de profesores, sala de capacitación. La estructura del módulo 1, implementa losa de 20cm de espesor, vigas de longitud curva y columnas de sección circular.

Bloque 2 y 3: los módulos 2 y 3, son de diseños iguales diferenciándose únicamente en el tipo de uso de los ambientes. El diseño consta de dos niveles de forma rectangular con cuatro aulas en cada nivel y con un voladizo de 3m. la estructura se configura en una losa de 20cm de espesor, vigas y columnas de sección rectangular.

Bloque 4: consiste en un tinglado de perfilaría metálica con cubierta de calamina, una cancha poli funcional con gradería.

Los planos del diseño arquitectónico se encuentran en los anexos G.

3.2. Ingeniería del proyecto

3.2.1. Planteamiento general

La solución estructural inicia con el planteamiento de la estructural, definiendo los tipos de elementos la posición. Posterior mente se obtiene las cargas que que actúan en la estructura.

Las máximas solicitaciones se los obtienen a través del análisis estructural por medio del software Sap2000 v.20, y se identifican los elementos más críticos. Una vez identificado los elementos más críticos, para el dimensionamiento de los elementos a manera académica se los realiza el procedimiento de cálculo de forma manual y verificando valores mediante el uso de una hoja electrónica Excel. El programa de cálculo estructural Cypecad es empleado para verificar comparar los resultados obtenidos, además de aprovechar sus ventajas de los planos estructurales y memorias de cálculo.

3.2.2. Planteamiento estructural de cubiertas

Se plantea como solución una cubierta de calamina sobre cercha de acero, compuesta de perfil de acero conformado tipo canaleta. Esta solución se aplica a los todos los bloques.

El acero que se empleara es:

Acero ASTM A36

Módulo de elasticidad longitudinal $E = 200\text{GPa}$

Coefficiente de Poissón en periodo elástico $\mu = 0.3$

Límite de rotura mínimo $f_u = 400\text{ MPa}$

Límite de fluencia mínimo $f_y = 250\text{ MPa}$

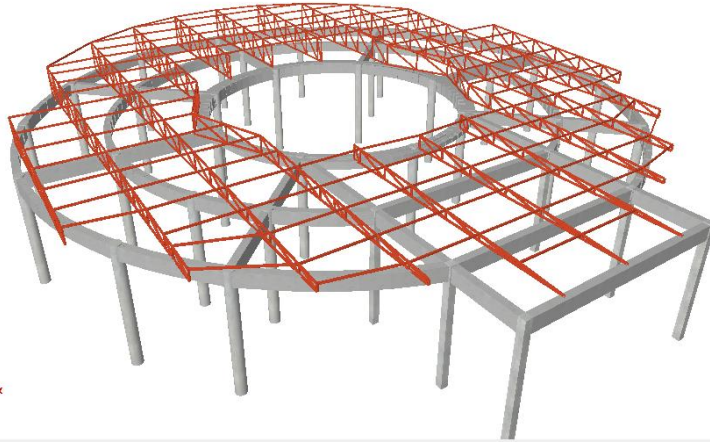


Figura 3.1: modelo de diseño de cubierta del módulo 1 de la unidad educativa. (fuente: elaboración propia)

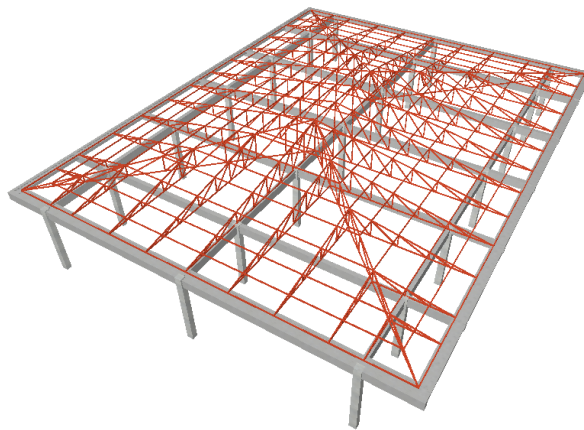


Figura 3.2: modelo de diseño cubierta del módulo 2 y 3 de la unidad educativa. (fuente: elaboración propia)

3.2.3. Planteamiento estructural de estructura

Fundaciones: Compuesta por zapatas aisladas, nivel de fundación a 1.50m.

Columnas: Compuesta por secciones rectangulares y circulares.

Vigas y sobre-cimientos: Compuestas de secciones rectangulares.

Entrepisos: Constituidos por losas alivianadas con viguetas pretensadas y losa reticular.

Los materiales que se usaran:

Hormigón

Resistencia Característica (a los 28 días) $f'c = 25 \text{ MPa}$

Acero

Límite de fluencia $f_y = 500 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad $E_s = 200 \text{ GPa}$

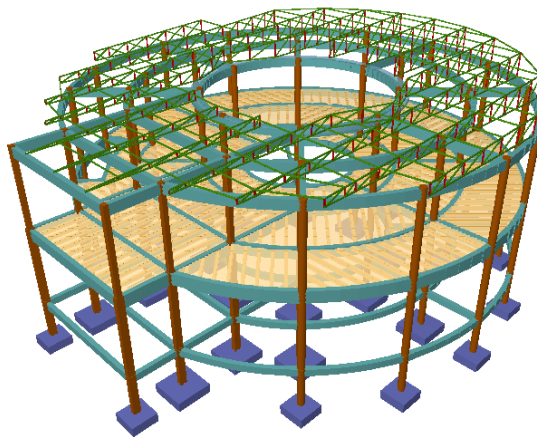


Figura 3.3: modelo de diseño del módulo 1, de la unidad educativa.
(fuente: elaboración propia)

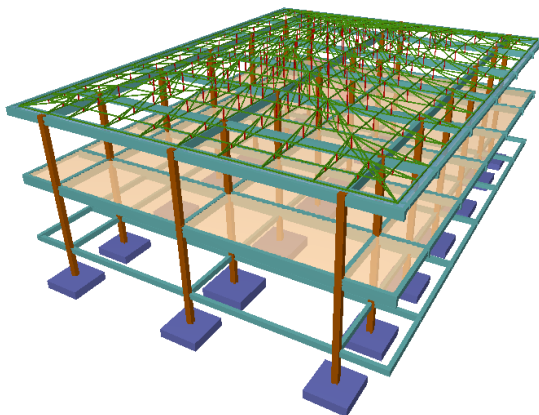


Figura 3.4: modelo de diseño del módulo 2 y 3 de la unidad educativa.
(fuente: elaboración propia)

3.2.3. Determinación de cargas.

A) CARGAS EN CUBIERTA.

Carga permanente (D_p)

Calamina N° 28

Peso calamina: 2,45 kg/m

Ancho efectivo: 0,80 m

Carga permanente: $D_p = 0,04 \text{ kN/m}^2$

Cielo falso.

Carga permanente: $D_p = 0,2 \text{ kN/m}^2$
(tabla 3.5 - NB1225002)

Carga viva de cubierta (L_r)

$$L_r = 0,96 R_1 R_2 \quad (\text{Ecuación 4.2 NB 122500})$$

Área tributaria: $A_t = 332,1 \text{ m}^2$

$R_1 = 1$ para $A_t \leq 19,0 \text{ m}^2$

$R_1 = 1,2 - 0,01076 A_t$ para $19,0 \text{ m}^2 < A_t < 56,0 \text{ m}^2$

$R_1 = 0,6$ para $A_t \geq 56,0 \text{ m}^2$

$$R_1 = 0,60$$

Pendiente de la cubierta: $i = 5,29 \%$

$R_2 = 1$ para $F \leq 4,0$

$R_2 = 1,2 - 0,05 F$ para $4,0 < F < 12,0$

$R_2 = 0,6$ para $F \geq 12,0$

$$F = 0,12 i$$

$$F = 0,63$$

$$R_2 = 1,00$$

$$L_r = 0,58 \text{ kN/m}^2$$

Carga de viento (W)

Carga dinámica por acción de viento - procedimiento analítico.

$$q_h = 0,613 K_z K_{zt} K_d V^2 I$$

Tipo de estructura:	Cubierta inclinada
Categoría de estructura:	III - Unidad Educativa
Categoría de exposición:	C Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas
Altura sobre nivel de terreno:	$z = 7,00$ m
Altura media de techo:	$h = 7,50$ m
Velocidad básica de viento:	$V = 24,00$ m/s
Factor de direccionalidad:	$K_d = 0,85$
Factor de importancia:	$I = 1,15$
Coefficiente de exposición:	$K_h = 0,94$
Factor topográfico:	$K_{zt} = 1,00$

$$q_h = 324,4 \text{ N/m}^2$$

Presión de diseño para edificación de baja altura $h \leq 20,0$ m.

$$p = q_h ((GC_{pf}) - (GC_{pi}))$$

Carga de Viento a Barlovento.

Coefficiente de presión externa: $GC_{pf} = 0,27$ (Caso A)

Coefficiente de presión externa: $GC_{pf} = -1,07$ (Caso B)

Coefficiente de presión interna: $GC_{pi} = 0,18$

$$p = 29,20 \text{ N/m}^2 \quad \mathbf{0,03 \text{ kN/m}^2} \text{ (Caso A)}$$

$$p = -405,5 \text{ N/m}^2 \quad \mathbf{-0,41 \text{ kN/m}^2} \text{ (Caso B)}$$

Carga mínima de viento.

$$W_{\min} = \mathbf{0,50 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Carga de viento adoptado: } \mathbf{W = 0,50 \text{ kN/m}^2}$$

Carga de Viento a Sotavento.

Coefficiente de presión externa: $GC_{pf} = -0,53$ (Caso A)

Coefficiente de presión externa: $GC_{pf} = -0,53$ (Caso B)

Coefficiente de presión interna: $GC_{pi} = 0,18$

(Tabla 7.2.2.1., NB1225003)

$$p = -230,3 \text{ N/m}^2 \quad -0,23 \text{ kN/m}^2 \text{ (Caso A)}$$

$$p = -230,3 \text{ N/m}^2 \quad -0,23 \text{ kN/m}^2 \text{ (Caso B)}$$

Carga mínima de viento.

$$W_{\min} = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

Carga de viento adoptado: $W = 0,50 \text{ kN/m}^2$

B) CARGAS EN ESTRUCTURA.

Carga permanente (D_p)

- Mortero

Peso específico: 21 kN/m^3
 Espesor: $0,03 \text{ m}$
 Peso: $0,63 \text{ kN/m}^2$

- Ligante

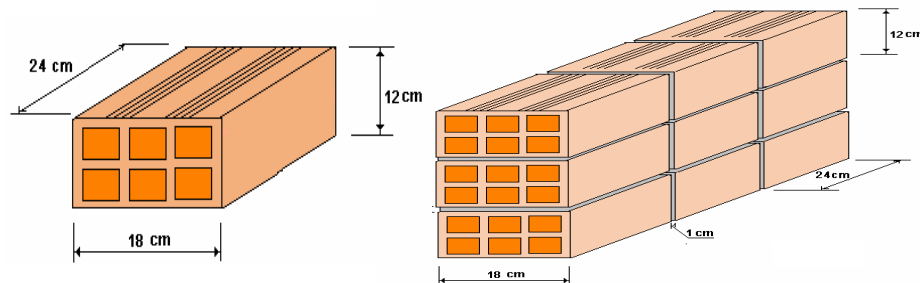
Peso específico: 17 kN/m^3
 Espesor: $0,005 \text{ m}$
 Peso: $0,085 \text{ kN/m}^2$

- Cerámico

Peso específico: 18 kN/m^3
 Espesor: $0,008 \text{ m}$
 Peso: $0,144 \text{ kN/m}^2$

Peso Total: $0,86 \text{ kN/m}^2$

- Carga de muro



$$\begin{aligned}
N^{\circ} \text{ LADRILLO} &= 32 \text{ pza/m}^2 \\
PP_{\text{LADRILLO}} &= 3,5 \text{ kg/m}^3 \\
\gamma_{\text{mortero}} &= 21 \text{ kN/m}^3 \\
\gamma_{\text{yeso}} &= 12,5 \text{ kN/m}^3 \\
\\
V_{\text{LADRILLO}} &= 0,17 \text{ m}^3/\text{m}^2 \\
V_{\text{muro}} &= 0,20 \text{ m}^3/\text{m}^2 \\
V_{\text{mort}} &= 0,03 \text{ m}^3/\text{m}^2 \\
\\
P_{\text{LADRILLO}} &= 1,10 \text{ kN/m}^2 \\
P_{\text{mort}} &= 0,63 \text{ kN/m}^2 \\
P_{\text{revest.exterior}} &= 0,21 \text{ kN/m}^2 \\
P_{\text{revest.interior}} &= 0,13 \text{ kN/m}^2 \\
\hline
\mathbf{P} &= \mathbf{2,06 \text{ kN/m}^2}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{altura de muro:} & 3,10 \text{ m} \\
\mathbf{q} &= \mathbf{6,40 \text{ kN/m}}
\end{aligned}$$

- Carga de baranda

	L	ø	P (kg/m)	q
Balaustre:	0,96	3,00	4,51	4,33
Barandal:	6,86	2,00	2,39	16,40
Pasamanos:	1,00	3,00	4,51	4,51
			total:	25,24 kg/m
			$\mathbf{q} =$	$\mathbf{0,25 \text{ kN/m}}$

Sobre carga de uso. (L)

$$L = 3,00 \text{ kN/m}^2 \text{ (NB1225002)}$$

3.2.4. Diseño de la edificación.

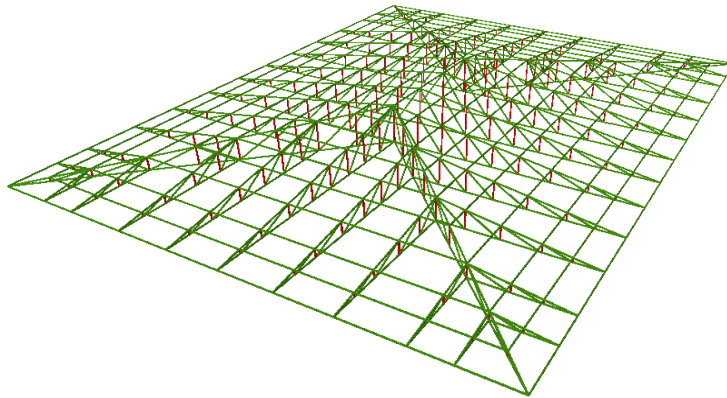
3.2.4.1. Diseño de cubiertas.

A) Diseño de Correas.

Del conjunto de la cubierta, después de realizar el análisis estructural, se elige una correa tipo que será diseñada para resistir los esfuerzos a flexión y cortante.

Barra: N222/N277

Longitud de barra: $L = 1,97 \text{ m}$



Acero: A36

Resistencia de fluencia: $F_y = 250 \text{ MPa}$

Resistencia de rotura: $F_u = 400 \text{ MPa}$

Modulo elástico: $E = 200 \text{ GPa}$

I) Verificación de la sección.

Sección: C60x40x15x2

Área bruta: $A_g = 3,12 \text{ cm}^2$

Inercia eje X: $I_x = 17,76 \text{ cm}^4$

Inercia eje Y: $I_y = 7,15 \text{ cm}^4$

Canto total: $H = 60 \text{ mm}$

Canto de ala: $B = 40 \text{ mm}$

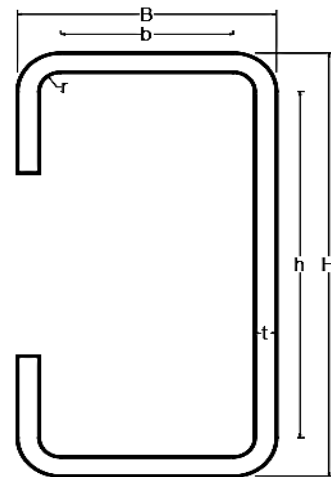
Canto de rigidizador: $D = 15 \text{ mm}$

Espesor: $t = 2 \text{ mm}$

Radio de acuerdo: $r = 2,5 \text{ mm}$

Canto efectivo: $h = 51 \text{ mm}$

Canto de ala efectivo: $b = 31 \text{ mm}$



De acuerdo al artículo B.1. de la norma AISI S100 - 2007, se debe verificar si esta cumple con las condiciones mínimas requeridas.

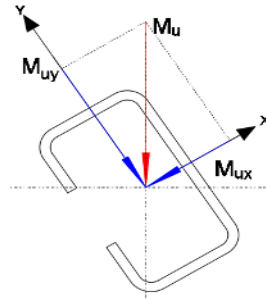
Condición de Ala: $\frac{b}{t} \leq 60$
 $\frac{b}{t} = 15,5$ **Cumple**

Condición de Alma: $\frac{h}{t} \leq 200$
 $\frac{h}{t} = 25,5$ **Cumple**

II) Diseño a flexión.

Debido a la inclinación de la cubierta se produce una deflexión esviada, para ello, el diseño a flexión se considera el sentido más crítico de la descomposición

$$M_u \leq \phi M_n$$



Momento último:	$M_u = 0,55 \text{ kN m}$
Resistencia de fluencia:	$F_y = 250 \text{ MPa}$
Inercia eje X:	$I_x = 17,76 \text{ cm}^4$
Inercia eje Y:	$I_y = 7,15 \text{ cm}^4$
inercia producto:	$I_{xy} = 0 \text{ cm}^4$
Distancia a fibra extrema:	$X = 11,84 \text{ mm}$
Distancia a fibra extrema:	$Y = 30 \text{ mm}$

$$M_n = F_y S_e$$

$$S_e = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y Y - I_{xy} X}$$

Modulo resistente: $S_e = 5,92 \text{ cm}^3$

Momento nominal:	$M_n = 1,48 \text{ kN m}$
Factor de minoración:	$\phi = 0,90$
Momento de diseño:	$\phi M_n = 1,33 \text{ kN m}$
	$M_u = 0,55 \text{ kN m}$

Cumple

III) Diseño a cortante.

$$V_u \leq \phi V_n$$

Cortante ultimo:	$V_u =$	0,7 kN
Resistencia de fluencia:	$F_y =$	250 MPa

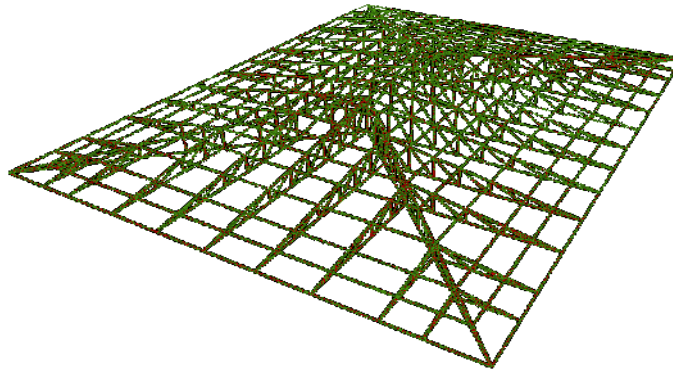
	$A_w = d t_w$	
Alto de alma:	$d =$	55 mm
Espesor de alma:	$t_w =$	2 mm
Área de alma:	$A_w =$	110 mm ²

	$V_n = 0,6 F_y A_w$	
Cortante nominal:	$V_n =$	16,5 kN
Factor de minoración:	$\phi =$	0,95
Momento de diseño:	$\phi V_n =$	15,68 kN
	$V_u =$	0,70 kN

Cumple

B) Diseño de Cercha.

Para las cerchas se considera la cercha Tipo 1, que de despues del analisis estructural se determina los elementos sometidos a los esfuerso mas criticos.



Por razones constructivas se opta por que llos elementos de la cercha sean del mismo tipo de seccion de perfil.

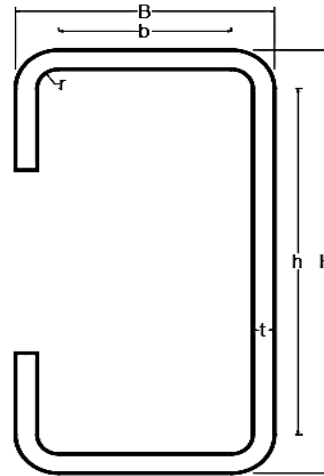
Acero: A36

Resistencia de fluencia:	$F_y =$	250 MPa
Resistencia de rotura:	$F_u =$	400 MPa
Modulo elástico:	$E =$	200 GPa

I) Verificación de la sección.

Sección: **C60x40x15x2**

Área bruta:	$A_g = 3,12 \text{ cm}^2$
Inercia eje X:	$I_x = 17,76 \text{ cm}^4$
Inercia eje Y:	$I_y = 7,15 \text{ cm}^4$
Canto total:	$H = 60 \text{ mm}$
Canto de ala:	$B = 40 \text{ mm}$
Canto de rigidizador:	$D = 15 \text{ mm}$
Espesor:	$t = 2 \text{ mm}$
Radio de acuerdo:	$r = 2,5 \text{ mm}$
Canto efectivo:	$h = 51 \text{ mm}$
Canto de ala efectivo:	$b = 31 \text{ mm}$



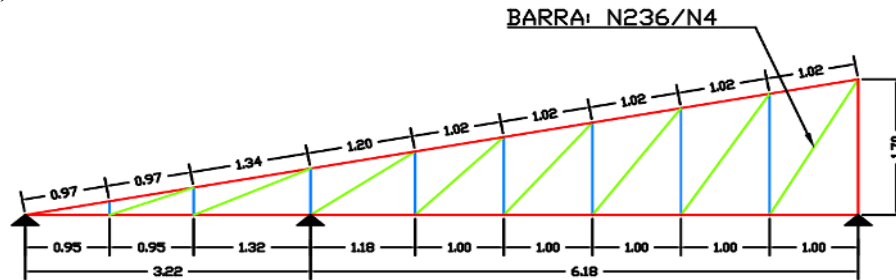
Condición de Ala: $\frac{b}{t} \leq 60$

$\frac{b}{t} = 15,5$ **Cumple**

Condición de Alma: $\frac{h}{t} \leq 200$

$\frac{h}{t} = 25,5$ **Cumple**

II) Diseño a tensión.



Barra: N236/N4

Longitud de barra: $L = 1,97 \text{ m}$

$$T_u \leq \phi T_n$$

Esfuerzo a tensión última: $T_u = 3,23 \text{ kN}$

$$T_n = F_y A_g$$

Tensión nominal: $T_n = 78,00 \text{ kN}$

Factor de minoración: $\phi = 0,90$

Resistencia de diseño: $\phi T_n = 70,20 \text{ kN}$

$$A_e = A_n U$$

Área neta: $A_n = 3,12 \text{ cm}^2$
 Factor de conexión: $U = 1$ (soldadura)
 Área efectiva: $A_e = 3,12 \text{ cm}^2$

$$T_n = F_u A_e$$

Tensión nominal: $T_n = 124,8 \text{ kN}$
 Factor de minoración: $\phi = 0,75$
 Resistencia de diseño: $\phi T_n = 93,6 \text{ kN}$

$\phi T_n = 70,20 \text{ kN}$
 $T_u = 3,23 \text{ kN}$

Cumple

III) Diseño a compresión.

$$P_u \leq \phi P_n$$

Esfuerzo a compresión ultimo: $P_u = 10,00 \text{ kN}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Inercia (mínima): $I_y = 7,15 \text{ cm}^4$

Área bruta: $A_g = 3,12 \text{ cm}^2$

Radio (mínimo): $r_y = 1,51 \text{ cm}$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K L}{r}\right)^2}$$

factor de longitud efectiva: $K = 1,00$

Longitud de barra: $L = 1,97 \text{ m}$

Tensión d pandeo: $F_e = 116,56 \text{ MPa}$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$$

Tensión Crítica: $F_{cr} = 101,87 \text{ MPa}$

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Tensión nominal: $P_n = 31,78 \text{ kN}$

Factor de minoración: $\phi = 0,9$

Resistencia de diseño: $\phi P_n = 28,61 \text{ kN}$

$P_u = 10,00 \text{ kN}$

Cumple

B) Diseño de unión a soldadura.

Esfuerzo a tensión última:	$P_u = 3,23 \text{ kN}$
Resistencia de electro:	$F_{xx} = 482,66 \text{ Mpa}$
Factor de minoración:	$\phi = 0,55$
Longitud de soldadura:	$L = 11,3 \text{ cm}$
Canto de soldadura 1:	$w_1 = 0,5 \text{ cm}$
Canto de soldadura 2:	$w_2 = 0,5 \text{ cm}$

Garganta de soldadura 1:	$t_1 = 0,35 \text{ cm}$
Garganta de soldadura 2:	$t_2 = 0,35 \text{ cm}$

$$L/t = 31,97 \text{ mayor a } 25$$

$$P_n = 0,75 t L F_u$$

$$P_n = 119,84 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño:	$\phi P_n = 65,91 \text{ kN}$
------------------------	-------------------------------

$$P_u = 3,23 \text{ kN}$$

Cumple

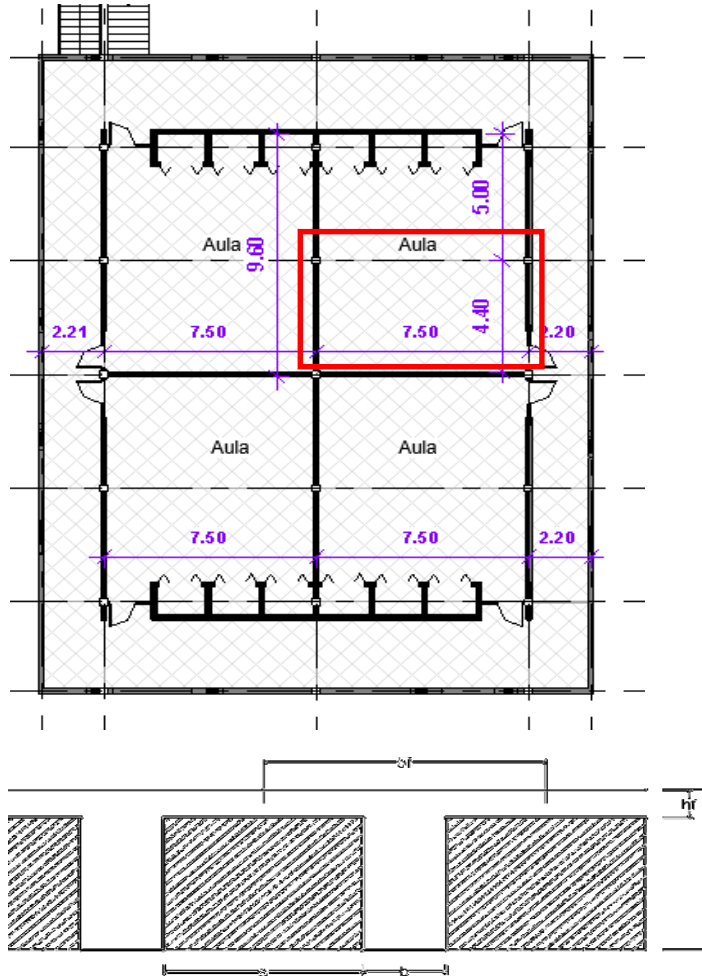
$$P_n = 0,75 t_w L F_{xx}$$

$$P_n = 144,60 \text{ kN}$$

Cumple

3.4.2. Diseño de losa reticular.

Del panel de losas se selecciona una losa tipo, que será la losa de mayor dimensiones, que calcula como losa nervado en dos sentidos por el método de los coeficientes.



Longitud de losa:	$l_a =$	7,50 m
Longitud de losa:	$l_b =$	4,40 m
Altura de losa:	$h =$	25 cm
Altura de capa de compresión:	$h_f =$	5 cm
Base de nervio:	$b =$	10 cm
Recubrimiento:	$r =$	3 cm
Peralte efectivo:	$d =$	22 cm
Resistencia del hormigón:	$f_c =$	25 MPa
Resistencia a fluencia del acero:	$f_y =$	500 MPa
Modulo de elasticidad del acero:	$E_s =$	200 GPa

Ancho efectivo de patín

$$\begin{aligned} \text{Luz de losa: } L &= 7,5 \text{ m} \\ \text{Lado de casetón: } s &= 40 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$b_f \leq \begin{cases} \frac{1}{4}L \\ (8 h_f)^2 \\ \left(\frac{1}{2} b_{\text{caseton}}\right)^2 \end{cases}$$

$$b_{f1} = 187,5 \text{ cm}$$

$$b_{f2} = 80 \text{ cm}$$

$$b_{f3} = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho efectivo: } \mathbf{b_f = 50 \text{ cm}}$$

• Cargas.

$$\text{peso } H^\circ = 24,0 \text{ kN/m}^3$$

$$l = 1,0 \text{ m}$$

$$\text{Patín: } 1,20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{PPnervio1: } 0,96 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{PPnervio2: } 0,77 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ppacabado: } 0,86 \text{ kN/m}^2$$

$$\mathbf{D = 3,79 \text{ kN/m}^2} \quad \text{com1: } 5,30 \text{ kN/m}^2$$

$$\mathbf{L = 3,00 \text{ kN/m}^2} \quad \text{com2: } 9,34 \text{ kN/m}^2$$

$$\mathbf{U = 9,34 \text{ kN/m}^2}$$

• Verificación a cortante.

$$\text{Área de Aporte: } A_{\text{aport}} = 11,16 \text{ m}^2$$

$$\text{longitud de distribución: } l_m = 7,75 \text{ m}$$

$$\text{Carga ultima: } U = 9,34 \text{ kN/m}^2$$

$$V_u = \frac{A_{\text{aport}} U}{L}$$

$$\text{Cortante ultimo: } \mathbf{V_u = 13,46 \text{ kN}}$$

$$\text{Factor de modificación del concreto: } \lambda = 1$$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} b d$$

$$\text{Resistencia a Cortante de concreto: } V_c = 18,33 \text{ kN}$$

$$\text{Factor de minoración por cortante: } \phi = 0,75$$

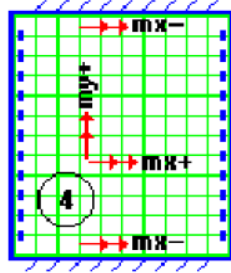
$$\text{Cortante de diseño: } \phi V_c = \mathbf{13,75 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{V_u = 13,46 \text{ kN}}$$

Cumple

• **Determinación de momentos flectores en la losa.**

Carga ultima sobre nervio: $q_u = 4,67 \text{ kN/m}$
 Lado mayor de losa: $l_y = 7,50 \text{ m}$
 Lado menor de losa: $l_x = 4,40 \text{ m}$



$$m = \frac{l_x}{l_y}$$

$$m = 0,59$$

$$m_{y+} = 380,0$$

$$m_{x-} = 919,0$$

$$m_{x+} = 479,0$$

$$M_i = 0,0001 q m_i l_x$$

Momento positivo en sentido Y: $M_{y+} = 9,99 \text{ kN-m}$
 Momento negativo en sentido X: $M_{x-} = 24,15 \text{ kN-m}$
 Momento positivo en sentido X: $M_{x+} = 12,59 \text{ kN-m}$

• **Armadura positiva a flexión - Sentido X.**

El diseño de los nervios se inicia haciendo la suposición que el eje neutro se encuentra en el patín.

Factor de minoración flexión: $\phi = 0,9$
 Momento nominal (+): $M_{n+} = 13,99 \text{ kN-m}$

$$z \geq \begin{cases} 0,9d & z_1 = 19,8 \text{ cm} \\ d - \frac{h_f}{2} & z_2 = 19,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Brazo de palanca: $z = 19,8 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_n}{f_y z}$$

Área de acero: $A_s = 1,4129 \text{ cm}^2$

$$A_c = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c}$$

Área de compresión: $A_c = 33,244 \text{ cm}^2$

$$a = \frac{A_c}{b_f}$$

Altura d bloque de compresión: $a = 0,66 \text{ cm}$

$$z = d - \frac{a}{2}$$

brazo de palanca: $z = 21,67 \text{ cm}$

Iteración 1:

$$A_s = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 30,38 \text{ cm}^2$$

$$a = 0,61 \text{ cm}$$

$$z = 21,70 \text{ cm}$$

Iteración 2:

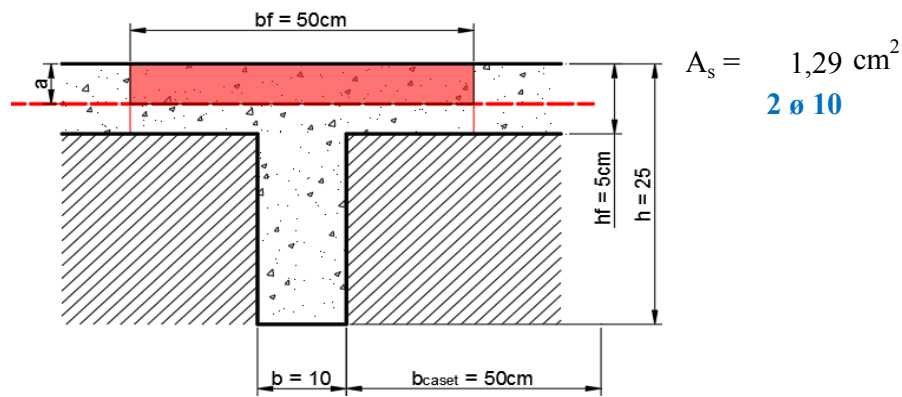
$$A_s = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 30,34 \text{ cm}^2$$

$$a = 0,61 \text{ cm}$$

$$z = 21,70 \text{ cm}$$

El eje neutro se encuentra en el patín, por tanto la suposición inicial es correcta.



• Armadura negativa a flexión - Sentido X.

Factor de minoración flexión: $\phi = 0,9$

Momento nominal (-): $M_n = 24,15 \text{ kN-m}$

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,35 M_u}{\phi f'_c b d^2}} \right]$$

Profundidad de bloque equivalente: $a = 1,18 \text{ cm}$

$$A_s = 0,85 a b \frac{f'_c}{f_y}$$

Área de acero: $A_s = 2,50 \text{ cm}^2$

Separación entre barras: $s = 12,50 \text{ cm}$

Separación entre barras asumida: $s = 10 \text{ cm}$

ø 10 c/10cm

• **Armadura de retracción y temperatura.**

$$\rho = \frac{0,0018 * 420}{f_y} \geq 0,0014$$

Cuantía mínima: $\rho = 0,0015$ **Cumple**

$$A_s = \rho b h$$

Área de acero: $A_s = 0,378 \text{ cm}^2$

$$s \leq \begin{cases} 3 h_f & 15 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} & 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Separación entre barras: $s = 25 \text{ cm}$

Ø 10 c/25cm

• **Armadura positiva a flexión - Sentido Y.**

Factor de minoración flexión: $\phi = 0,9$

Momento nominal (+): $M_{n+} = 9,99 \text{ kN-m}$

$$z \geq \begin{cases} 0,9d & z_1 = 19,8 \text{ cm} \\ d - \frac{h_f}{2} & z_2 = 19,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Brazo de palanca: $z = 19,8 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_n}{f_y z}$$

Área de acero: $A_s = 1,0088 \text{ cm}^2$

$$A_c = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c}$$

Área de compresión: $A_c = 23,736 \text{ cm}^2$

$$a = \frac{A_c}{b_f}$$

Altura d bloque de compresión: $a = 0,47 \text{ cm}$

$$z = d - \frac{a}{2}$$

brazo de palanca: $z = 21,76 \text{ cm}$

Iteración 1:

$$A_s = 0,9178 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 21,60 \text{ cm}^2$$

$$a = 0,43 \text{ cm}$$

$$z = 21,78 \text{ cm}$$

Iteración 2:

$$A_s = 0,9169 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 21,57 \text{ cm}^2$$

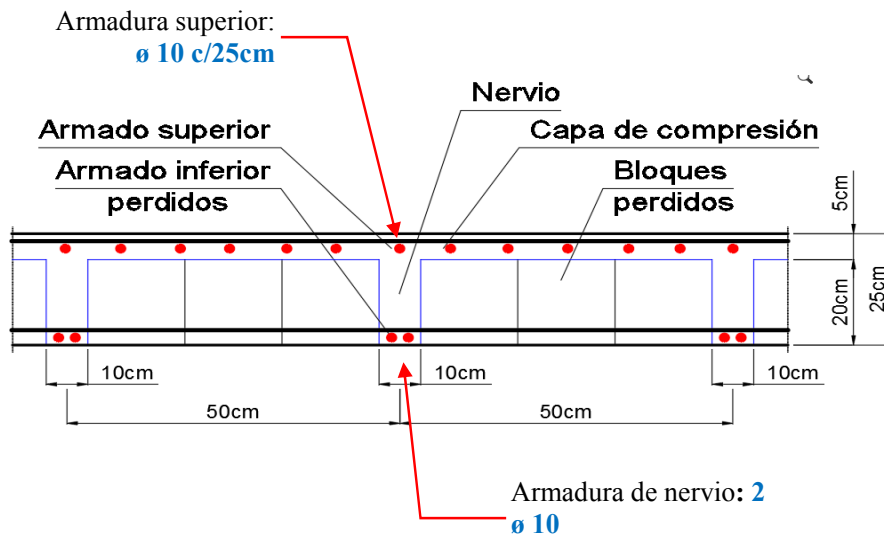
$$a = 0,43 \text{ cm}$$

$$z = 21,78 \text{ cm}$$

El eje neutro se encuentra en el patín, por tanto la suposición inicial es correcta.

Refuerzo requerido en nervios: $A_s = 0,92 \text{ cm}^2$
2 ϕ 10

Esquema de armado

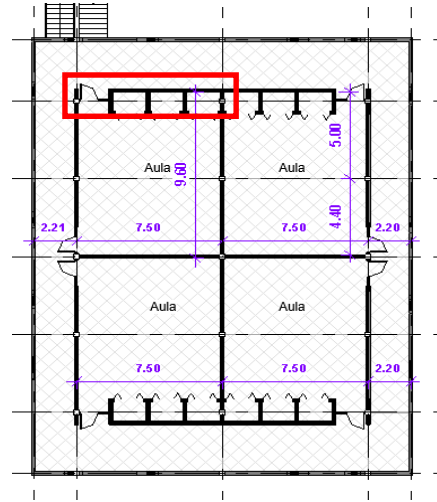


3.2.4.3. Diseño de vigas.

Se diseña la viga V-236, ubicada el forjado 2.

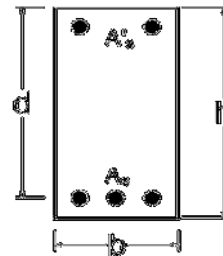
La viga se la diseña de acuerdo al método de resistencia última y bajo los conceptos de rectángulo de compresión equivalente y de cuantía balanceada.

las características de la viga son:



Altura de la viga:	$h =$	50 cm
Base de la viga:	$b =$	20 cm
Recubrimiento:	$r =$	4,4 cm
Peralte efectivo:	$d =$	45,6 cm

Resistencia del hormigón:	$f'_c =$	25 MPa
Resistencia a fluencia del acero:	$f_y =$	500 MPa
Modulo de elasticidad del acero:	$E_s =$	200 GPa



I) Diseño a flexión.

Momento último:	$M_u =$	78,84 kN-m
Factor de minoración flexión:	$\phi =$	0,9
Factor de bloque equivalente:	$\beta_1 =$	0,85

$$\rho_b = 0,85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$

Cuantía de Acero:	$\rho_b =$	0,0197
-------------------	------------	--------

$$A_{s1} = \rho_b b d$$

Área de refuerzo a tracción:	$A_{s1} =$	17,97 cm ²
------------------------------	------------	-----------------------

$$a = \frac{A_{s1} f_y}{0,85 f'_c b}$$

Profundidad de bloque equivalente:	$a =$	21,14 cm
------------------------------------	-------	----------

Momento nominal:	$M_{n1} = A_{s1} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$	no necesita armadura a compresion	
	$M_{n1} =$		314,75 kN-m
	$\phi M_{n1} =$		283,27 kN-m

• **Armadura necesaria a flexión.**

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,35 M_u}{\phi f'_c b d^2}} \right]$$

Profundidad de bloque equivalente: $a = 4,76 \text{ cm}$

$$A_s = 0,85 a b \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_s = 4,05 \text{ cm}^2$$

• **Armadura a mínima a flexión.**

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b d$$

$$A_{smin} = 2,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{1,4}{f_y} b d$$

$$A_{smin} = 2,55 \text{ cm}^2$$

• **Armadura a flexión.**

$$A_s = 4,05 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ } \phi 16 + 1 \text{ } \phi 10$$

$$A_{st \text{ real}} = N^o_b A_b$$

$$A_{st \text{ real}} = 4,81 \text{ cm}^2$$

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

Momento nominal resistente: $M_n = 103,87 \text{ kN-m}$

Deformación unitaria del acero: $\epsilon_{cu} = 0,0030$

Deformación unitaria del concreto: $\epsilon_y = 0,0025$

$$c = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} d$$

$$c = 5,6038 \text{ cm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \epsilon_{cu}$$

Deformación unitaria del acero a tracción: $\epsilon_t = 0,0214$ **Fluye**

La deformación unitaria del acero en compresión es mayor a 0,005, limite establecido por la norma NB1225001, por tanto se considera como falla dúctil y el coeficiente de minoración resa:

$$\phi = 0,90$$

$$\phi M_{n1} = 93,481 \text{ kN-m}$$

$$M_u = 78,84 \text{ kN-m}$$

Cumple

TRAMC	M_u kN-m	a cm	A_s cm ²	A_{smin} cm ²	A_{smin} cm ²	A_s cm ²	
IZQ	74,29	4,47	3,80	2,28	2,55	3,80	2 ø12 + 2 ø20
CL	78,84	4,76	4,05	2,28	2,55	4,05	2 ø16 + 1 ø10
DER	115,33	7,17	6,09	2,28	2,55	6,09	2 ø12 + 1 ø20

II) Diseño a cortante.

Resistencia de acero a corte:	$f_{yt} =$	420 MPa
Resistencia del hormigón:	$f'_c =$	25 MPa
Base de la viga:	$b =$	20 cm
Peralte efectivo:	$d =$	45,6 cm
Factor de minoración a cortante:	$\phi =$	0,75

• Verificación.

$$\sqrt{f'_c} < 8,3 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f'_c} = 5 \text{ MPa}$$

Cumple

$$\frac{V_u d}{M_u} \leq 1$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 0,51$$

Cumple

• Resistencia nominal a cortante del concreto.

Factor de modificación del concreto: $\lambda = 1$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} b d$$

Resistencia nominal del concreto: $V_c = 76,00 \text{ kN}$

Armadura a flexión: $A_s = 4,05 \text{ cm}^2$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b d}$$

$$\rho_w = 0,0044$$

Cuantía del refuerzo longitudinal:

Cortante ultimo: $V_u = 88,74 \text{ kN}$

Momento ultimo: $M_u = 78,84 \text{ kN-m}$

$$V_c \leq \left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b d$$

Resistencia nominal del concreto: $V_c = 79,53 \text{ kN}$

$$V_c \leq 0,29 \lambda \sqrt{f'_c} b d$$

Resistencia nominal del concreto: $V_c = 132,24 \text{ kN}$

Resistencia nominal adoptada: $V_c = \mathbf{76,00 \text{ kN}}$

$$V_c > 0,33 \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_c = 150,48 \text{ kN}$$

Espaciamiento de armadura a cortante.

$$s \leq \begin{cases} d/2 & 22,8 \text{ cm} \\ 300\text{mm} & 30 \text{ cm} \\ & 22,8 \end{cases}$$

Espaciamiento adoptado: $s = 10 \text{ cm}$

Armadura mínima.

$$A_{vmin} \geq \frac{\sqrt{f'_c} b s}{16 f_{yt}}$$

$$A_{vmin} = 0,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} \geq 0,34 \frac{b s}{f_{yt}}$$

$$A_{vmin} = 0,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} = 0,16 \text{ cm}^2$$

Armadura necesaria.

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

$$V_s = 42,32 \text{ kN}$$

$$A_v = \frac{V_s s}{f_{yt} d}$$

$$A_v = 0,22 \text{ cm}^2$$

Armadura adoptada. $A_s = \mathbf{0,22 \text{ cm}^2}$

$$A_{st \text{ real}} = N^\circ b A_b$$

$$A_{st \text{ real}} = \mathbf{0,28 \text{ cm}^2}$$

$\mathbf{\phi 6 \text{ c}/10\text{cm}}$

$$V_s \leq \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

Resistencia nominal del concreto: $V_s = 54,15 \text{ kN}$

$$V_s \leq \frac{2\sqrt{f'_c}}{3} b d$$

$$V_s = 304,00 \text{ kN}$$

Resistencia nominal adoptada: $V_s = \mathbf{54,15 \text{ kN}}$

$$V_n = V_c + V_s$$

Resistencia nominal a cortante: $V_n = 130,15 \text{ kN}$

$$\phi V_n = 97,61 \text{ kN}$$

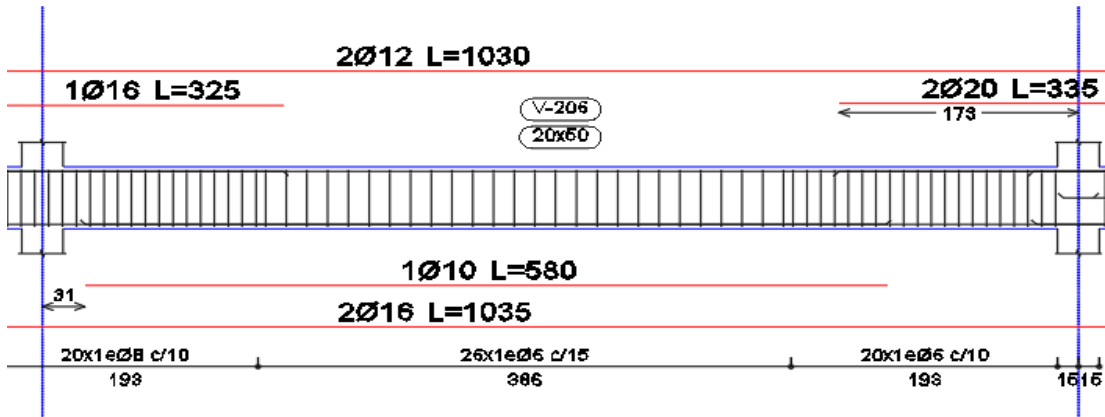
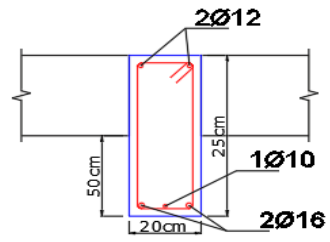
$$V_u = 88,74 \text{ kN}$$

Cumple

TRAMC	IZQ	CL	DER
V_u	79,69	39,66	88,74
M_u	74,29	78,84	115,33
A_s	3,80	4,05	6,09
ρ_w	0,0042	0,0044	0,0067
V_c	76,00	76,00	76,00
V_c	79,16	77,58	79,63
V_c	132,24	132,24	132,24
V_c	76,00	76,00	76,00
s	10,00	15,00	10,00
V_s	30,253	-23,12	42,32
A_v	0,158	-0,181	0,221
A_{vmin}	0,15	0,22	0,15
A_{vmin}	0,16	0,24	0,16
A_v	0,16	0,24	0,22
V_s	31,01	31,01	42,32
V_n	107,01	107,01	118,32
ϕV_n	80,26	80,26	88,74

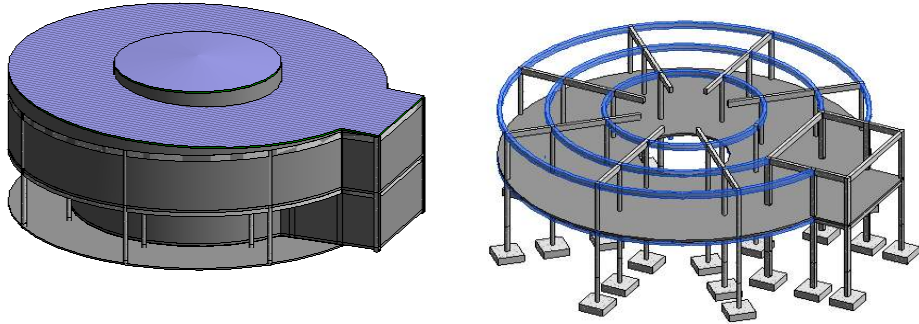
Cumple Cumple Cumple

III) Esquema de armado



3.2.4.4. Diseño de vigas curvas. - "APORTE ACADEMICO"

El bloque 1, presenta un diseño arquitectónico circular, como solución estructural se opta por vigas curvas.



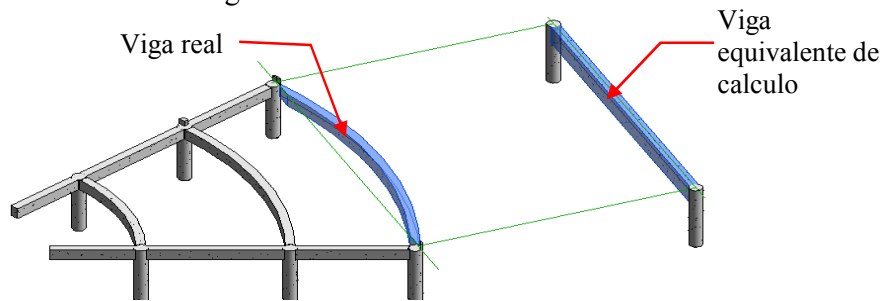
Una viga curva se la puede definir como una viga con una cierta excentricidad lateral de su centro luz con respecto a sus apoyos.

Características de la sección

Altura de la viga:	$h =$	60 cm	
Base de la viga:	$b_w =$	30 cm	
Recubrimiento:	$r =$	3 cm	
Peralte efectivo:	$d =$	57 cm	
Resistencia del hormigón:	$f'_c =$	25 MPa	
Resistencia a fluencia del acero:	$f_y =$	500 MPa	
Resistencia a fluencia del acero (estribos):	$f_{yt} =$	500 MPa	
Modulo de elasticidad del acero:	$E_s =$	200 GPa	

El principal efecto de la curvatura en una viga, es un esfuerzo de torsión, por tanto, el diseño de una viga curva se reduce a al diseño de una viga sometida a momentos de torsión.

El procedimiento para el diseño de una viga curva, puede simplificarse al considerar como una viga recta con una longitud igual a la longitud curva, y los efectos de la curvatura como efectos de cargar en voladizo lateral, de manera tal que produzcan momentos de torsión en dicha viga.



I) Diseño a flexión.

Se diseña la viga recta equivalente a flexión con el momento flector actuante.

longitud equivalente de viga: $L = 7,93 \text{ m}$

Momento flector ultimo: $M_u = 83,78 \text{ kN-m}$

Factor de minoración: $\phi = 0,9$

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,35 M_u}{\phi f'_c b d^2}} \right]$$

Profundidad equivalente de compresión: $a = 2,62 \text{ cm}$

$$A_s = 0,85 a b \frac{f'_c}{f_y}$$

Refuerzo requerido a tracción: $A_s = 3,34 \text{ cm}^2$

II) Diseño a cortante.

Cortante ultimo: $V_u = 73,1 \text{ kN}$

Factor de modificación del concreto: $\lambda = 1$

Factor de minoración a cortante: $\phi = 0,75$

$$V_c \leq \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$V_c = 142,5 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 106,88 \text{ kN}$$

No necesita refuerzo transversal

Armadura transversal mínima.

Como la sección no necesita armadura transversal se calcula la armadura

$$s \leq \begin{cases} d/2 & 28,5 \text{ cm} \\ 300\text{mm} & 30 \text{ cm} \\ & 28,5 \end{cases}$$

Espaciamiento asumido: $s = 20,00 \text{ cm}$

$$A_{vmin} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{16} \frac{b s}{f_{yt}}$$
$$A_{vmin} = 0,38 \text{ cm}^2$$

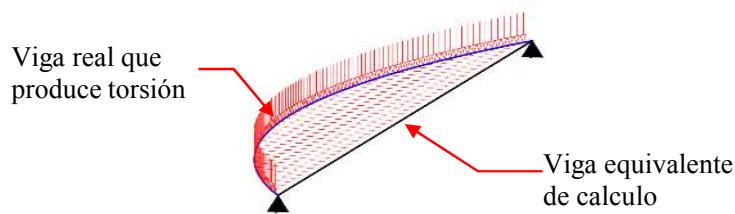
$$A_{vmin} \geq 0,34 \frac{b s}{f_{yt}}$$
$$A_{vmin} = 0,41 \text{ cm}^2$$

Armadura requerida por cortante: $A_v = 0,41 \text{ cm}^2$

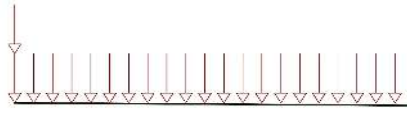
III) Diseño a torsión.

• Momento torsor ultimo.

el efectos de la curvatura se lo considera como efectos de cargas en voladizo lateral, de manera tal que produzcan momentos de torsión en dicha viga.



Peso específico del concreto:	$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} =$	24 kN/m ³
longitud equivalente de viga:	$L =$	7,93 m
Altura de la viga:	$h =$	60 cm
Base de la viga:	$b =$	30 cm
Recubrimiento:	$r =$	3 cm
Peralte efectivo:	$d =$	57 cm



longitud de voladizo:	$l_v =$	0,77 m
Reacción de la losa:	$R_L =$	8,55 kN/m puntual
Peso propio viga real:	$PP_{VR} =$	4,32 kN/m puntual
Carga permanente:	$D_p =$	0,86 kN/m ² lineal
Carga de uso:	$L =$	3,00 kN/m ² lineal

Momento torsor por losa:	$T_{RL} =$	6,58 kN-m (D)
Momento torsor por D_p :	$T_{VR} =$	3,33 kN-m (D)
Momento torsor por PP_{viga} :	$T_{Dp} =$	0,25 kN-m (D)
Momento torsor por sobrecarga de uso:	$T_L =$	0,89 kN-m (L)

Combinación de cargas:	Com1:	14,23 kN-m
	Com2:	13,62 kN-m
Máximo valor:	$U =$	14,23 kN-m

Momento torsor ultimo: $T_u = 14,23$ kN

• **Verificación de la resistencia a torsión.**

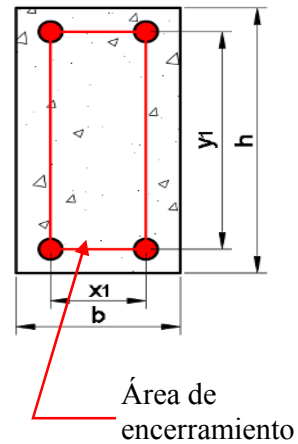
Factor de modificación del concreto: $\lambda = 1$
 $A_{cp} = b_w h$
 Área de la sección: $A_{cp} = 1800 \text{ cm}^2$
 $P_{cp} = 2(b_w + h)$
 Perímetro de la sección: $P_{cp} = 180 \text{ cm}$

$$T_u \leq \phi \frac{\lambda \sqrt{f'_c} A_{cp}^2}{12 P_{cp}}$$
 Momento torsor resistente: **T = 5,63 kN-m**
 Momento torsor ultimo: **T_u = 14,23 kN-m**

Requiere refuerzo a torsion

• **Propiedades de la sección.**

Base de cerramiento: $x_1 = 22,6 \text{ cm}$
 Alto de cerramiento: $y_1 = 52,6 \text{ cm}$
 Área de encerramiento: $A_{oh} = x_1 y_1 = 1188,8 \text{ cm}^2$
 $A_o = 0,85 A_{oh}$
 Área bruta de encerramiento: $A_o = 1010,4 \text{ cm}^2$
 $P_h = 2(x_1 + y_1)$
 Perímetro de encerramiento: $P_h = 150,4 \text{ cm}$
 Peralte efectivo: $d = 57 \text{ cm}$



• **Verificación de figuración en el alma y bielas comprimidas.**

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c}\right)$$

$$988,22 \text{ kN/m}^2 \leq 3291,4 \text{ kN/m}^2$$

Cumple

1

• **Refuerzo transversal por torsión requerido.**

Momento torsor nominal: $T_n = \frac{T_u}{\phi} = 18,98 \text{ kN-m}$
 Angulo de diagonales a compresión: $\theta = 45^\circ$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 A_o f_{yt} \cot \theta}$$

Área requerida por torsión: $\frac{A_t}{s} = 0,019 \text{ cm}^2/\text{cm}$

Área requerida por cortante: $\frac{A_v}{s} = 0,02 \text{ cm}^2/\text{cm}$

$$A_{tv} = \frac{2 A_t}{s} + \frac{A_v}{s}$$

Área transversal requerida: $A_{tv} = 0,058 \text{ cm}^2/\text{cm}$

Espaciamiento adoptado: $s = 20 \text{ cm}$

ø 6 c/20cm

$$A_v + 2A_t = 1,16 \text{ cm}^2$$

• **Área de refuerzo transversal mínimo.**

$$A_v + 2A_t = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_v + 2A_t = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$A_v + A_t \geq 0,34 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_v + 2A_t = 0,40 \text{ cm}^2$$

Cumple

• **Área de refuerzo longitudinal adicional.**

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$A_l = 2,82 \text{ cm}^2$$

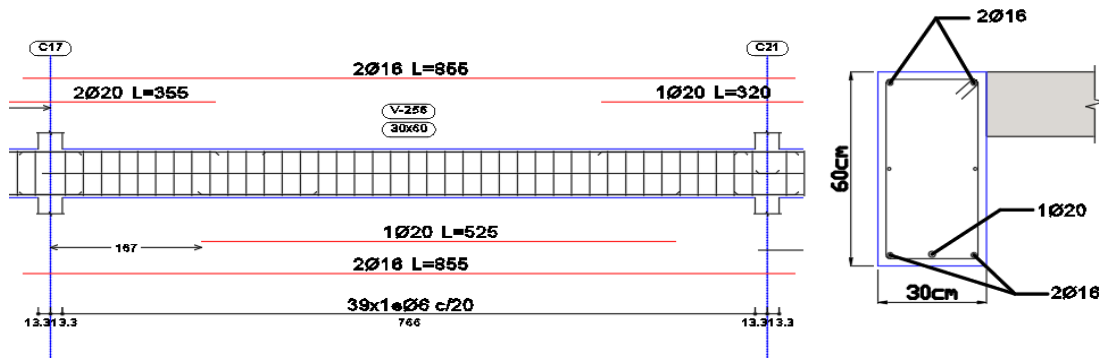
$$A_{sl} = A_s + A_l$$

$$A_l = 2,82 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,34 \text{ cm}^2$$

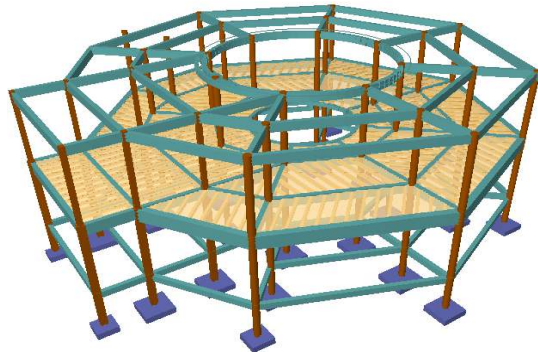
$$A_{sl} = 6,16 \text{ cm}^2$$

2 ø16 + 1 ø20



IV) Análisis adicional

Se complementa el diseño de la viga curva haciendo un análisis comparativo con una solución donde se emplea vigas rectas en ves de vigas curvas.



• Diseño a flexión.

longitud de viga recta: $L = 7,73 \text{ m}$

Momento flector ultimo: $M_u = 67,94 \text{ kN-m}$

Factor de minoración: $\phi = 0,9$

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,35 M_u}{\phi f'_c b d^2}} \right]$$

Profundidad equivalente de compresión: $a = 1,14 \text{ cm}$

$$A_s = 0,85 a b \frac{f'_c}{f_y}$$

Refuerzo requerido a tracción: $A_s = 1,46 \text{ cm}^2$

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b d$$
$$A_{smin} = 4,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{1,4}{f_y} b d$$
$$A_{smin} = 4,79 \text{ cm}^2$$

Refuerzo asumido a tracción: $A_s = 4,79 \text{ cm}^2$
 $2 \text{ } \phi 16 + 1 \text{ } \phi 10$

• Diseño a cortante.

Cortante ultimo: $V_u = 58,9 \text{ kN}$

Factor de modificación del concreto: $\lambda = 1$

Factor de minoración a cortante: $\phi = 0,75$

$$V_c \leq \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$V_c = 142,5 \text{ kN}$$

Espaciamiento de armadura a cortante.

$$s \leq \begin{cases} d/2 & 28,5 \text{ cm} \\ 300\text{mm} & 30 \text{ cm} \\ & 28,5 \end{cases}$$

Espaciamiento asumido: $s = 20,00 \text{ cm}$

Armadura mínima.

$$A_{vmin} \geq \frac{\sqrt{f'_c} b s}{16 f_{yt}}$$

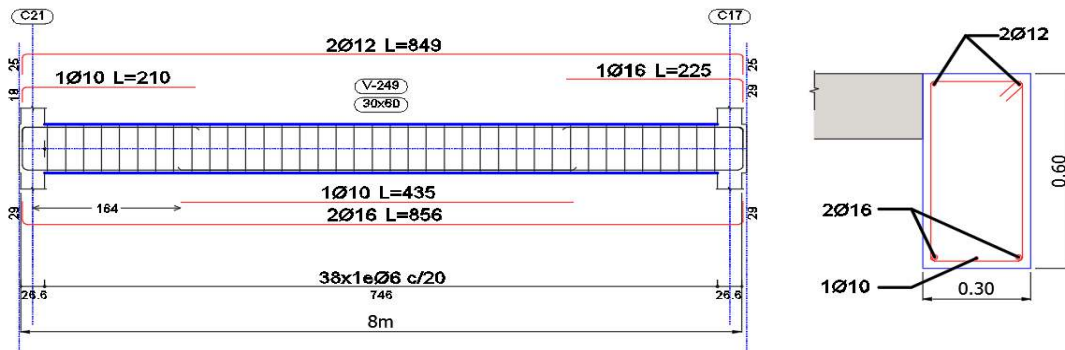
$$A_{vmin} = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} \geq 0,34 \frac{b s}{f_{yt}}$$

$$A_{vmin} = 0,41 \text{ cm}^2$$

Refuerzo requerido a cortante: $A_v = 0,41 \text{ cm}^2$
 $\varnothing 6 \text{ c}/20\text{cm}$

• **Esquema de armado**



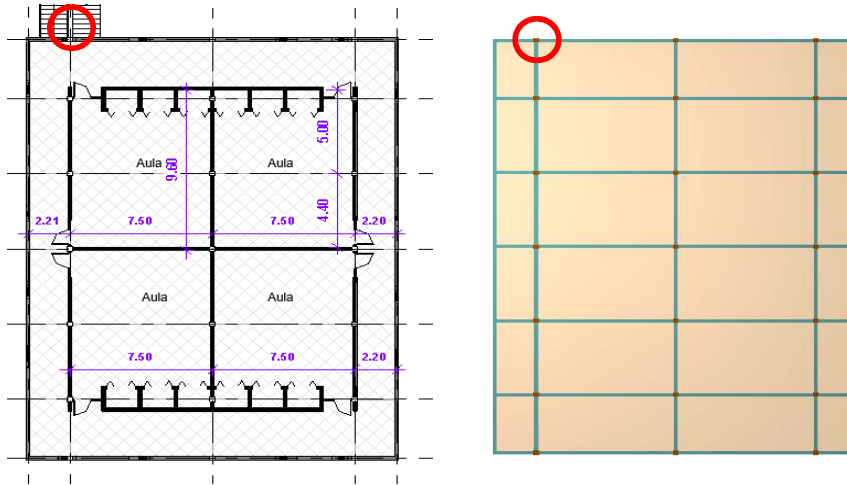
• **Cuadro comparativo.**

	Viga curva	Viga recta
Sección:	60x30cm	60x30cm
Longitud:	7,93m	7,73m
Refuerzo a tracción:	2 ø16 + 1 ø20	2 ø16 + 1 ø10
Refuerzo a cortante:	ø 6 c/20cm	ø 6 c/20cm
Costo unitario(Bs/m³):	4889,26	3882,44

3.2.4.5. Diseño de Columnas rectangulares.

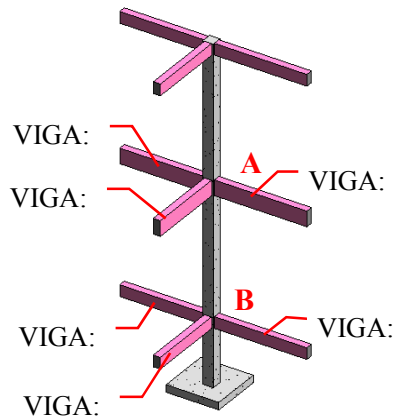
Para el diseño de una columna se inicia comprobando la condición de esbeltez. La columna será diseñada para soportar una carga axial combinada con momentos en ambos sentidos de la columna.

El diseño arquitectónico cuenta con columnas de sección rectangular y sección circular, sin embargo, se presenta al cálculo de una columna rectangular debido a que presenta una mayor dificultad de cálculo.



Fuerza axial mayorada:	$P_u = 262,60 \text{ kN}$
Momento mayorado en X:	$M_{ux} = 7,10 \text{ kN-m}$
Momento mayorado en Y:	$M_{uy} = 37,20 \text{ kN-m}$
Ancho de columna:	$h = 25,00 \text{ cm}$
Base de columna:	$b = 30,00 \text{ cm}$
Longitud libre:	$l_u = 3,10 \text{ m}$
Resistencia del hormigón:	$f'_c = 25 \text{ MPa}$
Resistencia a fluencia del acero:	$f_y = 500 \text{ MPa}$
Modulo de elasticidad del acero:	$E_s = 200 \text{ GPa}$

• Determinación del factor k



Viga:	1	2	3	1	2	3	C1, 2, 3
b =	20	20	20	20	20	20	30
h =	40	50	50	30	30	30	30
$I_x =$	106667	208333	208333	45000	45000	45000	67500
$I_y =$	26667	33333	33333	20000	20000	20000	67500
L =	315	725	735	315	725	735	300

Sentido: X

$$\psi_A = 2,9691$$

$$\psi_B = 1,0296$$

$$k_x = 0,90$$

Sentido: X

$$\psi_A = 1,855$$

$$\psi_B = 0,679$$

$$k_y = 0,83$$

I) En eje X.

• **Comprobación de esbeltez.**

Factor de longitud efectiva: $k = 1$

Inercia de columna: $I_g = 39063 \text{ cm}^4$

Área de columna: $A_g = 750,00 \text{ cm}^2$

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

Radio de giro: $r = 7,22 \text{ cm}$

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22$$

Esbeltez: $\frac{k l_u}{r} = 42,95$ Columna Esbelta

• **Momento amplificado.**

$$M_{2min} = P_u (15 + 0,03 h)$$

$$M_{2-min} = 5,91 \text{ kN-m}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

Modulo de elasticidad del concreto: $E_c = 23500 \text{ MPa}$

$$P_c = \frac{\pi^2 0,25 E_c I_g}{(k l_u)^2}$$

Carga critica a pandeo: $P_c = 2356,9 \text{ kN}$

Factor de relación de momentos: $C_m = 1$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} \geq 1$$

$$\delta_{ns} = 1,17 \text{ Cumple}$$

$$M_{ux} = 7,1 \text{ kN-m}$$

$$M_{2-\text{min}} = 5,91 \text{ kN-m}$$

Momento adoptado: $M_2 = 7,10 \text{ kN-m}$

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

$$M_c = 8,3388 \text{ kN-m}$$

$$M_c = M_{cx}$$

Momento amplificado en X: $M_{cx} = 8,34 \text{ kN-m}$

II) En eje Y.

• Comprobación de esbeltez.

Factor de longitud efectiva: $k = 1$

Inercia de columna: $I_g = 56250 \text{ cm}^4$

Área de columna: $A_g = 750 \text{ cm}^2$

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

Radio de giro: $r = 8,66 \text{ cm}$

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22$$

Esbeltez: $\frac{k l_u}{r} = 35,80$ Columna Esbelta

• Momento amplificado.

$$M_{2\text{min}} = P_u (15 + 0,03 h)$$

$$M_{2-\text{min}} = 6,30 \text{ kN-m}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

Modulo de elasticidad del concreto: $E_c = 23500 \text{ MPa}$

$$P_c = \frac{\pi^2 0,25 E_c I_g}{(k l_u)^2}$$

Carga critica a pandeo: $P_c = 3394 \text{ kN}$

$$C_m = 1$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} \geq 1$$

$$\delta_{ns} = 1,12 \text{ Cumple}$$

$$M_{uy} = 37,2 \text{ kN-m}$$

$$M_{2-\text{min}} = 6,30 \text{ kN-m}$$

Momento adoptado: $M_2 = 37,2 \text{ kN-m}$

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

$$M_c = 41,479 \text{ kN-m}$$

$$M_c = M_{cy}$$

Momento amplificado en Y: $M_{cy} = 41,48 \text{ kN-m}$

III) Calculo de armadura longitudinal.

Fuerza axial mayorada: $P_u = 262,6 \text{ kN}$

Momento mayorado en X: $M_{ux} = 8,34 \text{ kN-m}$

Momento mayorado en Y: $M_{uy} = 41,48 \text{ kN-m}$

Ancho de columna: $h = 25 \text{ cm}$

Base de columna: $b = 30 \text{ cm}$

Longitud libre: $l_u = 3,1 \text{ m}$

Resistencia del hormigón: $f'_c = 25 \text{ MPa}$

Resistencia a fluencia del acero: $f_y = 500 \text{ MPa}$

Modulo de elasticidad del acero: $E_s = 200 \text{ GPa}$

Recubrimiento: $r = 4 \text{ cm}$

Factor de minoración: $\phi = 0,65$

• En eje X.

Diámetro de barra longitudinal: $d_{be} = 16 \text{ mm}$

Diámetro de estribo: $d_b = 6 \text{ mm}$

$$d_x = b - 2r - 2d_{be} - d_b$$

Peralte efectivo: $d_x = 18,20 \text{ cm}$

$$\gamma = \frac{d}{b}$$

$$\gamma_x = 0,61$$

• En eje Y.

Diámetro de barra longitudinal: $d_{be} = 16 \text{ mm}$

Diámetro de estribo: $d_b = 6 \text{ mm}$

$$d_y = h - 2r - 2d_{be} - d_b$$

Peralte efectivo: $d_y = 13,2 \text{ cm}$

$$\gamma = \frac{d}{h}$$

$$\gamma_y = 0,53 : \text{lado mas débil}$$

• **Armado.**

Lado debil en Y

$$\gamma = 0,53$$

$$M_{ny} = \left(\frac{M_{ux}}{\phi} + \frac{M_{uy}}{\phi} \right) \frac{b}{h}$$

Momento nominal: $M_{ny} = 91,97 \text{ kN-m}$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi}$$

Fuerza axial nominal: $P_n = 404,0 \text{ kN}$

$$e = \frac{M_{ny}}{P_n}$$

Excentricidad: $e = 22,77 \text{ cm}$

Área bruta de columna: $A_g = 750 \text{ cm}^2$

$$K_n = \frac{P_u}{A_g}$$

Ordenada: $K_n = 3,50 \text{ MPa}$

$$R_n = \frac{P_u e}{A_g b}$$

Abscisa: $R_n = 2,66 \text{ MPa}$

Cuantía de acero: $\rho_g = 0,004$ (Diagrama II.6 CIRSOC 05)

$$A_{st} = \rho_g b h$$

Área necesaria de acero: $A_{st} = 3,00 \text{ cm}^2$

$$A_{st \text{ min}} = 0,01 A_g$$

$$A_{st \text{ min}} = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ max}} = 0,08 A_g$$

$$A_{st \text{ max}} = 60 \text{ cm}^2$$

Área adoptada: **$A_{st} = 7,5 \text{ cm}^2$**
 $4 \text{ } \phi 16$

$$A_{st \text{ real}} = N^{\circ}_b A_b$$

$$A_{st \text{ real}} = 8,04 \text{ cm}^2$$

IV) Verificación.

$$P_0 = 0,80 [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Capacidad nominal axial: $P_0 = 1583 \text{ kN}$

• En eje X.

$$\gamma_x = 0,61$$

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u}$$

Excentricidad en X: $e_x = 3,18 \text{ cm}$

$$e_x/b = 0,11$$

Área de refuerzo en X: $A_{stx} = 8,04 \text{ cm}^2$

$$\rho_{gx} = \frac{A_{stx}}{b h}$$

Cuantía de acero en X: $\rho_{gx} = 0,011$

Ordenada para X: $Kn = 11,8$ (Diagrama II.7 CIRSOC 05)

$$P_{nx} = \frac{K_n A_g}{\phi}$$

Capacidad nominal con excentricidad X: $P_{nx} = 1361,5 \text{ kN}$

• En eje Y.

EN EJE Y

$$\gamma_y = 0,53$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u}$$

Excentricidad en Y: $e_y = 15,80 \text{ cm}$

$$e_y/h = 0,63$$

Área de refuerzo en Y: $A_{sty} = 8,04 \text{ cm}^2$

$$\rho_{gy} = \frac{A_{sty}}{b h}$$

Cuantía de acero en Y: $\rho_{gy} = 0,011$

Ordenada para Y: $Kn = 12,7$ (Diagrama II.6 CIRSOC 05)

$$P_{ny} = \frac{K_n A_g}{\phi}$$

Capacidad nominal con excentricidad Y: $P_{ny} = 1465,4 \text{ kN}$

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} + \frac{1}{P_0}$$

Capacidad nominal de la sección: $P_{ni} = 488,14 \text{ kN}$

$$\phi P_{ni} = 317,29 \text{ kN}$$

$$P_u = 262,6 \text{ kN}$$

Cumple

V) Verificación de cortante.

Esfuerzo cortante ultimo: $V_u = 29,3 \text{ kN}$
 $V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b d$
Resistencia cortante del concreto: $V_c = 58,02 \text{ kN}$
 $\phi = 0,75$
 $\phi V_c = 43,51 \text{ kN}$
 $\phi V_c / 2 = 21,756 \text{ kN}$

No Cumple

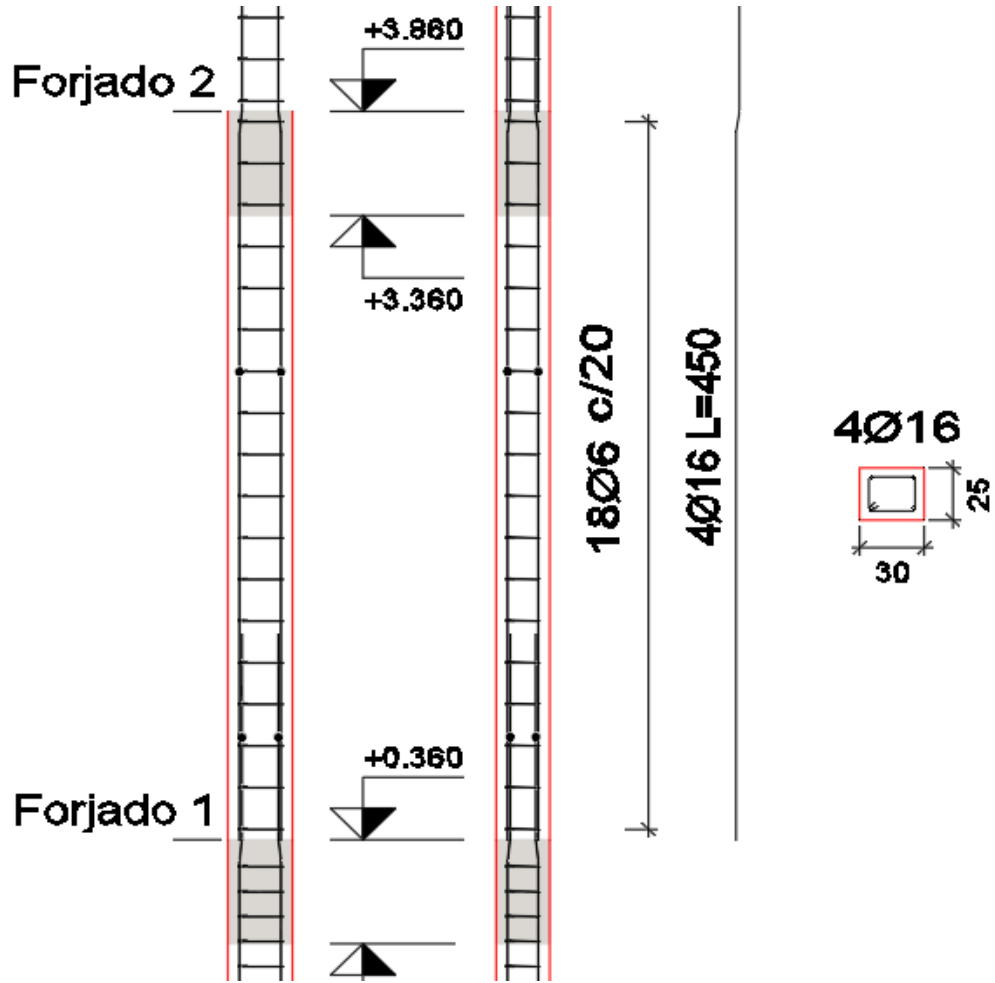
La resistencia a cortante del hormigón es menor a la esfuerzo cortante ultimo por tanto se deberá calcular un espaciamiento mínima, para la armadura mínima establecida por la norma en ene articulo 7.10.5.1, de norma NB1225001

Refuerzo a cortante: $\phi 8$
 $A_v = 0,25$
Esfuerzo cortante faltante: $V_s = 7,54 \text{ kN}$
 $s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$
 $s = 21,99 \text{ cm}$
Espaciamiento asumido: $s = 20 \text{ cm}$
 $V_s \leq \frac{A_v f_{yt} d}{s}$
Resistencia nominal del acero: $V_s = 8,29 \text{ kN}$
 $V_n = V_c + V_s$
Resistencia de diseño a cortante: $\phi V_n = 32,81 \text{ kN}$
 $V_u = 29,30 \text{ kN}$

Cumple

Armadura transversal: $\phi 8c/20cm$

Esquema de armado



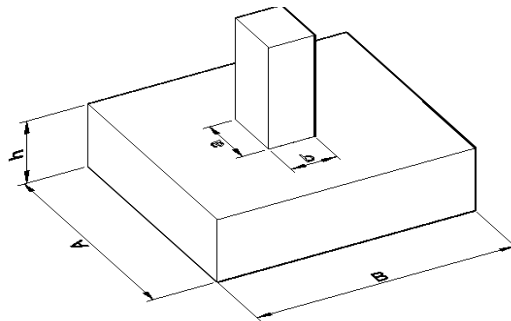
3.2.4.6. Diseño de zapatas.

Fuerza axial mayorada:	$P_u = 510,5 \text{ kN}$
Fuerza axial por cargas muertas:	$P_D = 260,71 \text{ kN}$
Fuerza axial por cargas vivas:	$P_L = 123,53 \text{ kN}$
Momento mayorado en X:	$M_{ux} = 1,7 \text{ kN-m}$
Momento por cargas muertas X:	$M_{Dx} = 0,9286 \text{ kN-m}$
Momento por cargas vivas:	$M_{Lx} = 0,3661 \text{ kN-m}$
Momento mayorado en Y:	$M_{uy} = 0 \text{ kN-m}$
Ancho de columna:	$h' = 20 \text{ cm}$
Base de columna:	$b' = 30 \text{ cm}$
Resistencia del hormigón:	$f'_c = 25 \text{ MPa}$
Resistencia a fluencia del acero:	$f_y = 500 \text{ MPa}$
Modulo de elasticidad del acero:	$E_s = 200 \text{ GPa}$
Capacidad portante del terreno:	$q_a = 0,0981 \text{ MPa}$
	$\lambda = 1$
Altura de desplante:	$D_f = 2,05 \text{ m}$
Peso especifico del concreto:	$\gamma_{H^oA^o} = 24 \text{ kN/m}^3$
Peso especifico del terreno:	$\gamma_{su} = 16 \text{ kN/m}^3$

I) Dimensionamiento de Zapatas.

Debido a las condiciones del terreno de la fundación se opta por zapatas cuadradas aisladas. La profundidad de fundación de las zapatas es la profundidad a la que se realizó el ensayo de SPT.

Se adopta un peralte de la zapata que sea capaz de resistir los esfuerzos cortantes, y se calcula la armadura de refuerzo para absorber los momentos flectores producidos



$$A_z = \frac{P_D + P_L}{q_a}$$

Área requerida de zapata: $A_z = 3,92 \text{ m}^2$

Lado: $A = B = 1,98 \text{ m}$

Lado adoptado: $A = B = 2,30 \text{ m}$

Ancho de zapata:	A =	2,30 m
Base de zapata:	B =	2,30 m
Altura de zapata:	h =	55 cm
Recubrimiento:	r =	7 cm
Peralte efectivo:	d =	48 cm

$$\sigma_i = \frac{P}{AB} \pm \frac{6 M_x}{A B^2} \pm \frac{6 M_y}{B A^2}$$

Esfuerzo en el suelo, punto 1:	$\sigma_1 =$	72,00 kN/m ²	Cumple
Esfuerzo en el suelo, punto 2:	$\sigma_2 =$	72,00 kN/m ²	Cumple
Esfuerzo en el suelo, punto 3:	$\sigma_3 =$	73,27 kN/m ²	Cumple
Esfuerzo en el suelo, punto 4:	$\sigma_4 =$	73,274 kN/m ²	Cumple

II) Diseño a flexión

Debido los esfuerzos al suelo, se producen esfuerzos flectores en el talón de la zapata, para el calculo de la armadura de refuerzo se toma la sección del talón como una viga en voladizo

Momento de diseño mayorado: $M_u = 98,28$ kN-m

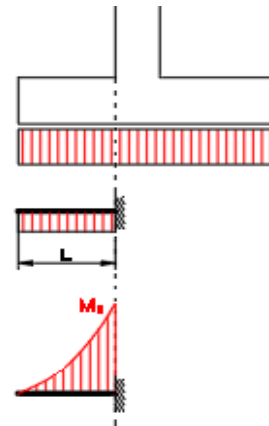
Factor de minoración: $\phi = 0,9$

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,35 M_u}{\phi f'_c b d^2}} \right]$$

$$a = 0,47 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,85 a b \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_s = 4,57 \text{ cm}^2$$



• Armadura de retracción y temperatura.

$$\rho = \frac{0,0018 * 420}{f_y} \geq 0,0014$$

Cuantía mínima: $\rho = 0,0015$ Cumple

$$A_s = \rho b h$$

$$A_s = 16,692 \text{ cm}^2$$

Armadura adoptada: $A_s = 16,69 \text{ cm}^2$

$$A_{st \text{ real}} = N^{\circ} b A_b$$

$$A_{st \text{ real}} = 18,10 \text{ cm}^2$$

$$s \leq \begin{cases} 3 h_f & 165 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} & 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Separación entre barras: $s = 20 \text{ cm}$

11 ø 16 c/20cm

III) Diseño a cortante.

Cortante de diseño mayorado: $V_{u1} = 196,56 \text{ kN}$

Factor de minoración: $\phi = 0,75$

$$V_{c1} = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} b d$$

$$V_{c1} = 920,00 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c1} = 690,00 \text{ kN}$$

$$V_{u1} = 196,56 \text{ kN}$$

Cumple

IV) Diseño a cortante en dos sentidos.

$$A_{v2} = (b' + d) (h' + d)$$

Área de corte a dos sentidos: $A_{v2} = 5304 \text{ cm}^2$

$$V_p = A_v \frac{P_u}{A B}$$

Cortante a dos sentidos: $V_p = 51,19 \text{ kN}$

$$V_{u2} = P_u - V_p$$

Cortante efectivo a dos sentidos: $V_{u2} = 459,31 \text{ kN}$

Factor de minoración: $\phi = 0,9$

$$b_o = 2 (b' + d) + 2 (h' + d)$$

Perímetro de corte a dos sentidos: $b_o = 292 \text{ cm}$

$$\beta = \frac{\text{lado mayor columna}}{\text{lado menor columna}}$$

Relación de dimensiones: $\beta = 1,5$

Constante para corte: $\alpha_s = 40$ (Columna interior - NB 1225001)

$$V_c \leq \begin{cases} \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) b_o d \\ \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) b_o d \\ \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{3} b_o d \end{cases}$$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) b_o d$$

Esfuerzo cortante en dos sentidos: $V_c = 2725,3 \text{ kN}$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) b_o d$$

Esfuerzo cortante en dos sentidos: $V_c = 5008 \text{ kN}$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{3} b_o d$$

Esfuerzo cortante en dos sentidos: $V_c = 2336 \text{ kN}$

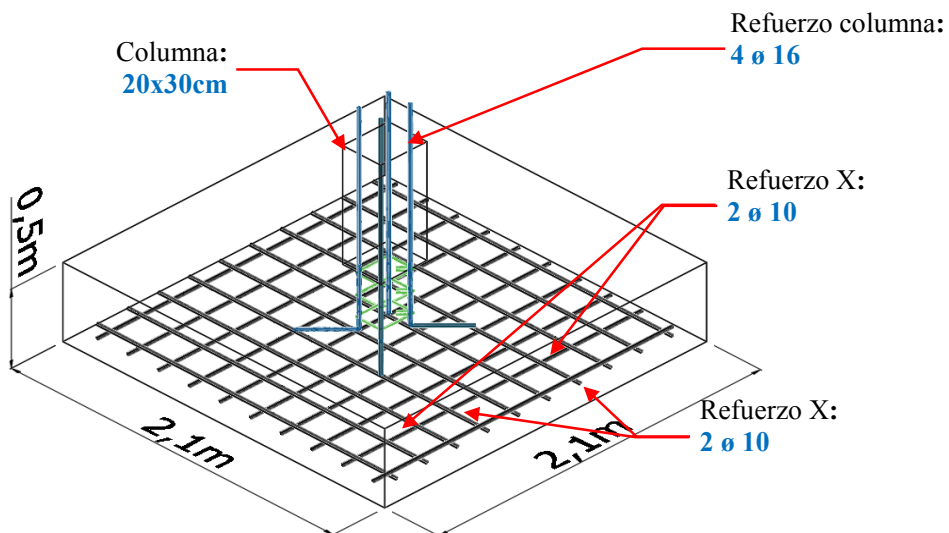
Esfuerzo cortante adoptado: $V_{e2} = 2336 \text{ kN}$

$$\phi V_{e2} = 2102,4 \text{ kN}$$

Esfuerzo cortante ultimo en dos sentidos: $V_{u2} = 459,31 \text{ kN}$

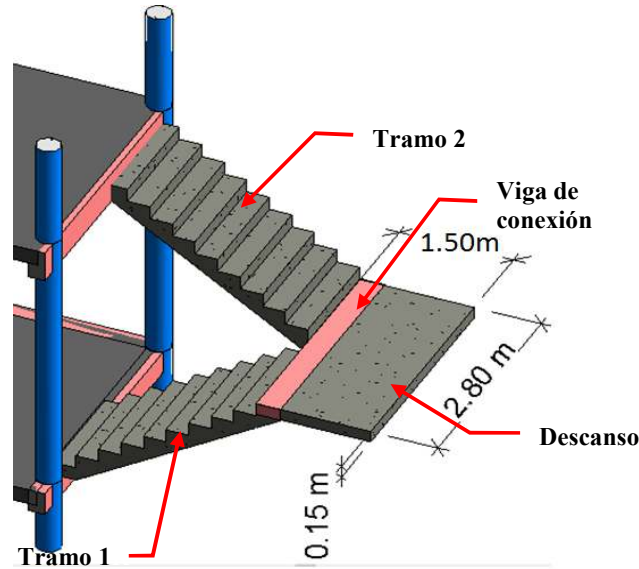
Cumple

Esquema de armado



3.4.6. Diseño de escalera Autoportante.

Se denomina sistemas de escaleras auto-portante a aquel sistema que se conforma por dos tramos de losas de concreto escalonadas y colocadas en sentido contrario una respecto de otra con un descanso entre ambos tramos y empotrada solamente en los



Desnivel: $H = 3,5 \text{ m}$
 Ancho del tramo de escalera: $B = 1,5 \text{ m}$

Huella: $b = 28 \text{ cm}$
 Contrahuella: $h = 17,5 \text{ cm}$

Longitud horizontal del tramo 1: $L_1 = 2,52 \text{ m}$
 Longitud inclinada del tramo 1: $L_{i1} = 2,97 \text{ m}$
 Longitud horizontal de losa de descanso: $L = 1,5 \text{ m}$
 Longitud horizontal del tramo 2: $L_2 = 2,52 \text{ m}$
 Longitud inclinada del tramo 2: $L_{i2} = 2,97 \text{ m}$
 Longitud total - Primer Tramo: $L_{n1} = 4,02 \text{ m}$
 Longitud total - Segundo Tramo: $L_{n2} = 4,02 \text{ m}$
 Separación entre rampas: $m = 20 \text{ cm}$
 Recubrimiento: $r = 3 \text{ cm}$

Resistencia del hormigón: $f_c = 25 \text{ MPa}$
 Resistencia a fluencia del acero: $f_y = 500 \text{ MPa}$
 Módulo de elasticidad del acero: $E_s = 200 \text{ GPa}$
 Peso específico del concreto: $\gamma_{H^\circ A^\circ} = 24 \text{ kN/m}^3$

I) Dimensionamiento de losa

El espesor de la escalera se calcula según los requerimientos del artículo 9.5.2.1. de la norma NB 1225001, considerando el mayor valor obtenido entre los tramos y el descanso.

- **Espesor de tramo 1 y 2.**

$$t = \frac{l}{20}$$
$$t = 12,60 \text{ cm}$$

- **Espesor de descanso en voladizo.**

$$t = \frac{l}{10}$$
$$t = 15,00 \text{ cm}$$

Espesor de losa asumido: **t = 15 cm**

II) Cargas.

- **Acciones en tramo 1 y 2.**

Peso propio losa: $D_G = 5,4 \text{ kN/m}$

Peso propio escalones: $D_P = 2,7 \text{ kN/m}$

Peso de acabado: $D_P = 1,29 \text{ kN/m}$

Sobrecarga de uso: $L = 6 \text{ kN/m}$

- **Acciones en descanso.**

Peso propio losa: $D_G = 8,16 \text{ kN/m}$

Peso de acabado: $D_P = 1,46 \text{ kN/m}$

Sobrecarga de uso: $L = 6,80 \text{ kN/m}$

- **Carga última.**

Com 1: $w_u = 13,15 \text{ kN/m}$

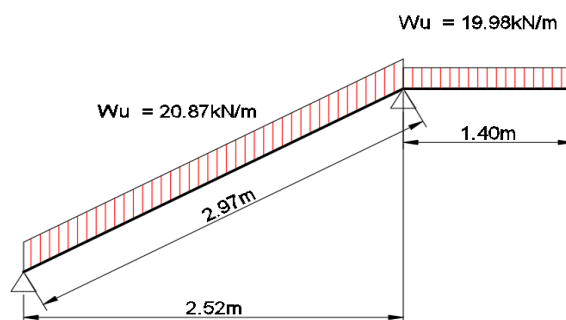
Com 2: $w_u = 20,87 \text{ kN/m}$

Carga última en tramos: **20,87 kN/m**

Com 1: $w_u = 13,47 \text{ kN/m}$

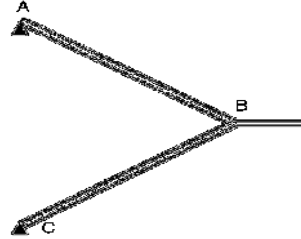
Com 2: $w_u = 22,43 \text{ kN/m}$

Carga última en descanso: **22,43 kN/m**

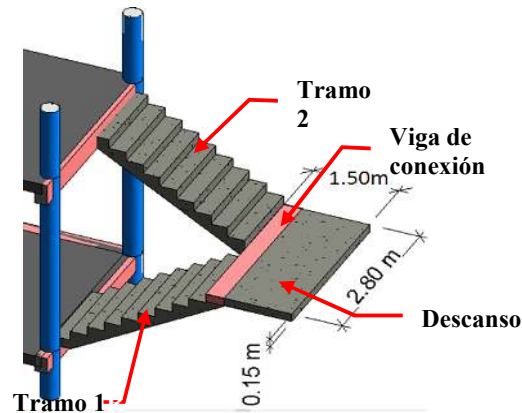


III) Consideraciones para el diseño

Para facilitar el cálculo de una escalera autoportante se la puede suponer como un pórtico con un momento en el descanso intermedio transferido entre las ramas por una torsión desarrollada a través del descanso.



Para el diseño de la escalera autoportante, en los tramos se puede realizar como si fuera una viga sometida a esfuerzos de flexión, el descanso de la escalera a se lo considera como un apoyo articulado, esto para alivianar los esfuerzos de torsión, se coloca una viga plana que conecta los tramos y el descanso, permitiendo una mayor

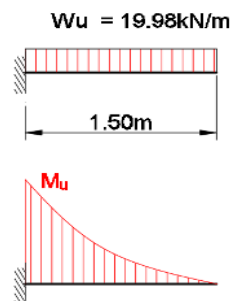


La viga plana en el voladizo llega a absorber la mayor cantidad de esfuerzo de torsión.

IV) Diseño de descanso en voladizo.

En el descanso para su diseño se lo considera como una losa en voladizo empotrada en la viga plana y sometida a momentos flectores,

$$\begin{aligned} M_u &= 25,23 \text{ kN-m} \\ d &= 12 \text{ cm} \\ b &= 1,5 \text{ m} \\ \phi &= 0,9 \end{aligned}$$



• **Armadura necesaria a flexión.**

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,35 M_u}{\phi f'_c b d^2}} \right]$$

Profundidad de bloque equivalente: $a = 0,76 \text{ cm}$

$$A_s = 0,85 a b \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_s = 4,82 \text{ cm}^2$$

• **Armadura a mínima a flexión.**

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b d$$

$$A_{smin} = 4,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{1,4}{f_y} b d$$

$$A_{smin} = 5,04 \text{ cm}^2$$

• **Armadura a flexión.**

Armadura adoptada: $A_s = 5,04 \text{ cm}^2$

$$s \leq \begin{cases} 3 h_f & 60 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} & 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Separación entre barras: $s = 15 \text{ cm}$

10 ø 10 c/15cm

• **Armadura de retracción y temperatura.**

$$\rho = \frac{0,0018 * 420}{f_y} \geq 0,0014$$

Cuantía mínima: $\rho = 0,0015$ Cumple

$$A_s = \rho b h$$

Armadura adoptada: $A_s = 3,40 \text{ cm}^2$

$$s \leq \begin{cases} 3 h_f & 45 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} & 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Separación entre barras: $s = 20 \text{ cm}$

ø 10 c/20cm

IV) Diseño de tramo 1 y 2.

Para el diseño de la escalera autoportante en los tramos se puede realizar como si fuera una viga sometida a esfuerzos de flexión.

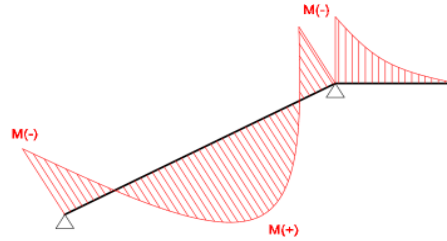
$$M_{u(+)} = 8,2825 \text{ kN-m}$$

$$M_{u(-)} = 11,043 \text{ kN-m}$$

$$d = 11,5 \text{ cm}$$

$$b = 1,5 \text{ m}$$

$$\phi = 0,9$$



• **Armatura necesaria a flexión momento positivo.**

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,35 M_u}{\phi f'_c b d^2}} \right]$$

Profundidad de bloque equivalente: $a = 0,25 \text{ cm}$

$$A_s = 0,85 a b \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_s = 1,62 \text{ cm}^2$$

• **Armatura a mínima a flexión.**

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b d$$

$$A_{smin} = 4,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{1,4}{f_y} b d$$

$$A_{smin} = 4,83 \text{ cm}^2$$

• **Armatura a flexión.**

Armatura adoptada: $A_s = 4,83 \text{ cm}^2$

$$s \leq \begin{cases} 3 h_f & 15,12 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} & 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Separación entre barras: $s = 15 \text{ cm}$

10 ϕ 10 c/15cm

• **Armatura necesaria a flexión momento negativo.**

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,35 M_u}{\phi f'_c b d^2}} \right]$$

Profundidad de bloque equivalente: $a = 0,34 \text{ cm}$

$$A_s = 0,85 a b \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_s = 2,16 \text{ cm}^2$$

• **Armatura a flexión.**

Armatura adoptada: $A_s = 4,83 \text{ cm}^2$

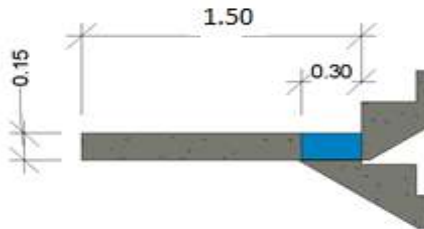
$$s \leq \begin{cases} 3 h_f & 45 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} & 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Separación entre barras: $s = 15 \text{ cm}$

10 ø 10 c/15cm

V) Diseño de viga en apoyo de descanso.

En el descanso de la escalera, se lo considera como una un apoyo articulado, esto para alivianar los esfuerzos de torsión, y se coloca una viga plana que conecta los tramos y el descanso permitiendo una mayor rigidez en la escalera.



Los esfuerzos a transmitidos por los tramos producen esfuerzos flectores y torsores en la viga de conexión.

VI) Diseño a flexión y cortante.

para los esfuerzos flectores y cortantes s sigue el mismo procedimiento que para el de una viga normal, obteniendo así el refuerzo requerido a flexión y cortante:

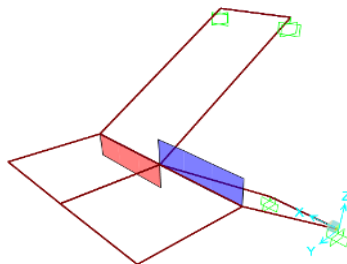
Refuerzo longitudinal: $A_s = 1,01 \text{ cm}^2$

Refuerzo transversal: $A_v = 0,36 \text{ cm}^2$

Espaciamiento: $s = 15 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_v}{s} = 0,028 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

VII) Diseño a torsión.



Momento torsor ultimo: $T_u = 1,65 \text{ kN}$

• **Verificación de la resistencia a torsión.**

Base de viga:	$b_w =$	30 cm
Alto de viga:	$h =$	15 cm
Resistencia del hormigón:	$f'_c =$	25 MPa
	$r =$	3 cm
Factor de minoración a torsión:	$\phi =$	0,75
Factor de modificación del concreto:	$\lambda =$	1

$$A_{cp} = b_w h$$

Área de la sección: $A_{cp} = 450 \text{ cm}^2$

$$P_{cp} = 2(b_w + h)$$

Perímetro de la sección: $P_{cp} = 90 \text{ cm}$

$$T_u \leq \phi \frac{\lambda \sqrt{f'_c} A_{cp}^2}{12 P_{cp}}$$

Momento torsor resistente: $T = 0,70 \text{ kN-m}$

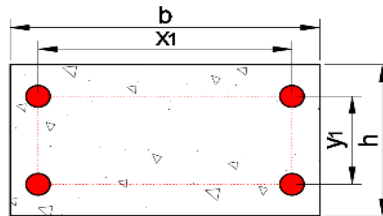
Momento torsor ultimo: $T_u = 1,65 \text{ kN-m}$

Requiere refuerzo a torsion

• **Propiedades de la sección.**

$$x_1 = 24 \text{ cm}$$

$$y_1 = 9 \text{ cm}$$



$$A_{oh} = x_1 y_1$$

Área de encerramiento: $A_{hi} = 216 \text{ cm}^2$

$$A_o = 0,85 A_{oh}$$

Área bruta de encerramiento: $A_o = 183,6 \text{ cm}^2$

$$P_h = 2(x_1 + y_1)$$

Perímetro de encerramiento: $P_H = 66 \text{ cm}$

Peralte efectivo: $d = 10,4 \text{ cm}$

• **Verificación de figuración en el alma y bielas comprimidas.**

Esfuerzo cortante ultimo:	$V_u =$	1,58 kN
Momento torsor Ultimo:	$T_u =$	1,65 kN-m
Resistencia del hormigón:	f'_c	25 MPa
Base de viga:	$b_w =$	30 cm
Peralte efectivo:	$d =$	10,4 cm
Perímetro de encerramiento:	$P_H =$	66 cm
Área de encerramiento:	$A_{hi} =$	216 cm ²
Factor de modificación del concreto:	$\lambda =$	1
	$V_c \leq \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} b_w d$	
Resistencia nominal del concreto:	$V_c =$	26 kN
Factor de minoración a cortante:	$\phi =$	0,75
Resistencia del acero:	$f_{yt} =$	420 MPa

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_H}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c}\right)$$

$$1373,9 \text{ kN/m}^2 \quad 3125 \text{ kN/m}^2$$

Cumple

• **Refuerzo transversal por torsión requerido.**

	$T_n = \frac{T_u}{\phi}$	
Momento torsor nominal:	$T_n =$	2,2 kN-m
Angulo de diagonales :	$\theta =$	45 °
	$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 A_o f_{yt} \cot \theta}$	
Área requerida por torsión:	$\frac{A_t}{s} =$	0,014 cm ² /cm
Área requerida por cortante:	$\frac{A_v}{s} =$	0,0279 cm ² /cm
	$A_{tv} = \frac{2 A_t}{s} + \frac{A_v}{s}$	
Área transversal requerida:	$A_{tv} =$	0,0564 cm ² /cm
	$s =$	17,815 cm
Espaciamiento adoptado:	$s =$	15 cm
	$\phi 8 \text{ c}/15\text{cm}$	
	$A_v + 2A_t =$	0,8464 cm ²

• **Área de refuerzo transversal mínimo.**

$$A_v + 2A_t = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_v + 2A_t = 0,3348 \text{ cm}^2$$

$$A_v + A_t \geq 0,34 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_v + 2A_t = 0,36 \text{ cm}^2$$

Cumple

• **Área de refuerzo longitudinal adicional.**

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$A_l = 0,7908 \text{ cm}^2$$

$$A_{l,min} = \frac{5\sqrt{f'_c} A_{cp}}{12f_y} - \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$A_{l,min} = 1,08 \text{ cm}^2$$

Refuerzo longitudinal adicional: $A_l = 1,08 \text{ cm}^2$

Refuerzo longitudinal: $A_s = 1,01 \text{ cm}^2$

Armadura longitudinal total: $A_{sl} = A_s + A_l$
 $A_{sl} = 2,09 \text{ cm}^2$

2 ø16

CAPITULO IV - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

- Del estudio topográfico realizado se pudo concluir que el terreno de emplazamiento se puede considerar plano con muy pocas variaciones de cotas.
- Del estudio de suelos realizado a una profundidad de 1,50 m se obtuvo como resultado una capacidad portante del suelo de 0.099 MPa (0.99 kg/cm²), y se pudo verificar la ausencia de nivel freático.
- En las cubiertas, las resistencias de diseño a compresión y a tracción del perfil seleccionado, parecen estar sobre-dimensionado en comparación con los esfuerzos últimos, esto se debe a que el perfil seleccionado es el más pequeño dentro de los perfiles disponibles en el mercado, el pedido o fabricado de perfiles de menores dimensiones implican un costo adicional.
- El diseño estructural con el programa Cypecad dio valores más elevados que los de la comprobación manual, por lo que se retoco algunas armaduras y espaciamientos.
- Se pudo observar que la cantidad de acero obtenida es elevada para los distintos elementos (losas columnas, vigas, etc.). Pero este valor es razonable debido a que la sobrecarga de uso es elevada 3 kN/m², además que las luces de vigas y distancia considerables entre columna y columna hasta de 7.50 m.
- Se puede comprobar que el diseño de la viga está en el estado de falla dúctil
- , cuando el acero falla antes que el hormigón en compresión como una manera de seguridad, ya que la deformación unitaria del acero en tracción es 0.044, mayor al límite que establece la norma NB1225001 de 0.005.
- La losa con luces considerables se diseñó con losas casetonadas, debido a que las losas con viguetas pretesas son para una longitud máxima de hasta 7 m.
- En el diseño de una viga curva; el efecto de la curvatura produce esfuerzos de torsión, por tanto, el diseño de una viga curva se reduce a al diseño de una viga sometida a momentos de torsión.
- El procedimiento para el diseño de una viga curva, puede simplificarse al considerar como una viga recta con una longitud igual a la longitud curva, y los efectos de la

curvatura como efectos de cargar en voladizo lateral, de manera tal que produzcan momentos de torsión en dicha viga.

- En un análisis técnico-económico, comparando los resultados obtenidos del diseño de una viga curva se pudo evidenciar que existen un aumento de un 23,90 % en el costo, con respecto a una viga recta. Análisis se presentado en el anexo F.
- Una de las principales ventajas de las vigas curvas es la posibilidad de diseñar y construir habientes circulares, a que su cálculo no requiere condiciones especiales de cálculo ya que el único esfuerzo adicional debido a la curvatura es de momentos torsores.

4.2. RECOMENDACIONES

- Debido al tipo de suelo de fundación se recomienda la ejecución de obras de protección contra la infiltración de humedad en las fundaciones, ya que este tipo de suelo al ser saturado en demasía podría sufrir asentamientos diferenciales por la distribución de las cargas.
- Se recomienda realizar una verificación en obra mediante un perfil estratigráfico, por debajo del nivel de fundación, para mayor seguridad.
- El presente proyecto fue desarrollado en base a la nueva norma boliviana de hormigón NB 1225001, por tanto, la ejecución del proyecto debe seguir las recomendaciones establecidas en los artículos 3, 4 y 5 de dicha normativa.
- El control de la ejecución del proyecto debe ser realizado por personal técnico y/o profesional calificado.
- La resistencia del hormigón que se considera es de 25 MPa, para lograr dicha resistencia se debe utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones.
- En la ejecución se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento.
- Si en el momento de la ejecución se realiza algún cambio de tamaño, posición, y/o materiales diferentes a los especificados, se deberá recalcular la estructura de manera tal que se garantice su estabilidad e integridad ante los cambios.

- Para la ejecución de la obra se debe tener un estricto cuidado en el armado, encofrado y hormigonado de las vigas curvas, especialmente se debe respetar estrictamente la posición y espaciamiento de la armadura transversal ya que es esta la que resiste en gran parte el momento torsor actuante.
- El diseño de la viga curva se lo realizo aplicando un momento torsor constante calculado a centro luz de la viga. Se recomienda se recomienda realizar un análisis diferenciado a lo largo de la longitud de la viga con el fin de que se pueda hacer decalado de la armadura longitudinal más exacto, que pudiera derivar en un ahorro económico en el costo de una viga curva.