

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

1.1. El problema

El problema que se aborda en este proyecto es la falta de un diseño estructural para la construcción del Alojamiento Rivera, que se ubicará en las inmediaciones de la nueva Terminal en la zona de Morros Blancos, en la ciudad de Tarija, Bolivia.

Este problema es de gran importancia ya que un diseño estructural sólido y bien planificado es fundamental para garantizar la seguridad y la durabilidad de cualquier edificación. Sin un diseño estructural adecuado, el Alojamiento Rivera podría enfrentar problemas significativos en el futuro, como daños estructurales, fallas en la infraestructura y posibles riesgos para la seguridad de los ocupantes.

Además, por su ubicación, el Alojamiento Rivera presenta desafíos únicos que deben abordarse en el diseño estructural. Estos pueden incluir factores como las condiciones y tipo del suelo, el clima local y las normativas de construcción vigentes en nuestro país.

Por lo tanto, este proyecto tendrá un diseño estructural que no solo cumpla con todas las normativas de construcción relevantes, sino que también garantice la seguridad, la comodidad y la durabilidad del edificio a largo plazo.

1.1.1. Planteamiento

El planteamiento estructural para el Alojamiento Rivera en la ciudad de Tarija podría considerar las siguientes alternativas:

- ***Sistema Aporticado:*** Este sistema podría ser una opción viable si se espera que el edificio esté sujeto a cargas laterales significativas, como las causadas por el viento o la actividad sísmica. Los marcos rígidos proporcionan una excelente resistencia a este tipo de cargas y permiten una gran flexibilidad en el diseño del espacio interior.

- **Sistemas con Muros de Corte:** Si se espera que el edificio esté sujeto a cargas laterales significativas y se desea una opción más económica, los muros de corte podrían ser una buena solución. Estos muros proporcionan una excelente resistencia al corte y pueden ser una opción eficiente para edificios de altura media.
- **Sistema de Pórticos Articulados:** Este sistema podría ser adecuado si se desea una distribución más uniforme de las cargas a través de la estructura. Los pórticos articulados permiten que las cargas se distribuyan de manera más uniforme, lo que puede mejorar la resistencia y la estabilidad del edificio.
- **Sistema Dual:** Este sistema podría ser la mejor opción si se espera que el edificio esté sujeto a cargas laterales significativas y se desea la máxima resistencia y rigidez. El sistema dual combina los beneficios de los marcos rígidos y los muros de corte, proporcionando tanto resistencia como rigidez.

1.1.2. Formulación

Se opta por el Sistema Dual para el diseño estructural del Alojamiento Rivera, ya que es una excelente opción por varias razones:

- **Resistencia y Rigidez:** El Sistema Dual combina los marcos rígidos con los muros de corte, lo que proporciona tanto resistencia como rigidez a la estructura. Esto significa que el edificio será capaz de resistir cargas tanto verticales como horizontales, lo que es especialmente importante en áreas con alta actividad sísmica.
- **Flexibilidad de Diseño:** Aunque los muros de corte son una parte integral de este sistema, la presencia de marcos rígidos permite cierta flexibilidad en el diseño del espacio interior.
- **Eficiencia:** Los sistemas duales pueden ser más eficientes que los sistemas de marcos rígidos o muros de corte por sí solos. Al combinar estos dos sistemas,

se puede lograr una mayor resistencia y rigidez sin necesidad de aumentar el tamaño o el peso de la estructura.

1.1.3. Sistematización

Como solución a la problemática anteriormente mencionada, se plantea el *diseño estructural del Alojamiento Rivera*. Este diseño buscará abordar y superar los desafíos presentados por la falta de un diseño estructural, garantizando que la estructura sea una construcción segura, duradera y eficiente.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

Realizar el **“DISEÑO ESTRUCTURAL DEL ALOJAMIENTO RIVERA – ZONA MORROS BLANCOS”** de la ciudad de Tarija, aplicando la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87) con la ayuda del software Cypecad 2017.m, y verificación manual de los elementos más solicitados para asegurar su precisión.

1.2.2. Específicos

1. Analizar y verificar la topografía del sitio de emplazamiento de la edificación.
2. Analizar y verificar el estudio de suelos.
3. Realizar el planteamiento estructural en base al plano arquitectónico del alojamiento.
4. Realizar el análisis de cargas actuantes en toda la estructura.
5. Realizar el cálculo estructural y dimensionamiento de cada uno de los elementos de la estructura como ser: zapatas, vigas de cimentación, vigas, columnas, muros fosa-ascensor, losas, aplicando la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87).
6. Elaborar los planos estructurales de toda la edificación en detalle.

7. Realizar el presupuesto, especificaciones técnicas y cronograma de actividades para establecer el plazo de ejecución.

1.3. Justificación

1.3.1. Académica

La ejecución de este proyecto es puramente académica, y su fin va para acceder al título académico de “Licenciatura en ingeniería civil” y de aplicar los sólidos conocimientos académicos adquiridos en el curso de la formación profesional.

Este trabajo de aplicación diseña, calcula y verifica la estructura e integra todos los conocimientos adquiridos, aplicando la vigente Normativa boliviana del Hormigón Armado (CBH-87).

1.3.2. Técnica

Los procedimientos de cálculo y diseño de la estructura incluyen análisis, cálculo y verificación, por lo que en este proyecto se aplica la vigente Normativa boliviana del hormigón armado (CBH-87) para diseñar cada uno de los elementos estructurales que la constituyen, vale decir: vigas, columnas, losas, escaleras, muros, etc. Por lo tanto, entender estos procedimientos puede permitirnos apreciar su comportamiento para tener una visión general de su función. En condiciones normales de uso, la estructura debe tener un comportamiento suficiente, tanto en la etapa de diseño como en la ejecución.

Todos los elementos estructurales son diseñados en Estados Límites Últimos de Rotura (E.L.U.) y aplicando la Normativa boliviana del Hormigón Armado (CBH-87).

1.3.3. Social

En la actualidad, se ha observado un aumento en el número de pasajeros y turistas que llegan a la Terminal de Autobuses de Tarija. Sin embargo, muchos de estos viajeros tienen dificultades para encontrar alojamiento que se ajuste a sus necesidades y presupuesto. Por lo tanto, se hace evidente la necesidad de construir instalaciones adecuadas para este propósito, como el “Alojamiento Rivera”.

Este proyecto presenta un diseño que beneficia a toda la sociedad al satisfacer todas sus necesidades. Además, se asegura de mantener una relación óptima entre costo y calidad en tiempo real.

1.3.4. Económica

Este proyecto estructural presenta un diseño que vela por el aspecto económico, priorizando la seguridad de la estructura, de acuerdo con todas las normativas de diseño vigentes en nuestro medio.

1.3.5. Ambiental

De acuerdo con la normativa G.A.M. TARIJA, vigente desde el año 2013, las normas de uso de suelo indican que el emplazamiento del proyecto se encuentra en una Zona Residencial de Alta Densidad Extensiva. Se espera que el mencionado proyecto no tenga impactos ambientales significativos, ya que estos serán de corta duración.

1.4. Alcance del proyecto

El proyecto contempla el “Diseño Estructural del Alojamiento Rivera” en la ciudad de Tarija, en el cual se desarrolló lo siguiente:

- Estudio de suelos.
- Topografía.
- Idealización de estructura.
- Cálculos estructurales.
- Verificación de los elementos más solicitados.
- Presupuestos y plazo de ejecución.
- Anexos (planos estructurales).

Es importante destacar que dentro de las aclaraciones se encuentran las siguientes:

- Se realizó el análisis y verificación de la topografía y el estudio de suelos proporcionado previamente.

- No se diseñaron redes de servicio como agua potable, red eléctrica, gas y alcantarillado. En consecuencia, estos ítems no se contemplaron en el presupuesto.

1.5. Localización

1.5.1. Espacial

El “**Alojamiento Rivera**” está ubicado en la Provincia Cercado, del Departamento de Tarija en las coordenadas siguientes: Latitud Sur: 21°33'39" y Longitud Oeste: 64°40'23" a una distancia aproximada de 7 Km desde el centro de la ciudad.

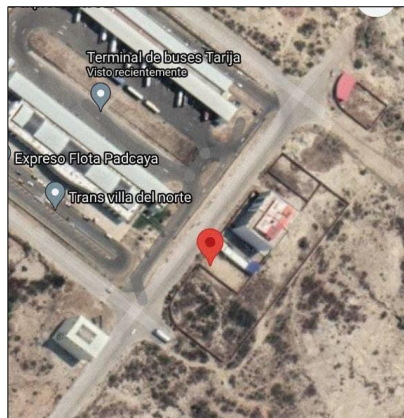
El emplazamiento del “**Alojamiento Rivera**” se encuentra en zona de área urbana, en el manzano M, lote N.º 3, en la “avenida 1”, ubicada en la zona de Morros Blancos.

Figura 1: *Mapa de Bolivia, departamento de Tarija y provincia Cercado*



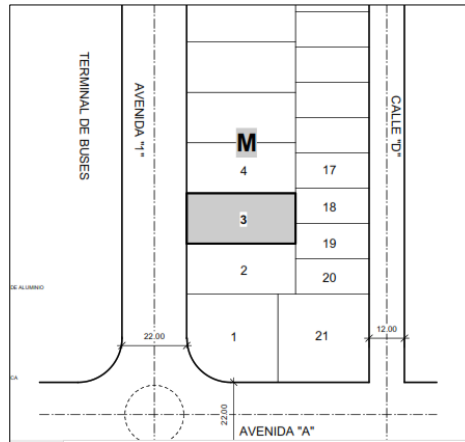
Fuente: Google

Figura 2: *Ubicación de la zona de Morros Blancos*



Fuente: Google Maps

Figura 3: *Ubicación del Proyecto dentro del Manzano*



Fuente: Plano Arquitectónico

1.5.2. Información socioeconómica relativa al área del proyecto

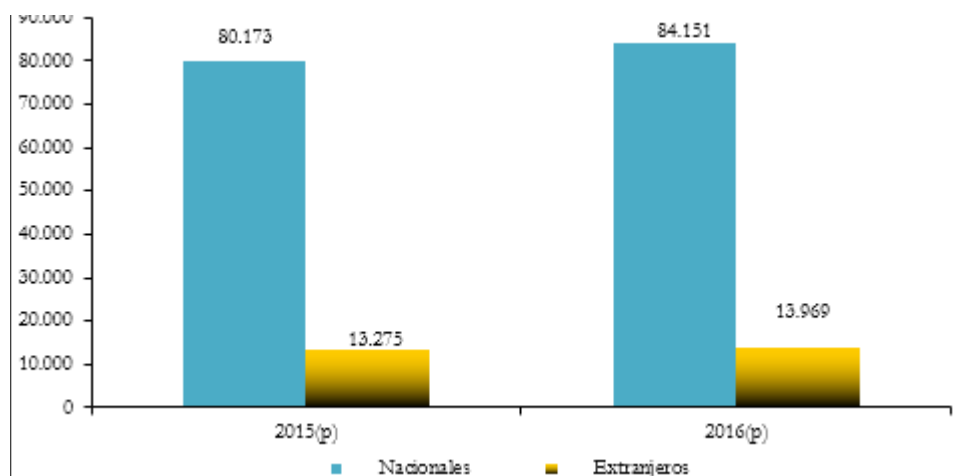
1.5.2.1. Población:

De acuerdo con datos de proyección de población del 2017 Instituto Nacional de Estadística INE, la ciudad de Tarija, el municipio tiene una población proyectada de aproximadamente 247.000 habitantes, de los cuales 51,2% es mujer y 48,8%, hombre; para el 2022 habrá cerca de 268.000 personas en esta región del país.

1.5.2.2. Ingreso a establecimientos de hospedaje y pernoctaciones:

En 2016, el ingreso de viajeros a establecimientos de hospedaje de la ciudad de Tarija aumentó en 5,0%, por la variación positiva que presentaron los viajeros extranjeros y nacionales de 5,2% y 5,0%, respectivamente.

Figura 4: Ingresos de viajeros a establecimientos de hospedaje 2016



Fuente: Instituto Nacional de Estadística INE

En el mismo período, el total de pernoctaciones de viajeros en establecimientos de hospedaje de la ciudad de Tarija alcanzó a 131.365 y con relación al 2015 se incrementó en 0,3%. Por tipo de viajero, los extranjeros registraron variación positiva de 2,0%, mientras que los nacionales registraron variación negativa de 0,3%.

1.5.3. Servicios básicos existentes

La zona de emplazamiento del proyecto dispone con los siguientes servicios básicos:

- Red de agua potable y alcantarillado sanitario que es dotado por la Cooperativa de Servicio de Agua y Alcantarillado Tarija (COSAALT).
- La electricidad es proporcionada por la Empresa de Servicios Eléctricos de Tarija; SETAR.
- Gas Natural es cubierta por la empresa de EMTAGAS.
- Red de Telefonía por la cooperativa COSETT
- Red de internet por la empresa de ENTEL y TIGO.

Vale decir que este proyecto contará con todos estos servicios indispensables para garantizar el confort necesario para el huésped.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Levantamiento Topográfico

El levantamiento topográfico, es un conjunto de operaciones realizadas en un terreno con instrumentos adecuados o mediante imágenes satelitales para crear una representación gráfica o plano correcto. Este plano es esencial para ubicar correctamente cualquier obra que se desee realizar y para elaborar cualquier proyecto técnico. Si se desea conocer la posición de puntos en el área de interés, es necesario determinar su ubicación mediante tres coordenadas: latitud, longitud y elevación o cota.

Para ello, se necesitan varios instrumentos, como el nivel, la estación total o recurrir a imágenes satelitales del Google Earth que facilitan bastante su ejecución. El levantamiento topográfico es el punto de partida para realizar una serie de etapas básicas dentro de la identificación y señalamiento del terreno a edificar, como el levantamiento de planos (planimétricos y altimétricos), replanteo de planos, deslindes, amojonamientos y demás.

2.2. Estudio de Suelos

Los estudios de suelos permiten caracterizar los suelos presentes en el sitio desde un punto de vista físico-mecánico. Estas características físico-mecánicas son útiles para conocer los espesores de los materiales encontrados y para brindar recomendaciones acerca de los tipos de cimentación, posibles asentamientos del terreno y medidas correctivas o preventivas a tomar en caso de encontrar condiciones especiales en el sitio.

Para ello existen diferentes ensayos como ser el ensayo SPT que permiten determinar la capacidad portante del suelo. Este ensayo se encuentra estandarizado por la ASTM D-1586 y su objetivo es el de obtener muestras representativas del suelo para fines de identificación y ejecución de ensayos en laboratorio, además de medir la resistencia a

la penetración de la cuchara normal de muestreo. Su utilización no se limita a suelos granulares, el ensayo también puede ejecutarse en arcillas y rocas suaves.

2.3. Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico es fundamental para determinar la organización y estructura global de un sistema. Actúa como un puente entre el diseño y la ingeniería de requerimientos, identificando los componentes estructurales principales y sus relaciones. El resultado del proceso de diseño arquitectónico es un modelo que describe cómo se organiza el sistema en un conjunto de componentes comunicados.

En términos de *funcionalidad*, el diseño arquitectónico asegura que todos los componentes del sistema trabajen juntos para cumplir con los requerimientos del sistema.

Desde una perspectiva *morfológica*, el diseño arquitectónico proporciona una visión clara de la estructura del sistema, mostrando cómo se organizan y se interrelacionan los diferentes componentes.

Desde una perspectiva *estética*, el diseño arquitectónico contribuye a la belleza y la coherencia visual del sistema, mejorando su atractivo e intuitividad para los usuarios. La elección de colores, formas y texturas puede influir en la percepción del sistema, mejorando la experiencia del usuario.

2.4. Idealización de la estructura

Se entiende por estructuración e idealización de estructuras al proceso de reemplazar una estructura real por un sistema simple susceptible de análisis. Las líneas localizadas a lo largo de las líneas centrales de las componentes representan a las componentes estructurales. El croquis de una estructura idealizada se llama diagrama de líneas.

Se comprende por idealización estructural al análisis de estructuras donde veremos algunos puntos tales como:

2.4.1. Idealización geométrica

Se basa en la simplificación de las dimensiones y formas de la estructura real, se sustituyen las piezas por su directriz simplificando el sistema estructural en los casos de sección variable o directriz curva, para poder realizar nuestros cálculos más precisos posibles cada elemento deberá estar conectado por nodos y estos se ubicarán en intersecciones de ejes de elementos, en irregularidades geométricas y en condiciones de borde.

2.4.2. Idealización de vínculos

Aquí se presentarán dos, los internos y externos:

2.4.2.1. Internos

Corresponde a los empotramientos internos, rotulas internas, uniones mixtas y flexibles.

2.4.2.2. Externos

Corresponde a los vínculos externos, apoyos empotrados, fijos, simples (móviles) y flexibles (resortes).

2.4.3. Selección de los materiales

En el diseño estructural, el acero y el hormigón son fundamentales. *El acero*, por su resistencia a la tracción y durabilidad y el *hormigón*, gracias a su versatilidad y resistencia a la compresión, conformando así lo que denominamos, *hormigón armado*.

2.4.4. Idealización de las solicitantes

Están son regidas según norma (CBH-87) donde tendremos las magnitudes, formas, distribuciones y combinaciones de carga.

Una vez realizado esta serie de pasos obtendremos una idealización adecuada que será semejante con la estructura real además deberá ser económica simple o compleja dependiendo al problema.

2.5. Normas de Diseño de los elementos estructurales

La norma que se aplicara para el diseño estructural es:

CBH: 1987 Norma boliviana del hormigón armado. Por Decreto Supremo N.º 17684 de 7 de octubre de 1980, se crea la Comisión Permanente del Hormigón Armado, que se encarga de redactar la CBH-87, con los avances científicos y tecnológicos en el campo del hormigón.

2.6. Métodos de diseño

2.6.1. Método de los Estados Límite

Toda estructura debe reunir las condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad, con objeto de que pueda rendir el servicio para el que ha sido proyectada.

Se denominan Estados Límite aquellas situaciones que la estructura no debe rebasar. Los Estados Límite pueden clasificarse en:

2.6.1.1. Estados Límite Últimos (ELU)

Son los que corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura.

Los Estados Límite Últimos se relacionan con la seguridad de la estructura y son independientes de la función que ésta cumpla. Los más importantes no dependen del material que constituye la estructura y son los de:

- *Equilibrio*, caracterizado por la pérdida de estabilidad estática (vuelco, deslizamiento, subpresión, etc.). Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural completo.
- *Agotamiento*, caracterizado por el agotamiento resistente de una o varias secciones críticas, sea por rotura o por deformación plástica excesiva. Se estudia respecto a la sección del elemento estructural.
- *Pandeo o inestabilidad*, sea de una parte o del conjunto de la estructura. Se estudia respecto al elemento estructural o a toda la estructura.

- *Fatiga*, caracterizado por la rotura de uno o varios materiales de la estructura, debida al efecto de la fatiga bajo la acción de cargas repetidas. Se estudia respecto a la sección.
- *Anclaje*, caracterizado por el cedimiento de un anclaje. La pérdida del anclaje produce un fallo del elemento estructural, fallo que puede prevenirse mediante disposiciones de ejecución adecuadas.

2.6.1.2. Estados Límite de Servicio (ELS)

También llamados Estados Límite de utilización, que corresponden a la máxima capacidad de servicio de la estructura.

Los Estados Límite de Servicio se relacionan con la funcionalidad, la estética y la durabilidad de la estructura, y dependen de la función que deba cumplir. En estructuras de hormigón armado, los más importantes son los de:

- *Deformación*, caracterizado por alcanzarse un determinado movimiento (flechas, giros) excesivo en un elemento de la estructura. Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural.
- *Fisuración*, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite, función de las condiciones ambientales en que dicha pieza se encuentre y de las limitaciones de uso que correspondan a la estructura en cuestión. Se estudia respecto a la sección.
- *Vibraciones*, caracterizado por la producción en la estructura de vibraciones indeseables de una determinada amplitud o frecuencia. Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural.

2.6.1.3. Estado Límite de Durabilidad (ELD)

Corresponde a la duración de la estructura (vida útil).

El Estado Límite de Durabilidad está relacionado con la necesidad de garantizar una duración mínima (vida útil) de la integridad de la estructura. Esta integridad, a su vez,

está relacionada con los posibles procesos de degradación de esta, fundamentalmente por corrosión de las armaduras, pero también por fenómenos físicos o químicos, tales como la erosión, la cavitación, los efectos de hielo-deshielo, etc.¹

2.7. Etapas de Diseño

Las etapas de diseño se contemplan aproximadamente en las siguientes:²

2.7.1. El esquema estructural

El esquema estructural es la simplificación de la estructura proyectada a efectos de cálculo, es decir que la estructura espacial se convierte en líneas y planos que se asimilan a esquemas conocidos y sintetizados de forma tal que puedan ser resueltos de forma aislada o en conjunto, pero que, también tengan la simplicidad suficiente para que puedan ser introducidos como datos geométricos en un proceso de computación. Todo esto sin que se pierda el contacto con la realidad estructural. Un esquema estructural errado puede llevar rápidamente el colapso estructural.

2.7.2. Las acciones

Son un conjunto de fuerzas concentradas y repartidas, deformaciones impuestas o impedidas total o parcialmente debidas a una misma causa y que, aplicadas a una estructura o un elemento estructural son capaces de producir en ella estados tensionales.

2.7.2.1. Acciones directas

Las acciones directas pueden clasificarse, según sus variaciones en el tiempo, en: permanentes, variables y extraordinarias.

2.7.2.1.1. Acciones permanentes

Se representan por “G” si son concentradas y por g si son repartidas, son las que, con la estructura en servicio, actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud o presentan, solo en raras ocasiones, variaciones que resultan despreciables

¹ MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado. (15ª. ed.). Cap. 13 Secciones T. En 13.4.- Estados Limite. P 183-184.*

² IRIARTE SAAVEDRA, Marcelo A, *Hormigón Estructural. (2ª ed.). Cap. 5 Análisis Estructural. En 5.2.2. – Etapas del diseño. P 99.*

con respecto a su valor medio. Entre estas acciones permanentes se distinguen, por un lado, el peso propio del elemento resistente, y, por otro, las cargas muertas que gravitan sobre dicho elemento.

2.7.2.1.2. Acciones variables

Representadas por “Q” si son concentradas y por “g” si son repartidas, están constituidas por todas aquellas fuerzas que son externas a la estructura en sí, y para las cuales las variaciones son frecuentes o continuas, y no despreciables con respecto a su valor medio. Se subdividen en:

- Acciones variables de explotación o de uso, que son las propias del servicio que la estructura debe rendir.
- Acciones variables climáticas, que comprenden las acciones del viento y de la nieve.
- Acciones variables del terreno, debidas al peso del terreno y a sus empujes.
- Acciones variables debidas al proceso constructivo.

2.7.2.1.3. Acciones extraordinarias

Son aquellas para las cuales es pequeña la probabilidad de que intervengan con un valor significativo, sobre una estructura dada, durante el período de referencia (generalmente la vida prevista de la estructura), pero cuya magnitud puede ser importante para ciertas estructuras.

2.7.2.2. Acciones indirectas

Entre las acciones indirectas cabe distinguir:

- *acciones reológicas*, producidas por deformaciones cuya magnitud es función del tiempo y del material de la estructura, estas acciones pueden provenir de la retracción y/o de la fluencia.

- *acciones térmicas*, producidas por las deformaciones a que dan lugar las variaciones de temperatura.
- *acciones por movimientos impuestos*, tales como las producidas por vibraciones, descensos diferenciales de los apoyos de las estructuras como consecuencia de asentos del terreno de cimentación o por movimientos intencionales de tales apoyos.
- *acciones sísmicas*, producidas por las aceleraciones transmitidas a las masas de la estructura por movimientos sísmicos.

2.7.3. *Hipótesis de carga*

Las cargas antes nombradas deben combinarse adecuadamente unas con otras, las de peso propio actuarán permanentemente, pero las otras acciones no siempre lo harán simultáneamente, ni de forma frecuente.³

La Norma boliviana del hormigón armado CBH-87 establece que para cada fase de comprobación y para cada estado límite tratado se considerarán las dos hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberá tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.⁴

$$\text{HIPÓTESIS I} \quad \gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$$

$$\text{HIPÓTESIS II} \quad 0,90(\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0,90 \cdot \gamma_{fq} \cdot W$$

$$\text{HIPÓTESIS III} \quad 0,80(\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + W + F_{eq}$$

Donde:

G: Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.

³ IRIARTE SAAVEDRA, Marcelo A, *Hormigón Estructural*. (2ª ed.). Cap. 5 *Análisis Estructural*. En 5.2.2. – Etapas del diseño. P 100

⁴ CBH 87, *Norma boliviana, Hormigón Armado, Coeficientes de seguridad*, 1987, P 50

Q: Valor característico de las cargas variables de explotación, de granizo, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto la sísmica.

W: Valor característico de la carga del viento.

2.7.4. Cálculo de los esfuerzos

Un adecuado esquema estructural permite separar en piezas que contienen ejes, apoyos, vínculos de diversas especies. Sobre ellos se hacen actuar las diversas hipótesis de acuerdo con el elemento que se trate. De este proceso se obtienen los esfuerzos solicitantes: momento flector, esfuerzo axial, esfuerzo de corte, momento torsor.

2.7.4.1. Cálculo de secciones

Este proceso consiste en dos tipos, la comprobación o el dimensionado de la sección.

2.7.4.1.1. Comprobación de secciones

Consiste en que una sección previamente conocida porque ya existe o porque ya fue diseñada, comprobar que es capaz de resistir las sollicitaciones a que ha de ser sometida durante su vida útil o nuevas condiciones de utilización.

2.7.4.1.2. Dimensionado de secciones

Este es un proceso en el cual se desea dar las definiciones geométricas, es decir, determinar las dimensiones de los elementos estructurales para que puedan resistir adecuadamente a las combinaciones de carga más desfavorables.⁵

2.8. Materiales

2.8.1. Hormigón

El hormigón es un *material polifásico* elaborado mediante una mezcla dosificada de *cemento, agua, áridos y aditivos*. Con ayuda de un sistema moldeante, el *encofrado*, la pasta fresca adquiere la forma definitiva hasta su endurecimiento. El sistema descrito es el hormigón en masa. El *hormigón armado* dispone necesariamente de una *ferralla*

⁵ IRIARTE SAAVEDRA, Marcelo A, *Hormigón Estructural. (2ª ed.). Cap. 5 Análisis Estructural. En 5.2.2. – Etapas del diseño. P 100 - 101*

armada formada por redondos corrugados de acero, la cual se coloca en los encofrados antes del hormigonado. Las *armaduras* del sistema, denominadas *pasivas*, se encargan de suplir la deficiente resistencia a tracción del hormigón. Si el acero se dispone de manera que trabaja en tensión con anterioridad a la aplicación de la totalidad o parte de las cargas que actúen sobre la estructura, precomprimiendo de esta forma las secciones de hormigón, entonces el sistema estructural es el *hormigón pretensado* y se dice que las armaduras son *activas*.

2.8.2. Acero

El acero es un material que tiene mucha mayor resistencia que el concreto. Numéricamente, el acero tiene una resistencia a compresión del orden de diez veces mayor que el concreto; y a tracción, la relación es de cien veces mayor. El costo del acero es mucho mayor que el concreto; por lo tanto, la combinación de ambos proporciona un balance adecuado para fabricar elementos resistentes y económicos.

El acero de refuerzo debe ser corrugado, excepto en espirales o cables en los que puede ser liso, y debe cumplir las especificaciones de la norma ASTM A-615 M y para la normativa boliviana NB 728.

Los tipos de acero de refuerzo son:

- *Barras redondas*: Son las que normalmente se usan en el concreto armado y se fabrican en una gama desde 6 mm a 35 mm de diámetro para usos normales, y de 43 mm a 57 mm para usos especiales.
- *Malla soldada de alambre*: Se compone de una serie de alambres de acero estirados en frío, en sentido longitudinal y transversal, formando una retícula rectangular y soldados en los puntos de intersección, con separación igual o desigual en ambos sentidos según la necesidad del proyecto.

- *Acero pretensado:* Se usan como cordones de alambres de acero, alambres de acero o barras de alta resistencia.⁶

2.9. Diseño Estructural

2.9.1. Análisis de Cargas

La norma boliviana CBH-87 dispone que las estructuras deben diseñarse para resistir todas las cargas aplicables.

- Las cargas de servicio deben estar de acuerdo con los requisitos de la norma en aplicación, y con las reducciones de carga viva que en él se permite.
- En el diseño para carga de viento o sismo, las partes integrantes de la estructura deben diseñarse para resistir las cargas laterales totales.
- Debe tomarse en consideración los efectos que pudieran ocasionar las fuerzas debidas al presfuerzo, cargas de izaje, vibración, impacto, contracción, cambios de temperatura, fluencia y asentamientos diferenciales de los apoyos.
- Las partes estructurales monolíticas deben diseñarse para resistir la totalidad de las cargas laterales supuestas. Por ejemplo, los muros de corte de los edificios, no así los muros de tabiquería.

Cargas directas: Estas cargas son producidas por pesos aplicadas directamente a la estructura e independientes de las propias características resistentes y de deformación de esta.

Cargas permanentes G: Las acciones permanentes que se representan por “G” si son concentradas y por g si son repartidas, actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud. Entre las acciones permanentes se distinguen, por un lado, el peso propio del elemento resistente, y por otro, las cargas muertas que gravitan sobre dicho elemento.

⁶ ORTEGA GARCIA, Juan Emilio.; *Diseño de Estructuras de Concreto Armado. (Tomo I).* Cap. 14 Vigas rectangulares. En 1.8 – Acero de refuerzo P 31-32.

Cargas variables Q: Las acciones variables, representadas por “Q” si son concentradas y por “q” si son repartidas, están constituidas por todas aquellas fuerzas que son externas a la estructura en sí, y para las cuales las variaciones son frecuentes o continuas.

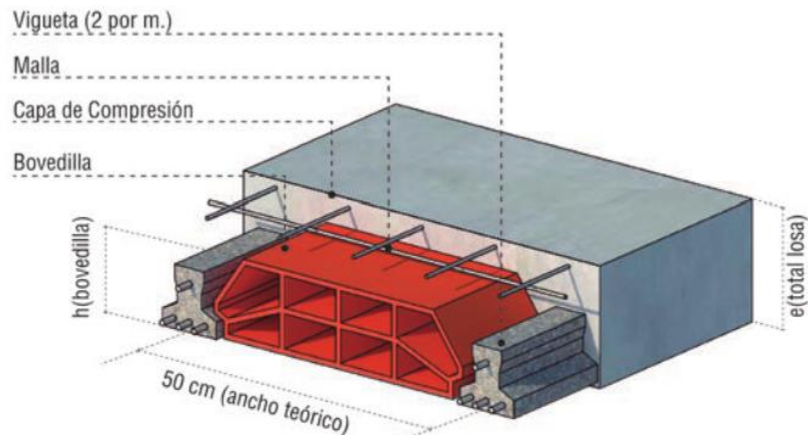
2.9.2. Estructura de Sustentación de cubierta

2.9.2.1. Diseño Losa Alivianada Unidireccional

La losa alivianada o forjado unidireccional está formada por:

- Viguetas prefabricadas y pretensadas (nervios).
- Complemento aligerante (bloques o bovedillas).
- Capa de compresión.
- Nervios de repartición.

Figura 5: Detalle de losa aligerada unidireccional



Fuente: Ficha técnica PRETENSA

2.9.2.1.1. Viguetas pretensadas de hormigón

Son elementos semi resistentes que constituyen la armadura de la losa, por ello, solo pueden resistir sollicitaciones de manera solidaria con el hormigón de la capa de compresión. No son aptas para recibir cargas como un perfil metálico o una viga ya que no son un dispositivo estructural en sí mismo.

Las viguetas tienen una sección constante de hormigón de gran resistencia (35 - 40 MPa) y su forma es la de una “T” invertida. La armadura principal se aloja en la parte inferior y varía en función de la resistencia del acero utilizado y de la longitud de la vigueta, respetando lo especificado en las normas NB-997 y NB-991 correspondientes.

Por lo tanto, si se desconocen datos del fabricante, se puede verificar la capacidad resistente de la misma en función de la armadura indicada para cada vigueta y los materiales utilizados en su fabricación. En nuestro medio las tensiones de fluencia del acero utilizado son superiores a los 18000 Kg/cm² y las longitudes de viguetas llegan hasta los 7,20 m. Es siempre recomendable, al tratarse de un producto prefabricado, el empleo de piezas elaboradas por marcas reconocidas con respaldo técnico.

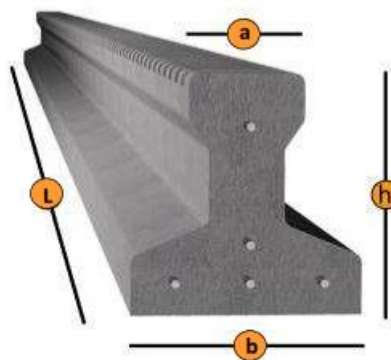
Para definir el largo de las viguetas a utilizar se debe considerar la luz libre entre apoyos (muros o vigas) más la longitud requerida de apoyo, como mínimo 10 cm en muros portantes y 9 cm en vigas o tabiques de hormigón armado.

Cuadro 1: Características Técnicas de la Vigueta Pretensada.

Producto	Dimensiones (cm)				Peso Promedio (Kg/m)	Tipo de Hormigón
	a	b	h	L		
Viguetas Pretensadas	11	5.6	11.4 4	hasta 8.50 m	17	350 Kg/cm ²

Fuente: Ficha técnica CONCRETEC

Figura 6: Sección de viga pretensada



Fuente: Ficha técnica CONCRETEC

2.9.2.1.2. Bloques o bovedillas

Su función es solo de relleno. La altura de este define el espesor de la losa, es decir, su rigidez y resistencia. Se fabrican cerámicas, de poliestireno expandido o de hormigón. Las alturas varían entre los 9 y 20 cm dependiendo de los diferentes proveedores y materiales siendo las más usuales las de 9, 12,5 y 16,5 cm. El ancho de las bovedillas define la separación teórica de 50 cm entre ejes de viguetas.

El bloque cerámico, humectado convenientemente, tiene una perfecta adherencia con el hormigón colado de la losa. Su textura superficial favorece y facilita la aplicación de revoque en el cielorraso.

El bloque de poliestireno expandido –EPS– es el más liviano y por lo tanto fácil de manipular. Cada ladrillo reemplaza a 4 bloques cerámicos, lo que genera una mayor rapidez en el montaje, menor desperdicio por roturas y disminuye la posibilidad de escurrimiento del hormigón entre juntas de bloques. Además, teniendo en cuenta las propiedades del material y su consistencia compacta reduce la transmisión de ruidos entre pisos. El bloque de hormigón es el de mayor peso, pero el más económico.

Figura 7: *Bloques o bovedillas*



Fuente: Ficha técnica PRETENSA

2.9.2.1.3. Capa de compresión

Tiene la función de resistir la compresión en la losa. Su espesor es de 4 o 5 cm y termina de definir la altura de esta. Si bien los fabricantes de viguetas especifican una resistencia mínima del hormigón de 13 MPa, el reglamento vigente CBH – 87 no permite una resistencia inferior a 21 MPa (H-21).

2.9.2.1.4. Malla o armadura de reparto

Su función principal es la distribuir las acciones y por lo tanto las solicitaciones frente a acciones concentradas para no recargar a las viguetas individualmente. Estos elementos, además, permiten un comportamiento monolítico del entrepiso confiriéndole rigidez torsional a las viguetas que lo componen.

Si bien no existe nada especificado en la reglamentación vigente para su distribución y dimensionado algunos proveedores sugieren colocar dos barras de diámetros 8 mm o 10 mm separadas cada 30 cm.

2.9.2.1.5. Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de losas aligeradas unidireccionales, la norma boliviana del hormigón armado no establece métodos definidos para su diseño, por lo tanto, se recurrirá a metodologías planteadas por las empresas proveedoras de viguetas pretensadas en nuestro medio como ser: PRETENSA, CONCRETEC.

- Para sobrecargas normales hasta 300 Kg/m^2 y para 50 cm de separación entre viguetas, respeta las relaciones.

$d = L/30$ para longitudes menores a 5.00 m

$d = L/25$ para longitudes mayores a 5.00 m

donde: L = longitud de la vigueta.

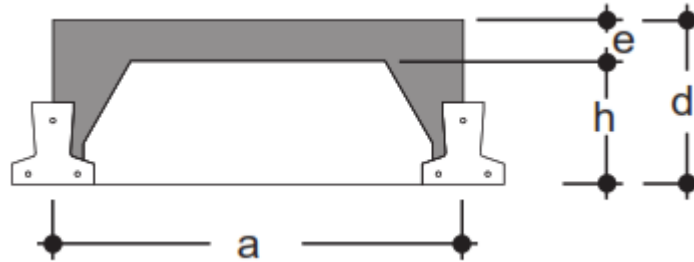
- Para sobrecargas normales hasta 400 Kg/m^2 y para 40 cm de separación entre viguetas, respeta las relaciones.

$d = L/30$ para todas las longitudes.

donde: L = longitud de la vigueta.

- Para cargas mayores se deberán verificar las secciones según la Tabla de Momentos Flectores Admisibles que cumplan con las solicitaciones.

Figura 8: Altura "d", de la losa aliviana unidireccional



Fuente: Ficha técnica PRETENSA

2.9.2.1.6. Deflexiones Permisibles

Las deflexiones permitidas en un elemento estructural dependerán de los elementos estructurales o no estructurales que se encuentren bajo estos, así como la susceptibilidad de los materiales que componen a estos elementos a sufrir daños debido a estas deflexiones.

Si la losa o viga soporta elementos no estructurales frágiles como tabique revocado con yeso, o muros divisorios con vidrio, la deflexión admisible o máxima será **L/480**. Este es el caso de la mayoría de las estructuras en Latinoamérica, por lo que debe tenerse especial cuidado con estos parámetros.

2.9.3. Estructura de sustentación de la edificación

2.9.3.1. Diseño de Vigas

Son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a esfuerzos de flexión. Se analizará las secciones rectangulares, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

2.9.3.1.1. Diseño de armadura por flexión

- Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s

$$M_d = \gamma_s \cdot M$$

- Se deberá estimar el momento reducido de cálculo con la siguiente ecuación:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Donde:

b_w = Ancho de la viga

d = Distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón.

➤ Se calculará el valor μ_{lim} , que se obtiene de Tabla

si: $\mu_{lim} \geq \mu_d$ no necesita armadura a compresión

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, solo se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción. Por lo que, se deberá seguir los siguientes pasos:

1) Con el valor del momento reducido, ingresar a la tabla universal para flexión simple o compuesta, para obtener la cuantía mecánica de la armadura.

2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo⁷

Donde:

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

w = Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

A_s = Área de la armadura a tracción.

3) Estimar la armadura mínima y el valor de “ w_{min} ” se obtiene de la Tabla de Cuantías Geométricas Mínimas.

$$A_{s_{min}} = w_{min} * b_w * d$$

4) Adoptar la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados.

⁷JIMENEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª. ed.). Cap. 14 Vigas rectangulares. En 14.1.- Generalidades. P 268-279.

2.9.3.1.2. Diseño de armadura de corte

Resulta que el hormigón puede resistir, en la situación de rotura, un esfuerzo cortante V_{cu} . Mientras que el cortante total de cálculo no supere este valor, $Vd \leq V_{cu}$, no serían teóricamente necesarias las armaduras transversales. Y puede expresarse:

$$Vd = V_{cu} + V_{su}$$

Al suponer que el hormigón resiste V_{cu} , las armaduras transversales necesarias para resistir V_{su} trabajarán como celosía.

2.9.3.1.3. Procedimiento de cálculo

Se comienza por determinar el esfuerzo cortante absorbido por el hormigón, V_{cu} , y el valor de agotamiento por compresión del alma, V_{ou} .

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d$$

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

Donde:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = \text{Resistencia convencional del hormigón a cortante (Kg/cm}^2\text{)}.$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma} = \text{Resistencia de cálculo del hormigón (Kg/cm}^2\text{)}.$$

d =Canto útil.

b =Ancho del alma.

Estos valores hay que compararlos, en las distintas secciones, con el correspondiente esfuerzo cortante de cálculo, $Vd = \gamma_f \cdot V$, pudiendo presentarse los siguientes casos:

- Si $Vd \leq V_{cu}$, el hormigón de la pieza resiste por sí sólo el esfuerzo cortante, y la viga no necesita, teóricamente, armadura transversal. No obstante, es necesario colocar unos estribos cuyo diámetro no sea inferior a 6 mm. La separación de dichos estribos debe ser:

$$s \leq 0,85 \cdot d$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

- Si $V_{cu} < Vd \leq V_{ou}$, hay que determinar la altura transversal necesaria correspondiente al esfuerzo cortante residual, $V_{su} = Vd - V_{cu}$.

Se calcula entonces:

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot s}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Donde:

A_s = Área de acero necesaria para resistir el cortante.

s = Separación de estribos (como práctica se puede determinar la armadura cada 1 m).

d = Canto útil.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

- Si $Vd > V_{ou}$, es necesario aumentar las dimensiones de la sección.

2.9.3.1.4. Cuantía mínima

Para la armadura transversal su cuantía mínima debe ser igual o mayor que 0.02:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{yd}}$$

Esta cantidad de acero estará distribuida en 1 metro lineal de viga, si se utiliza esta expresión.

2.9.3.2. Diseño de Columnas

Las columnas son elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno de los dos ejes de las secciones transversales y esta acción puede introducir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal.

2.9.3.3. Excentricidad Mínima de Cálculo

La norma toma una excentricidad mínima ficticia, en dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores, $h/20$ y 2cm siendo h el canto en la dirección considerada.

2.9.3.4. Disposición relativa a las armaduras

Las armaduras de los soportes de hormigón armado serán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos. Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe de ser 20 cm , si se trata de secciones rectangulares y 25 cm si la sección es circular.

2.9.3.4.1. Armaduras longitudinales

Las limitaciones en las dimensiones de refuerzo más importantes son las siguientes:

- Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse, por lo menos, una barra en cada esquina de la sección.
- Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2 cm del diámetro de la mayor y que $6/5$ del tamaño máximo del árido.

2.9.3.4.2. Cuantías límites

La Norma recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple, con armadura total A_s , puede expresarse de la siguiente forma:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,10 \cdot N_d \qquad A_s \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{cd}$$

Donde:

A_c = El área de la sección bruta de hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero, en este caso de 5000 Kg/cm^2 .

N_d =Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

A_s = El área de acero utilizado en la pieza de hormigón armado.

2.9.3.4.3. Armadura transversal

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes.

Siendo la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. Por otra parte, la separación S entre planos de estribos debe ser:

$$S \leq 15\phi$$

ϕ = El diámetro de la barra longitudinal más delgada.

En aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuestas a la acción del viento, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación S no debe ser superior a 12ϕ . El diámetro de los estribos en ningún caso menor de 6 mm.

2.9.3.5. Longitud de pandeo

La longitud de pandeo de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo.

La longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional. Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación: *Longitud de pandeo $l_o = k * l$ (k se obtiene entrando con Ψ)*

$$\Psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{ de todos los pilares}}{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{ de todas las vigas}}; \text{ (igual para } \Psi_B)$$

2.9.3.6. Esbeltez Geométrica y Mecánica

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = \ell_o/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo; y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = \ell_o/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i_c , de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $i_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón. Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la Norma Boliviana de Hormigón Armado son los que se mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.
- Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda_o < 29$), puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_o < 58$), debe aplicarse el método general; para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.

2.9.3.7. Columnas cortas de concreto reforzado

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de esta. Si la esbeltez mecánica es menor que 35 se trata de una columna corta, despreciando los efectos de segundo orden.

2.9.3.8. Columnas intermedias

Este tipo de columnas son aquellas que tienen la esbeltez mecánica ($35 \leq \lambda < 100$), donde para poder resolverlas se acudirá a los métodos aproximados que vienen recomendados por la norma CBH-87.

2.9.3.9. Flexión esviada

Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada cuando no se conoce a priori la dirección de la fibra neutra. Este estado se presenta lo siguiente:

En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría. Este caso es, sin duda el más frecuente en el que se encuentran.

La mayoría de los pilares, aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad.

2.9.3.10. Ábacos dimensionales en roseta

Se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M_x, M_y). Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v , μ_x , μ_y), son válidos para una sección rectangular. El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. El Proceso de cálculo para entrar a los ábacos es el siguiente:

Determinar la capacidad mecánica del hormigón:

$$U_c = f_{cd} \cdot h_x \cdot h_y$$

Determinar los esfuerzos reducidos:

$$v = \frac{N_d}{U_c}$$
$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c \cdot h_y} \qquad \mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c \cdot h_x}$$

Los datos básicos que se necesitan son los que se mencionan a continuación:

h_x, h_y = Son las dimensiones de la sección del pilar

Myd = Momentos flectores de cálculo en la dirección Y.

Mxd = Momentos flectores de cálculo en la dirección X

Nd = Esfuerzo normal de cálculo

fcd= Resistencia de cálculo del hormigón

fyd = Resistencia de cálculo del acero

Definir los valores de momento reducido para entrar a los ábacos:

$$\mu_1 = \text{mayor} (\mu_x, \mu_y) \qquad \mu_2 = \text{menor} (\mu_x, \mu_y)$$
$$\mu_1 > \mu_2$$

Determinar la cuantía mecánica W con los valores de los esfuerzos reducidos y definir la distribución de la armadura para los pilares se entra a los diagramas de interacción.

Los ábacos en roste para flexión esviada, están expuestos en el libro de “Jiménez Montoya” en el tomo II.

2.9.4. Estructuras complementarias

2.9.4.1. Diseño de Escaleras

Los sistemas de escaleras son una parte imprescindible de una edificación que presente varios niveles. La función primordial que tienen es conectar un punto de la estructura con otro, ubicado dentro de la misma, pero con diferentes cotas de nivel.

Es recomendable que posean una inclinación entre 20° y 40°. Las huellas “h” miden entre 25 a 30 cm y las contrahuellas “C” entre 16 a 19 cm.

Proceso de Cálculo:

- Cálculo del espesor de la losa de la escalera

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{L_n}{20}$$

Donde:

t = Espesor de la losa (cm).

Ln = Longitud horizontal de la escalera (cm).

➤ Cálculo de la carga última

$$q_u = P_p + A_{cab} + S_c$$

Donde:

q_u = Carga última que actúa sobre la escalera

P_p = Peso propio

A_{cab} = Acabados

S_c = Sobrecarga de uso

Una vez que se obtiene la carga última que actuará sobre la escalera se calculará como una viga sometida a flexión⁸.

➤ Cálculo del canto útil

$$d = t - \left(r + \frac{\Phi}{2} \right)$$

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera

r = Recubrimiento

Φ = Diámetro del hierro

➤ Cálculo de la armadura positiva

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

⁸ CALAVERA RUIZ, José.; Estructuras de *Hormigón Armado*. (2ª. ed.). Cap. 62 Escaleras. En 62.1.- Introducción y calculo. P 673-678.

Donde:

A_s = Área de armadura positiva

f_c = Resistencia característica del hormigón a los 28 días (Kg/cm²)

f_y = Límite de fluencia del acero (Kg/cm²)

➤ Disposición de la armadura

$$A_s = \frac{N^{\circ} \text{ barras} \cdot \pi \cdot \phi^2}{4} \quad S = \frac{b \cdot 2 \cdot r - \phi}{N^{\circ} \text{ barras} - 1} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho_{\min} \quad 0,0015 < \rho < \rho_{\max} \quad 0,0133$$

S = Espaciamiento entre barras

➤ Refuerzo de momento negativo

$$(-)A_s = \frac{(+)A_s}{2} \quad A_{s \min} = 0,0015 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \min} < (-)A_s$$

2.9.5. *Fundaciones*

El objetivo de una cimentación es transmitir las cargas de la súper estructura y el peso propio de ellas al terreno pero por demás tienen las siguientes funciones: proporcionar apoyo a la estructura distribuyendo las descargas considerando un factor de seguridad adecuado entre la estructura de cimentación y el suelo limitar los asentamientos totales y diferenciales con la finalidad de controlar los daños en la construcción y construcciones adjuntas y además mantener la posición vertical de la estructura ante las acciones.

Se emplean diversas formas o tipos de cimentación dependiendo de la magnitud de las cargas que soporta del tipo y dimensiones de la superestructura y del espesor resistencia deformabilidad y permeabilidad de los suelos o rocas sobre los que se apoya la cimentación

En el presente proyecto se analizará como fundación de la estructura las zapatas aisladas.

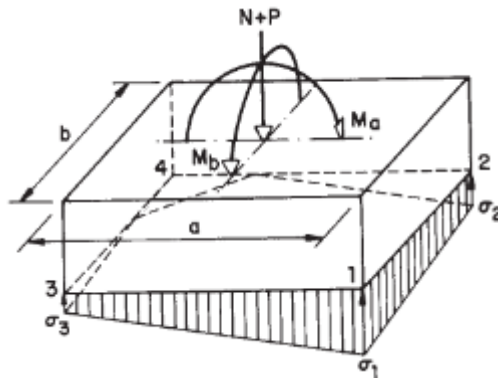
2.9.5.1. Zapatas aisladas

Los elementos de cimentación se dimensionan para resistir las cargas actuantes y las reacciones inducidas. Para ello, es preciso que las sollicitaciones actuantes sobre el elemento de cimentación se transmitan al terreno en que se apoya. Dependiendo de las necesidades de la edificación y de las características del suelo, pueden diseñarse diferentes tipos de fundaciones, en este proyecto se diseñarán zapatas aisladas.

2.9.5.1.1. Efectos de cargas excéntricas

Una zapata se considera cargada excéntricamente si la columna soportada no es concéntrica con el área de la zapata o si la columna transmite, en su unión con la zapata no solo una carga vertical sino también un momento flector.

Figura 9: Zapata aislada vista en planta sometida a cargas y momentos



Fuente: Hormigón Armado de “Jiménez Montoya” (15°. Ed.)

Tomando en cuenta estos aspectos se desarrolla a continuación diferentes casos de excentricidad. La carga puede actuar: en el centro, el núcleo, el límite y fuera del núcleo central. Tanto la instrucción española como el Eurocódigo de hormigón distinguen entre zapatas rígidas y zapatas flexibles.

- Se considera **rígidas** a las zapatas cuyo vuelo v , en ambas direcciones, no supera $2h$. En ellas la distribución de presiones sobre el terreno puede ser plana.

- Por el contrario, se considera **flexibles** a las zapatas cuyo vuelo es superior a 2h en alguna de las direcciones principales. En ellas la distribución de presiones sobre el terreno depende de la rigidez relativa entre suelo y zapata.

2.9.5.1.2. Dimensionamiento de zapata aislada flexible con carga centrada

a) Dimensionamiento en planta de la zapata

Si se asume una distribución uniforme de tensiones, las dimensiones “a” y “b” de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno.

$$\sigma_{adm} = \frac{N + P}{a \cdot b}$$

Donde:

A = Área necesaria en planta de la zapata = a · b.

σ_{adm} = Tensión admisible del terreno.

N = Carga centrada de servicio (sin mayorar).

P = Peso propio de la zapata (al no ser conocido este valor, se admite un 5% de N).

b) Dimensionamiento del canto de la zapata

Para el cálculo resistente del hormigón, puede considerarse una tensión uniforme del terreno, prescindiendo del peso propio de la zapata, ya que al fraguar el hormigón queda en un estado en el que las tensiones son nulas.

$$\sigma_t = \frac{N}{a \cdot b}^9.$$

Donde:

σ_t = Tensión uniforme del terreno sobre la zapata.

N = Axil transmitido por el soporte.

⁹JIMÉNEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª. ed.). Cap. 23 *Cimentaciones*. En 23.3.- Predimensionamiento. P 507-508.

Por razones económicas el canto debe ser el menor posible, evitando así que las zapatas necesiten armadura por cortante, reduciendo también el volumen de hormigón sin que aumenten las armaduras longitudinales. Por este motivo, se recomienda, no adoptar para el canto útil valores inferiores al mayor de los dos siguientes:

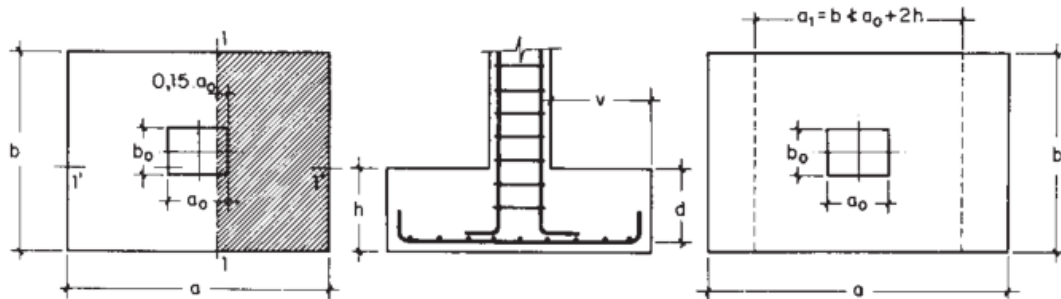
$$d \geq \begin{cases} d_2 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1} - \frac{(a_0 + b_0)}{4}} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} \end{cases}$$

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_t} \qquad f_{vd} = 0.50 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

c) Determinación de las armaduras principales (Cálculo a flexión)

La determinación de la armadura a tracción para zapatas flexibles debe hacerse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones. La armadura se determina en las secciones 1-1 y 1'-1', medidas a una distancia de la cara interior de los paramentos, como se muestra en la figura 10: $0,15 \cdot a_0$ ó $0,15 \cdot b_0$

Figura 10: *Calculo a flexión de una zapata flexible*



Fuente: Hormigón Armado de “Jiménez Montoya” (15°. Ed.)

Las normas exigen que la sección total de armadura, en una dirección, no sea inferior al 20% de la correspondiente en la otra dirección.

El momento de cálculo en la sección 1-1, debido a carga del terreno $\sigma_t = N/(a \cdot b)$ es:

$$M_{ad} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2a} \left(\frac{a - a_0}{2} + 0.15 \cdot a_0 \right)^2$$

Donde:

a = Lado mayor de la zapata.

a_0 = Lado mayor de la columna.

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones $b \cdot d$, puede determinarse mediante la fórmula simplificada para el momento reducido de cálculo.

Momento reducido de cálculo:
$$\mu = \frac{M_{ad}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Cuantía mecánica:
$$\omega = \mu(1 + \mu)$$

Capacidad mecánica del acero:

$$Us = As \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \quad \rightarrow \quad As = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Armadura mínima:
$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

La cuantía mínima exigida para el acero es: $\rho \geq 0.0015$ para acero AE-50.

2.9.5.1.3. Comprobación a cortante y punzonamiento

Se debe realizar comprobaciones a esfuerzo cortante, a punzonamiento y de adherencia.

Como resistencia convencional del hormigón a cortante se adopta el valor:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot (f_{cd})^{1/2} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

➤ En Zapatas rígidas ($v \leq 2h$, en ambas direcciones)

Cuando el vuelo sea, $v \leq 1,5 \cdot b$, la comprobación se efectúa a punzonamiento por secciones independientes. Así, la sección de referencia 2 - 2 se sitúa a una distancia d_2 del paramento del soporte, su ancho es $b_0 + d \leq b$, y su canto $d_2 \leq 1,5 \cdot V_2$.

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} * \frac{(b \cdot b_o + d) * (a - a_o - d)}{4} \leq 2 \cdot f_{vd} \cdot (b_o + d) \cdot d_2$$

Cuando el vuelo sea $v > 1,5$, la comprobación se efectúa a cortante en la sección 3-3, separada a una distancia d del paramento del soporte, de ancho b y canto d_3 . Debe ser:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right) \leq d_3 \cdot f_{vd}$$

➤ **En Zapatas flexibles ($v > 2h$, en alguna dirección principal)**

En las zapatas flexibles es necesario efectuar una doble comprobación: a esfuerzo cortante y punzonamiento. La comprobación a cortante es igual para las zapatas rígidas.

La comprobación a punzonamiento se efectúa, como en las placas, en la sección crítica A_c formada por las cuatro secciones verticales separadas $d/2$ de los paramentos del soporte, es decir, en la sección $A_c = 2(a_o + d + b_o + d)$. d_2 .

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} (a \cdot b - (a_o + d)(b_o + d)) \leq A_3 \cdot 2f_{vd}$$

Debe llamar la atención la seguridad de esta última comprobación en el caso de soportes muy alargados ($a_o > 2b_o$) se adopta para la resistencia a punzonamiento:

$$f_{yd} = 0,5 \left(1 + \frac{2b_o}{a_o} \right) \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

Evidentemente, es menor que el correspondiente a la Instrucción española¹⁰.

$$f_{yd} = 2f_{cd} = \sqrt{f_{cd}}$$

2.9.5.1.4. Comprobación de adherencia

La comprobación de adherencia se efectúa en las mismas secciones de referencia, 1-1 y 1'-1', tomadas para la flexión. El cortante de cálculo en la sección 1-1 es:

¹⁰JIMÉNEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª. ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.3.- Dimensionamiento zapatas flexibles. P 509

$$V_d = \frac{Y_f \cdot N}{a} \left(\frac{a - a_o}{2} + 0,15 * a_o \right)$$

La armadura se encuentra en buenas condiciones de adherencia cuando sea:

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \phi} = f_{cd} = k \cdot \sqrt[3]{f_c d^2}$$

En donde n es el número de barras de diámetro ϕ , y k una constante con el valor $k=0,95$ para las zapatas rígidas, y $k = 2,00$ para las flexibles¹¹.

2.10. Estrategia para la ejecución del Proyecto

2.10.1. Especificaciones Técnicas

Son las que definen la calidad de obra que el contratante desea ejecutar por intermedio del Contratista, en términos de calidad y cantidad.

Con el fin de regular la ejecución de las obras, expresamente el pliego de especificaciones debe consignar las características de los materiales que hayan de emplearse, los ensayos a los que deben de someterse para comprobación de condiciones que han de cumplir, el proceso de ejecución previsto; las normas para la elaboración de las distintas partes de la obra, las instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deben adoptarse durante la construcción; los niveles de control exigidos para los materiales y la ejecución, y finalmente las normas y pruebas.

2.10.2. Cómputos Métricos

El cómputo métrico consiste en el cálculo detallado de las cantidades de obras. Se pueden ejecutar utilizando planos marcados y planillas, generando partidas que servirán para elaborar el presupuesto de obra. Cuando el cómputo se hace en sitio, consiste en la verificación de las cantidades de obras realmente ejecutadas, llamadas también mediciones de obras.

¹¹JIMÉNEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª. ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.3.- Comprobación adherencia. P 513

2.10.3. Precios unitarios

El precio unitario se compone de 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) los cuales se describen a continuación:

A: Materiales.

B: Mano de Obra.

C: Equipo, Maquinaria y Herramientas.

D: Total materiales (A)

E: Subtotal mano de obra (B)

F: Cargas Sociales (55% de E)

G: Total mano de obra (E+F+O)

H: Herramientas menores: (5% de G)

I: Total Equipo, Maquinaria y Herramientas: (C+H)

J: Subtotal (costo directo): (D+G+I)

L: Gastos Generales y administrativos 10% del costo directo

M: Utilidades 10% de (J+L)

N: Parcial (J+L+M)

O: IVA 14,94 de (E+F)

P: IT 3,09 de (N)

2.10.4. Presupuesto

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una edificación al ser acabada, la exactitud de esta dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que constituyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuáles algunos son conocidos o son de fácil evaluación, mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

2.10.5. Planeamiento y cronograma

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajado completó pueda terminarse, las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otra se haya terminado. Una actividad en un proyecto, usualmente se ve como un trabajo que se requieren tiempo y recursos para su terminación.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costos adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra.

Partiendo de aquí se puede entender como la planificación o la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirvan de guía para la realización del proyecto.

Tanto la planificación como la programación en una obra se realizan antes de comenzar el proyecto y son herramientas importantes para poder controlar el mismo, aunque a veces es necesario reprogramar replantear.

Para la planificación y programación de presente proyecto se harán uso del método de la ruta crítica y su representación se le realiza mediante el diagrama de GATT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación el cual muestra las actividades en forma de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra.

CAPÍTULO III

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Análisis de la Topografía

Se procedió a visitar el lugar de emplazamiento en el cual se desarrolló las siguientes actividades:

El emplazamiento del “Alojamiento Rivera” se encuentra en zona de área urbana, en el manzano M, lote N.º 3, en la “Avenida 1”, ubicada en la zona de Morros Blancos. El terreno cuenta con una superficie útil de 634,286 m², de la cual el proyecto ocupa el 45% del terreno y cumple con las normativas municipales de la ciudad de Tarija.

Verificación: Se verificó que las dimensiones del terreno coincidan con las establecidas en el plano del lote.

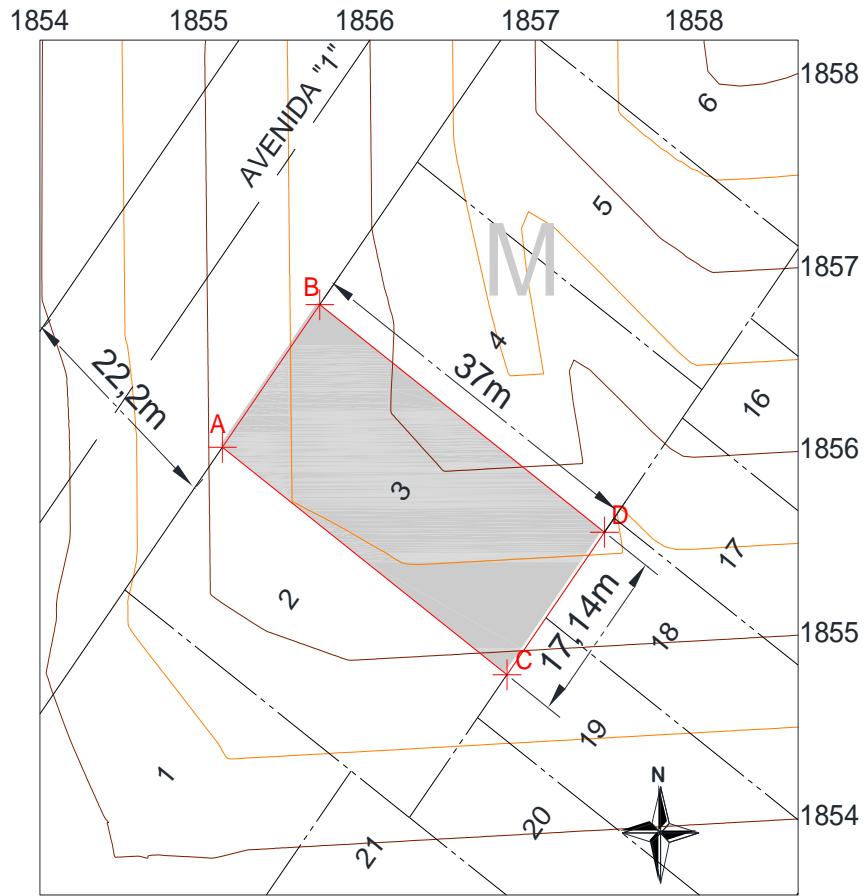
Figura 11: Ubicación del "Alojamiento Rivera"



Fuente: Elaboración propia

Este trabajo fue realizado con la ayuda de una wincha. También cabe resaltar que existen colindantes en sus laterales y lado posterior. Además, con la ayuda del Google Earth, se verificó las cotas de los vértices del terreno para apreciar los desniveles existentes que son:

Figura 12: Dimensiones y curvas de nivel del terreno



Fuente: Elaboración propia

Tabla 1: Resultados del análisis topográfico

COORDENADAS UTM			
PUNTO	SUR	ESTE	COTA [msnm]
A	7614830.00 S	326725.00 E	1855,1
B	7614843.00 S	326735.00 E	1855,8
C	7614808.00 S	326755.00 E	1854,9
D	7614821.00 S	326766.00 E	1855,6
EJE CALLE	7614835.00 S	326715.00 E	1854,9

CARACTERISTICAS DEL TERRENO	
LADO AC = BD	37,00 m
LADO AB = CD	17,14 m
SUPERFICIE	634.286 m ²
DESNIVEL	1,20 m

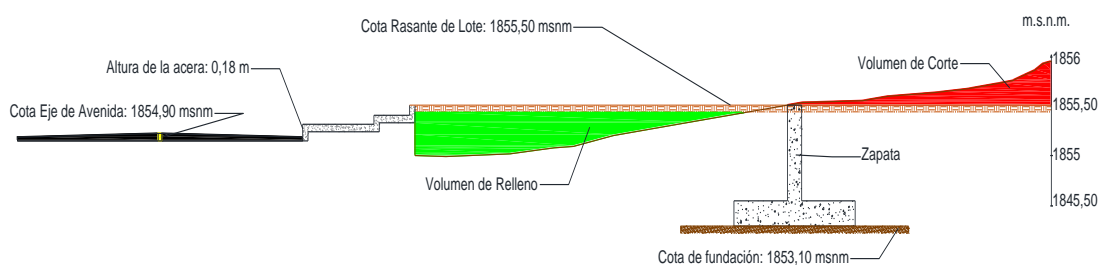
Fuente: Elaboración propia

Tras un análisis detallado y una verificación en el lugar, se constató que el terreno presenta características con variaciones de nivel.

La diferencia de altura entre el punto más elevado, con una cota de 1856.2 msnm, y el punto más bajo, con una cota de 1855 msnm, es de 1.20 metros. Asimismo, se detectó una variación de 0.40 metros entre el lado AB del terreno y la cota del eje de la avenida adyacente, que se encuentra a 1855 msnm.

La decisión de nivelar el terreno hasta una cota rasante de 1855.50 msnm se basa en criterios topográficos y constructivos. Esta nivelación permite establecer una base uniforme para la fundación y facilita la construcción. Además, al considerar la cota de la calle adyacente, que es de 1855 msnm, se garantiza que la estructura esté adecuadamente integrada en su entorno. Todas estas decisiones se toman tras un análisis detallado de la información topográfica y geotécnica (ver Anexo A.1).

Figura 13: *Sección transversal del terreno - Corte y Relleno*



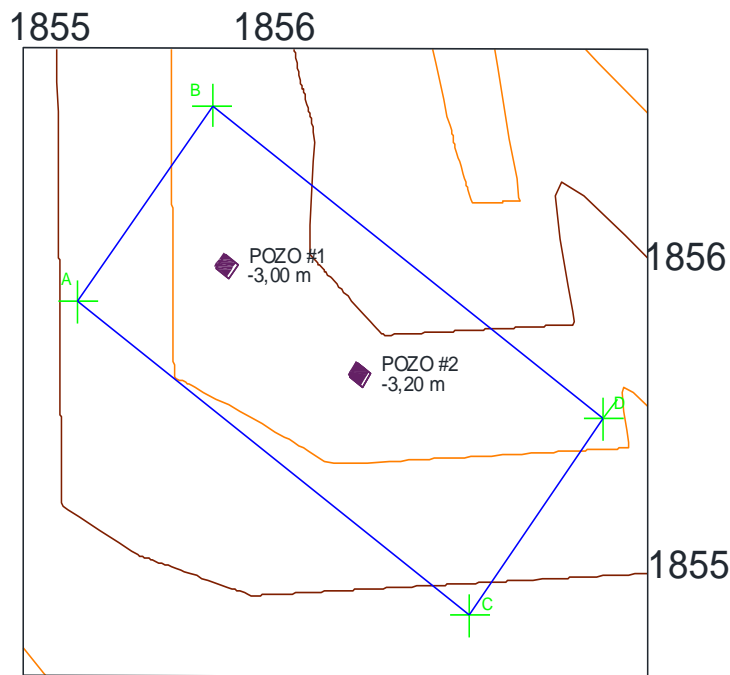
Fuente: Elaboración propia

3.2. Análisis del Estudio de Suelos

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo de SPT (STANDARD PENETRATION TEST), estudio proporcionado por el propietario.

Dicho ensayo se realizó en dos pozos ubicados en lugares estratégicos del terreno, con profundidades variables con dimensiones 1.0 x 1.0m de sección transversal y a profundidades de 3.20 m y 3.00 m.

Figura 14: Pozos de estudio (S.P.T.)



Fuente: Elaboración Propia

El estudio fue ejecutado por una empresa Consultora (Ver Anexo A.2.), dando como resultado los datos que se presentan a continuación:

Tabla 2: Características del suelo

N° Pozo	Profundidad (m)	Tipo de Suelo
1	0.00 – 3,00	Suelo en los que predomina fragmentos Suelo Arcilloso A.2-6 (1)
2	0.00 – 3,20	Suelo en los que predomina fragmentos Suelo Arcilloso A.2-6 (1)

Fuente: Elaboración propia

El contenido de humedad del terreno ensayado es bajo y no existe nivel freático en los pozos analizados

Tabla 3: *Contenido de humedad del suelo.*

N° Pozo	Profundidad (m)	Grado de Humedad Promedio
1	3,00	4,03 % (Bajo)
2	3,20	5,14 % (Bajo)

Fuente: Elaboración propia

Resultados del ensayo de S.P.T.

Tabla 4: *Capacidad portante del suelo*

N° Ensayo	Profundidad (m)	N° de Golpes	Capacidad Portante (Kg/cm ²)
1	3,00	35	2,00
2	3,20	33	2,09

Fuente: Elaboración propia

Para el proyecto, se consideró una capacidad portante del suelo de 2,00 Kg/cm², determinada mediante la aplicación de la ecuación de Terzaghi. Esta ecuación nos proporciona una estimación de la capacidad admisible del suelo a diversas profundidades. Asimismo, se ha determinado que el nivel de fundación se establecerá a una profundidad de -2,40 metros, correspondiente a una cota de fundación de 1853.1 msnm. (Ver Anexo A.2.)

Esta elección se fundamenta en la imperiosa necesidad de asegurar la estabilidad y seguridad de la estructura proyectada en el terreno. Al fijar la profundidad de la fundación en este nivel, se maximiza la utilización de la resistencia del suelo, reduciendo así al mínimo los posibles riesgos de asentamientos diferenciales o fallos estructurales.

3.3. Análisis del Diseño Arquitectónico

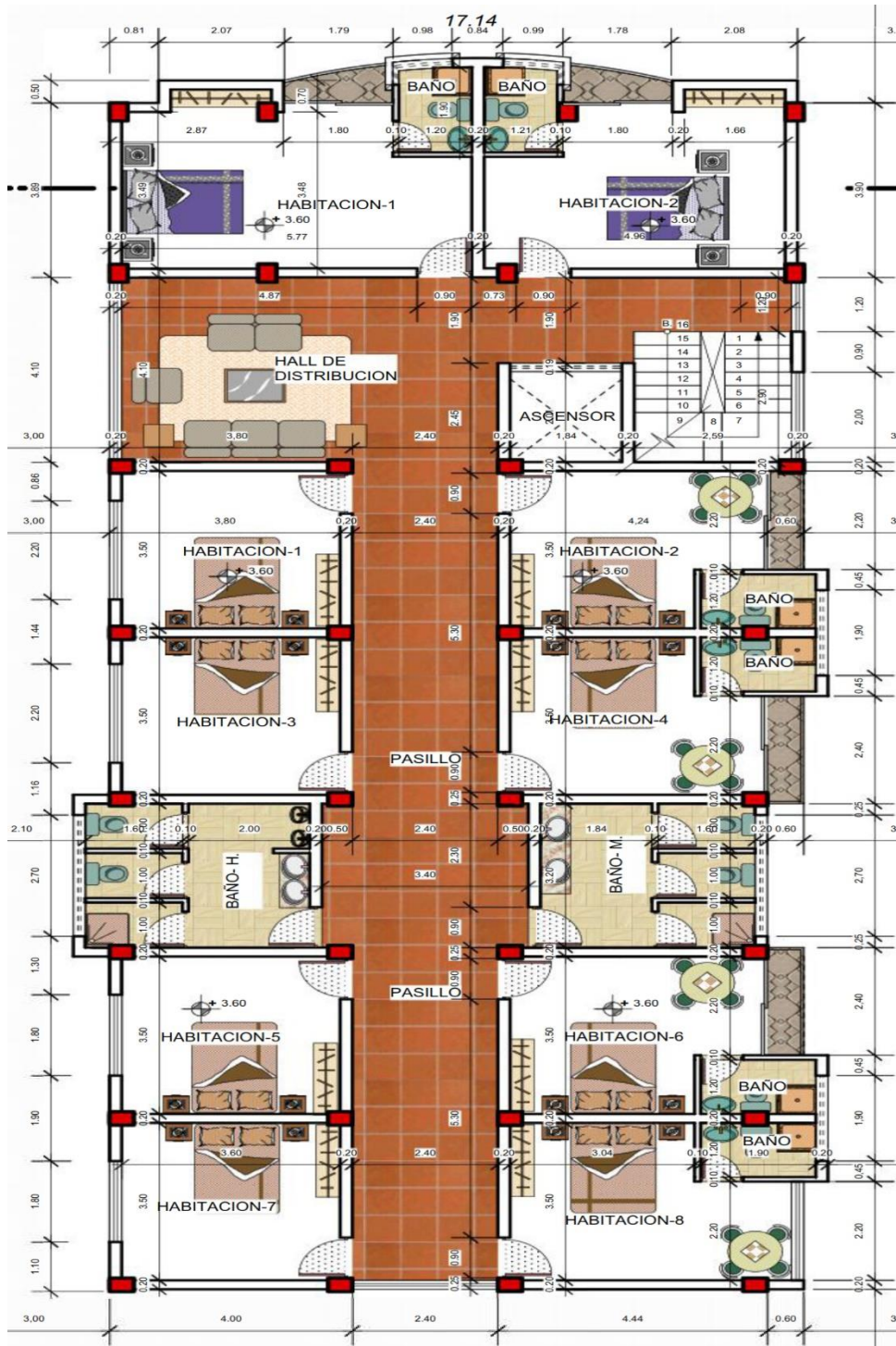
El diseño arquitectónico del “Alojamiento Rivera”, fue realizado por el Arquitecto Jaime Zenteno, para el Señor Eulogio Rivera Santos, propietario particular de esta edificación.

El sistema estructural planteado en los planos arquitectónicos consiste en pórticos de hormigón armado, losas unidireccionales de viguetas pretensadas, zapatas flexibles y escaleras de hormigón armado. También se debe mencionar que no se dispuso de muros de corte en la zona del núcleo del ascensor.

- **Planta baja:** En esta planta está el contrapiso, las escaleras y las tabiquerías de ladrillo para separar los ambientes, cuyas cargas se consideraron para el diseño de las vigas de fundación o sobrecimientos.
- **Planta tipo:** Corresponde a los entrepisos de la segunda, tercera, cuarta y quinta planta. Están conformados por losas unidireccionales de viguetas pretensadas, en las cuales se consideraron las cargas vivas y muertas correspondientes al tipo de uso que tiene la estructura. Para las divisiones de los ambientes se utilizaron tabiquerías de ladrillo. El cielo raso es de yeso para todos los entrepisos y provista de piso cerámico.
- **Terraza:** Corresponde a la cubierta y accesos para mantenimientos a instalaciones hidrosanitarias y/o eléctricas. Está conformada por una losa maciza de hormigón armado para mayor seguridad y prevenir filtraciones por las lluvias.

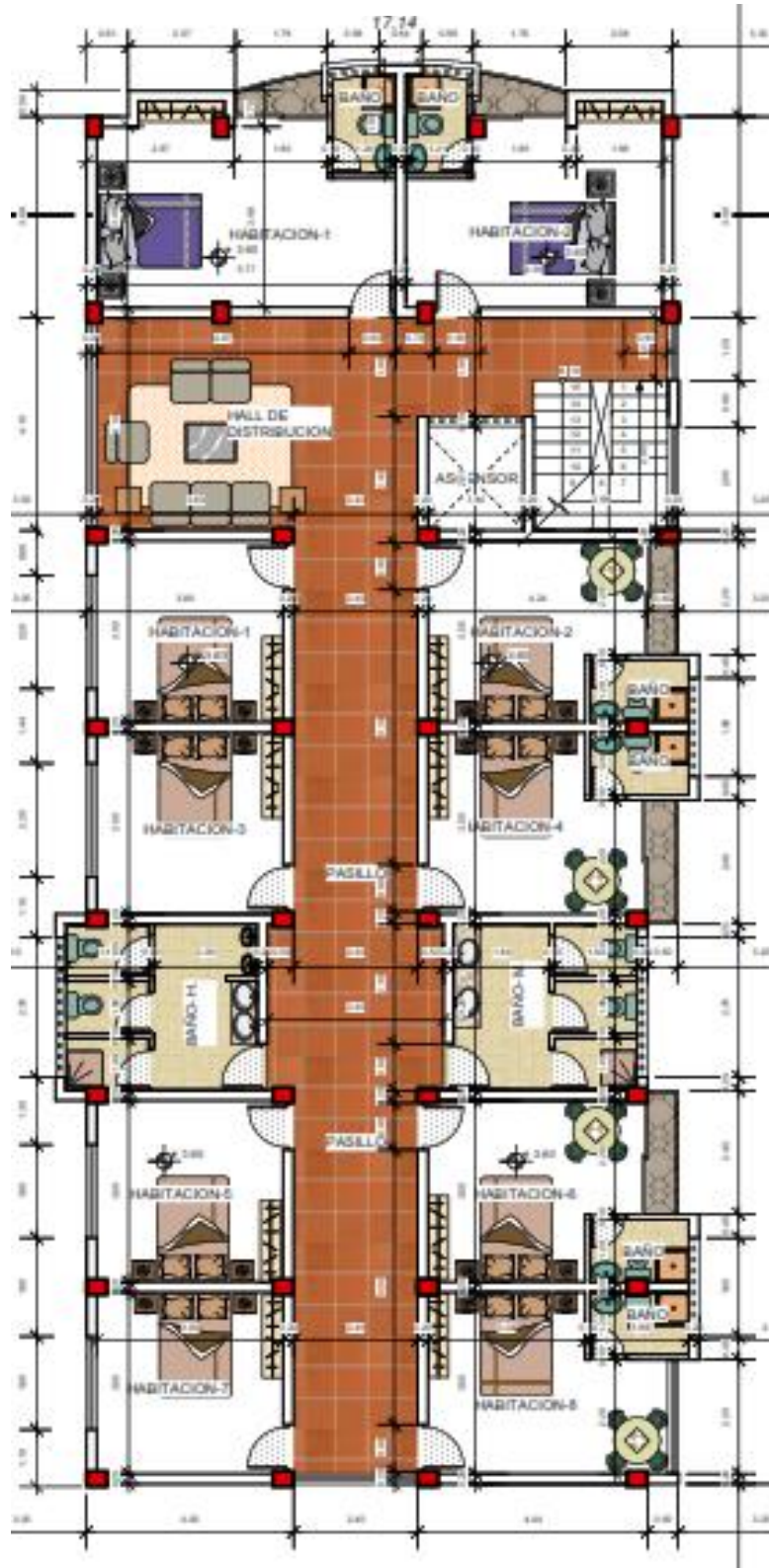
El proyecto arquitectónico tiene una superficie total de 712,58 metros cuadrados que se distribuyen en diferentes espacios y funciones. El nivel de fundación, que es la base sobre la que se construye la estructura, se sitúa a una profundidad de -2,40 metros. Esta medida se ha determinado según el estudio de suelos que se realizó previamente y que analizó las características del terreno. El nivel de fundación propuesto por el arquitecto era diferente y no se ajustaba a las condiciones del suelo.

Figura 15: Distribución Planta Baja



Fuente: Plano Arquitectónico

Figura 16: *Distribución - Planta Tipo*



Fuente: Plano Arquitectónico

3.4. Modelo Estructural

Es la parte más importante del proyecto en la cual se eligió el tipo de estructura que vendrá a soportar finalmente, el peso propio del edificio, sobrecargas y probables acciones dinámicas.

En el presente proyecto se tiene 8 ejes horizontales numerales (1-8), y 9 ejes verticales (A-G); 1 núcleo de ascensor y dos tipos de escaleras. En estas circunstancias en el sentido de los ejes horizontales se presenta como débil por la poca rigidez que nos proporciona. Se presenta además el efecto adicional por torsión debido a la ubicación del ascensor. Para tratar de equilibrar rigideces en ambos sentidos nos plantea la necesidad de rigidizar en el sentido de los ejes horizontales, el cual se pudo lograr haciendo uso de columnas rectangulares desde el eje A hasta el eje H, y con el fin de equilibrar la torsión por efecto del ascensor se ha considerado columnas rectangulares en el sentido del eje vertical.

3.4.1. Estructura de la edificación

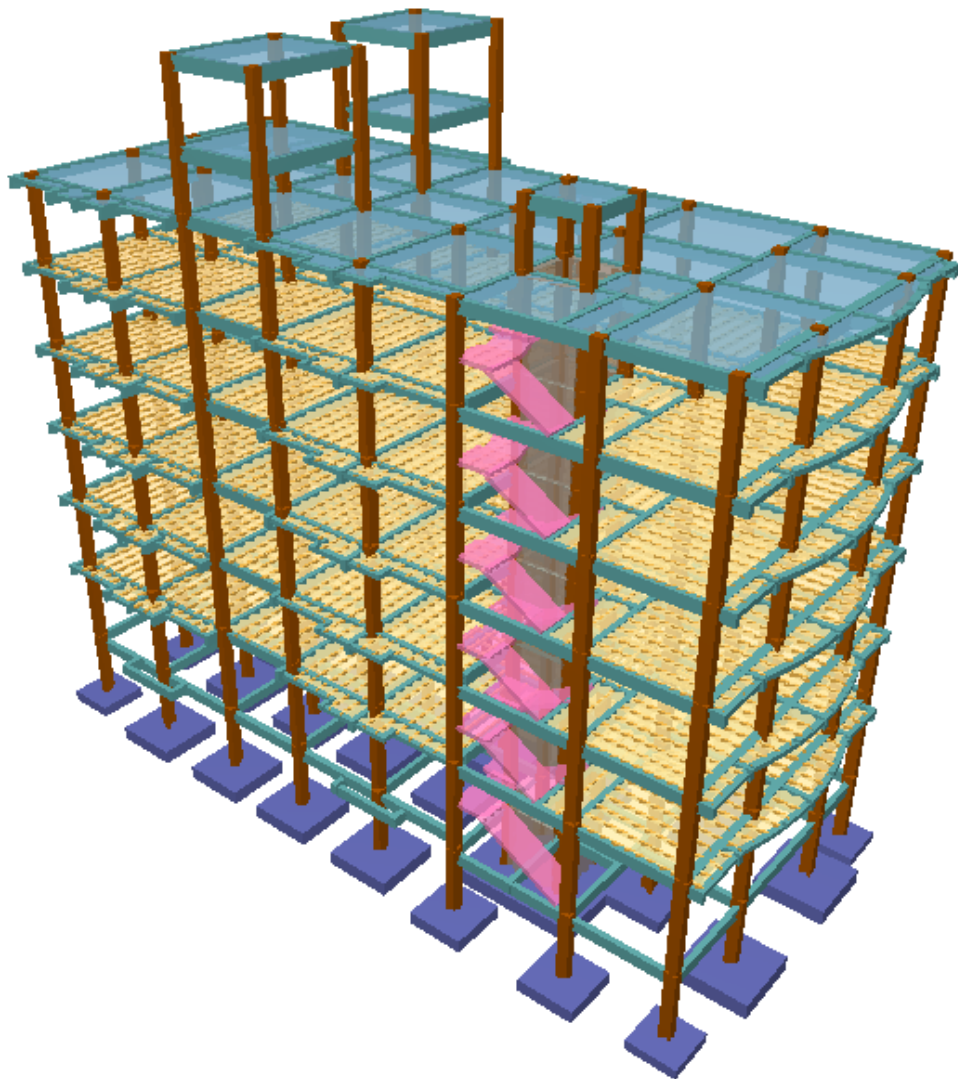
La estructura de sustentación de la edificación está constituida por un sistema aporticado y muros de corte también denominado “sistema dual” o “sistema mixto”, para dotar de una rigidez a toda la estructura.

- **Columnas:** Compuestas por secciones rectangulares y cuadradas
- **Vigas:** De secciones rectangulares (viga descolgada)
- **Entrepisos y cubierta:** Constituidos por losa alivianada de viguetas pretensadas y losa maciza.
- **Obras complementarias:** Están las escaleras de dos tipos, las cuales se encuentran concentradas en un solo núcleo y los muros de corte para el núcleo ascensor que se diseña en el capítulo IV.

3.4.2. Fundaciones

Las fundaciones están compuestas de zapatas aisladas. Las cargas provenientes de la estructura son moderadas debido a la magnitud de la obra, como así también del tipo de suelo de fundación a una profundidad de -2,40 m.

Figura 17: *Modelo estructural de la edificación*



Fuente: Cypecad 2017.m

3.5. Datos generales del proyecto

3.5.1. Normativa de diseño

Para el diseño de los elementos estructurales se empleó el método de los estados límites último ELU, empleando el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87, y con un nivel de control de ejecución de obra NORMAL, por lo tanto, además de los materiales empleados, se deben definir los coeficientes de minoración de resistencias y de mayoración de cargas.

- Normativa de diseño empleada

Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87

- Coeficientes de minoración de resistencias de los materiales

$$\gamma_c = 1.5 \quad (\text{Hormigón})$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad (\text{Acero})$$

- Coeficiente de mayoración de las cargas

$$\gamma_f = 1.6 \quad (\text{Fuerzas})$$

3.5.2. Materiales empleados

Los materiales usados en el diseño de los diferentes elementos estructurales corresponden a materiales comercializados actualmente en nuestro medio, y que se enmarcan en las especificaciones y limitaciones de la normativa ya mencionada.

Hormigón:

- Resistencia característica a compresión a los 28 días $f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia de cálculo $f_{cd} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$
- Peso específico del hormigón armado $\gamma = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- Peso específico del hormigón en masa $\gamma = 2400 \text{ Kg/m}^3$

- Módulo de elasticidad $E_c=333.000 \text{ Kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson 0.2

Acero de Refuerzo:

Para los refuerzos longitudinales y transversales de los elementos de hormigón se usará acero A-500 con las siguientes características:

- Resistencia característica $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia de cálculo $f_{cd} = 4347,83 \text{ Kg/cm}^2$
- Peso específico $\gamma = 4400 \text{ Kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad $E_c = 2.000.000 \text{ Kg/cm}^2$

3.5.3. *Características del suelo de fundación*

La clasificación del suelo a nivel fundación (-3.00 m de profundidad) corresponde a un suelo arcilloso A.2-6 (1), con una capacidad portante de 2,00 Kg/cm² según la Normativa AASHTO.

3.5.4. *Cargas consideradas en el diseño*

3.5.4.1. **Cargas permanentes “G”**

Las cargas consideradas en el diseño de la estructura, tanto permanentes como sobrecargas de uso, se desarrollan en el (Ver Anexo A.3.). A continuación, se presenta una tabla resumen de las cargas consideradas en el diseño.

Peso Propio (PP):

El peso propio de todos los elementos estructurales es calculado en forma automática por el programa, calculando el volumen a partir de su sección transversal y multiplicado por el peso específico de 2400 Kg/m³.

Carga Muerta (CM):

Además, para ambientes se ha tomado en cuenta otros tipos de carga que ejercen sobre la estructura, descritas a continuación:

Tabla 5: *Cargas muertas Superficiales*

Tipo Superficial	[Kg/m ²]
Contrapiso de H° e = 5 cm	120
Piso Cerámico	50
Cielo raso yeso e = 3 cm	37,50
Luminaria y sistemas de pleno técnico	10
TOTAL	217,5 [Kg/m²]

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6: *Cargas muertas Lineales*

Tipo Lineal	[Kg/m]
Muro de ladrillo e = 15 cm h = 3,05 m	630
Muro de ladrillo e = 10 cm h = 3,05 m	540
Muro de ladrillo e = 15 cm h = 1 m	210
Vidrio e = 10 mm	75,3

Fuente: Elaboración propia

3.5.4.2. Sobrecargas de uso “Q”

Cargas Vivas:

Guardando relación con la Norma se adoptaron las siguientes cargas vivas, a aplicarse, como sigue:

Tabla 7: *Cargas Vivas o Sobrecargas de uso*

Tipo de edificación	[Kg/m ²]
Oficinas (Residencial)	300
Corredores, pasillos y escaleras	400
Terrazas	150

Fuente: Elaboración propia

Viento:

Para el cálculo de la presión ejercida por el viento, nos apoyaremos en la norma boliviana: Acciones sobre las estructuras - Acción del viento NB1225003-1

Se tomará en cuenta la velocidad máxima del viento registrado en toda la historia en la ciudad de Tarija. Por lo tanto, $v = 21,08 \text{ m/s}$.

- Categoría de uso: II,
- Tipo de estructura C: Estructura de contraviento constituida por pórticos de $H^\circ A^\circ$
- Orografía de terreno: Llano

Peso del agua:

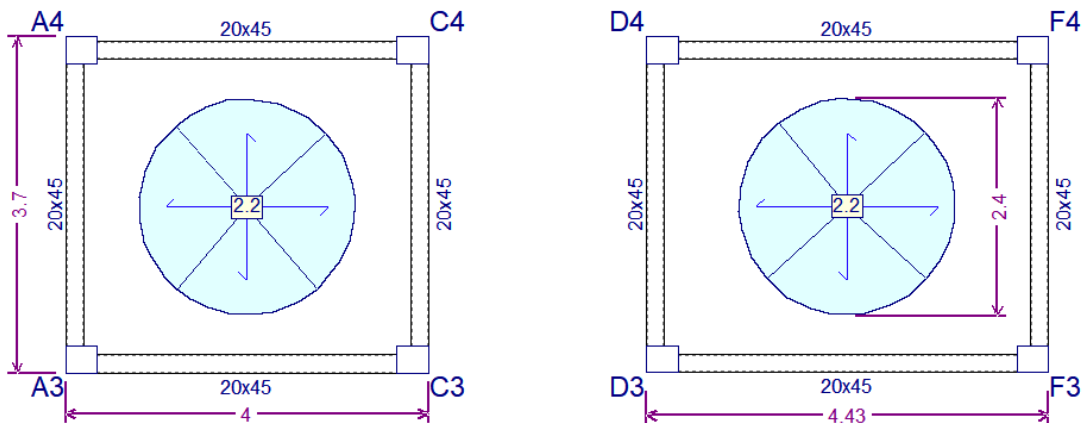
También se añadió una carga que corresponde a la carga del peso de agua, para 2 tanques de 10000 litros cada uno.

Peso específico del agua: $\gamma = 1000 \text{ Kg/m}^3$

Altura del tanque: $h = 2,20 \text{ m}$; Diámetro: $D = 2,40 \text{ m}$

Área de la losa: $A = 16,40 \text{ m}^2$

Figura 18: Presión del agua sobre la losa de fondo



Fuente: Cypecad 2017.m

$$P_a = \frac{1000 * \frac{\pi * 2,40^2}{4} * 2,20}{16,4} = 605 \frac{Kg}{m^2}$$

3.5.5. Predimensionamiento de los elementos estructurales

3.5.5.1. predimensionamiento de Columnas

Las dimensiones de las columnas inicialmente se asumieron de 30 x 40 cm; de acuerdo con las solicitaciones se analizará la sección más conveniente de la columna para evitar cuantías de acero elevadas o menores.

3.5.5.2. Predimensionamiento de Vigas

Se recomienda utilizar:

$$h = \frac{l}{12} \leftrightarrow \frac{l}{10}$$

Se tiene luces críticas tanto en las direcciones “x” y “y”, siendo la luz más crítica $l = 4,50$ m

Para una luz de 450 cm se tiene:

$$h = \frac{450}{12} \leftrightarrow \frac{450}{10}$$

$$h = 37,50 \text{ cm} \leftrightarrow 40 \text{ cm}$$

El canto de la viga por seguridad y constructivamente se adoptará:

$$h = 40 \text{ cm}$$

Para la base de la viga se puede considerar

$$b = \frac{h}{2} \leftrightarrow \frac{2h}{3}$$

$$b = \frac{45}{2} \leftrightarrow \frac{2 * 45}{3}$$

$$b = 22,5 \text{ cm} \leftrightarrow 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el predimensionamiento de las vigas queda de la siguiente manera:

b = 20 cm. y **h** = 40 cm.

3.5.5.3. Predimensionamiento de escalera

El predimensionamiento de la escalera se lo hará acorde a la arquitectura

Longitud proyectada horizontal:	$L = 3,80 \text{ m}$
Altura entre pisos:	$H = 2,90 \text{ m}$
N° de escalones	18
Espesor de la escalera	$e = L/25 = 0,152 \text{ m} \text{ --- } 15 \text{ cm}$
Ancho mínimo	$a = 1,20 \text{ m}$
Huella "h"	0,25 – 0,30 m
Contrahuella "t"	0,16 – 0,18

Dimensiones adoptadas para el diseño de la escalera:

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$a = 110 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

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

$$\text{Ancho de ojo} = 40 \text{ cm}$$

3.5.6. Elementos más solicitados

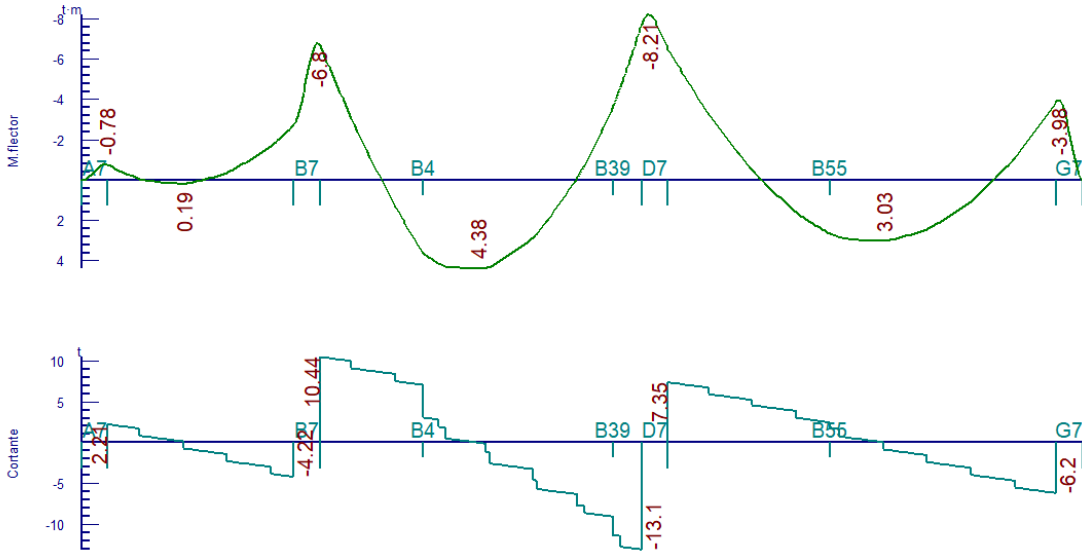
Para la obtención de los elementos más solicitados en la estructura, se calculó con el software Cypecad 2017m. y de acuerdo con las condiciones establecidas por la norma CBH-87 en Estados Límites Últimos ELU.

Al tratarse de un análisis estructural con software, los resultados obtenidos nos garantizan un buen nivel de confianza.

3.5.6.1. Vigas

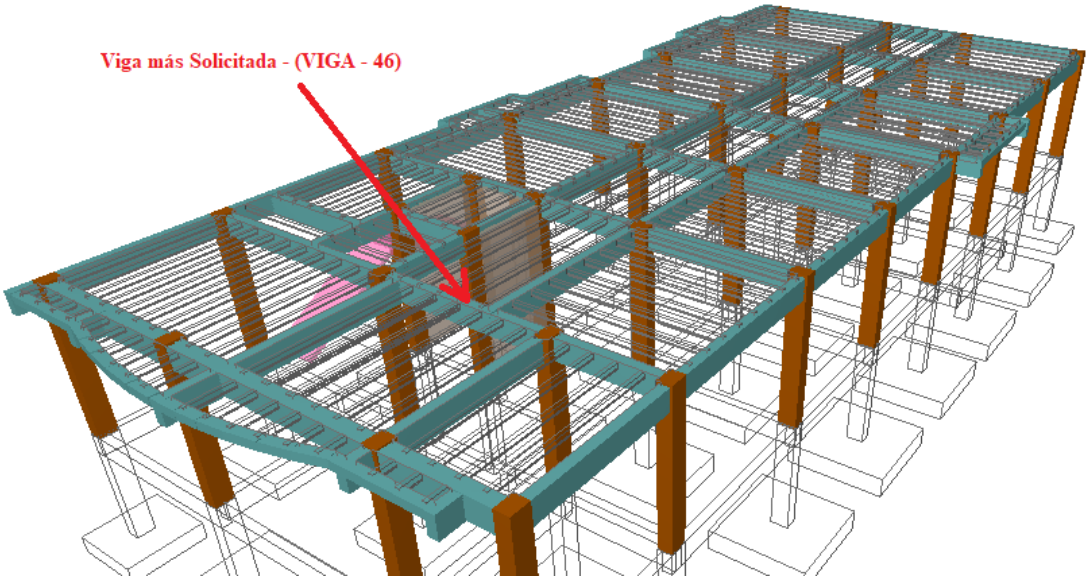
Durante el análisis estructural existen vigas de mayor solicitación, es así como verificaremos la más crítica, la cual se encuentra en el piso N°1, pórtico 12, viga 46.

Figura 19: *Envolventes en la viga 46*



Fuente: Cypecad 2017.m

Figura 20: *Vista de la viga de mayor solicitación*

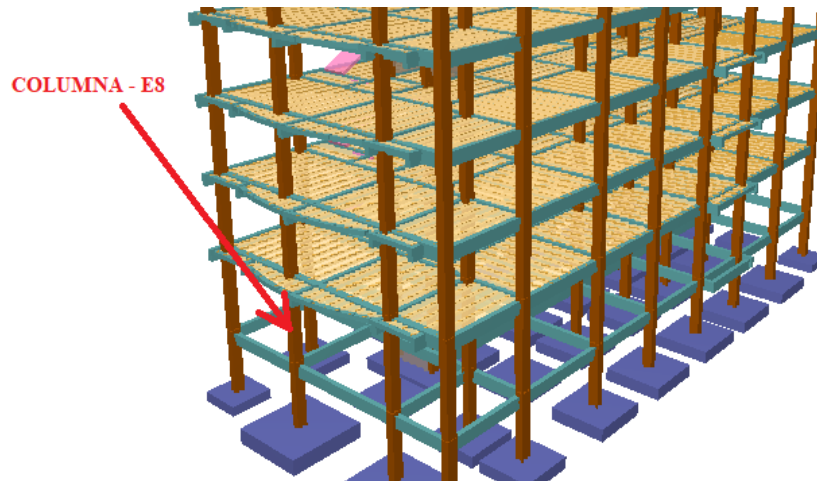


Fuente: Cypecad 2017.m

3.5.6.2. Columna

De acuerdo con el cálculo realizado por el software Cypecad 2017.m, la columna más solicitada es la E8

Figura 21: *Columna de mayor solicitación*



Fuente: Cypecad 2017.m

Tabla 8: *Esfuerzos pésimos - E8*

Columna	Planta	Dimensión (cm)	Tramo (m)	H (m)	Pésimos		
					N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)
E8	TERRAZA	30x35	15.12/17.55	2.43	19.29	1.89	0.40
	P5	30x35	12.24/14.67	2.43	49.79	2.85	0.48
	P4	30x40	9.36/11.79	2.43	80.17	2.92	0.52
	P3	30x40	6.48/8.91	2.43	110.67	2.76	0.00
	P2	30x40	3.60/6.03	2.43	141.41	2.92	0.38
	P1	30x40	0.18/3.15	2.97	173.17	3.46	0.25
	PB	30x40	-2.40/-0.27	2.13	182.28	3.65	0.35

Fuente: Cypecad 2017.m

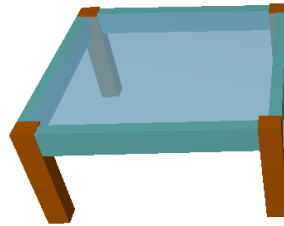
3.5.6.3. Escaleras

La estructura consta con escaleras de geometría idéntica, todas tienen el mismo dimensionamiento y se analizará el diseño de una de ellas.

3.5.6.4. Losa maciza

La losa maciza es la base de los tanques o también llamada losa de fondo. En la presente estructura se analizará la misma.

Figura 22: Losa maciza - losa de fondo.



Fuente: Cypecad 2017.m

3.5.6.5. Losa de viguetas pretensadas

Al tratarse de un dimensionamiento simple, únicamente se verificará que las deflexiones máximas permisibles de ésta estén dentro de los rangos prescritos en la norma CBH-87.

3.5.6.6. Zapata

La zapata con mayor esfuerzo en el plano de cimentación es la E8 con cálculo en E.L.U. (Estados Límites Últimos) datos que se obtuvieron de listado son:

Tabla 9: Esfuerzos en el plano de cimentación de la zapata

Columna	Esfuerzos				
	N (t)	Mx (t.m)	My (t.m)	Qx (t)	Qy (t)
E8	173.17	3,46	0,25	0,00	0,35

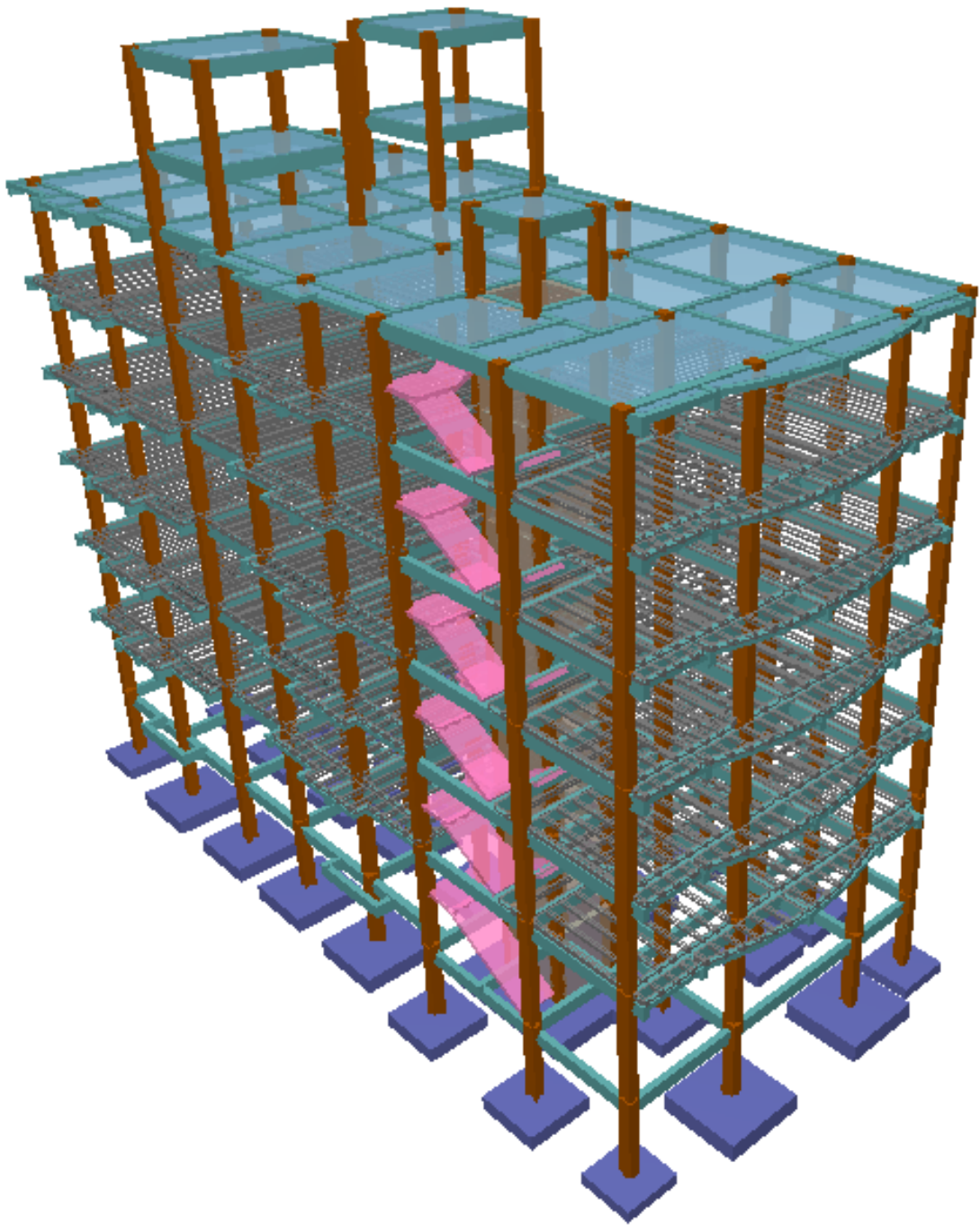
Fuente: Cypecad 2017.m

Para apreciar la zapata de mayor sollicitación: (ver figura 19)

3.6. Modelo Estructural

De acuerdo con el modelo estructural se compone de elementos de hormigón armado, que fueron diseñados de acuerdo con las especificaciones y limitaciones de la normativa adoptada y cada elemento estructural se tomó el de máximas sollicitaciones para su verificación estructural.

Figura 23: *Planteamiento y modelo estructural*



Fuente: Cypecad 2017.m

3.7. Diseño y verificación de los Elementos Estructurales

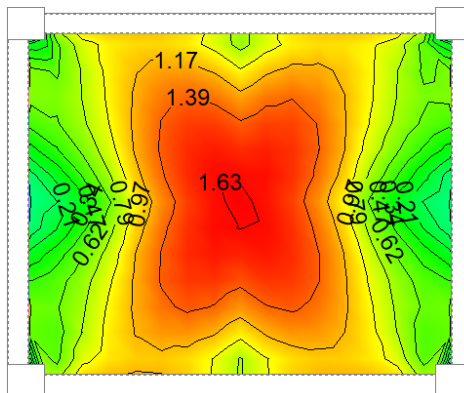
3.7.1. Diseño de Losas

3.7.1.1. Losa Maciza

Los datos generales de la rampa son los siguientes:

Altura de la losa	$h = 15.00 \text{ cm}$
Ancho de la Losa	$b_w = 100 \text{ cm}$
Recubrimiento de la Losa	$d_1 = d_2 = 1,50 \text{ cm}$
Resistencia característica del hormigón a compresión	$f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$
Límite elástico característico para un acero CA -40	$f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$
Coefficiente de seguridad del acero	$\gamma_s = 1.15$
Coefficiente de seguridad del hormigón	$\gamma_c = 1.50$
Momento en la menor dirección (inferior)	$M_x = 1630 \text{ Kg}^*\text{m/m}$
Momento en la mayor dirección (inferior)	$M_y = 2010 \text{ Kg}^*\text{m/m}$
Momento en la menor dirección (superior)	$M_x = 2300 \text{ Kg}^*\text{m/m}$
Momento en la mayor dirección (superior)	$M_y = 3190 \text{ Kg}^*\text{m/m}$

Figura 24: Esfuerzos de dimensionamiento - M_x



Fuente: Cypecad 2017.m

El diseño de losas macizas en donde se apoyarán los tanques de almacenamiento de agua, para ello se verifica los resultados de la armadura.

➤ Análisis de cálculo en la menor dirección (inferior)

Determinación del momento reducido de calculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Donde: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1,50} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$

$$d = h - d_1 = (15,00 - 1,50) = 13,50 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{163000}{100 * 13^2 * 166,67} = 0,058$$

$$\mu_d < \mu_{lim}$$

$$0,058 < 0,319$$

Cuantía mecánica: $W_s = 0,061$

Área de acero de cálculo:

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ Kg/cm}^2}{1,15} = 4347,83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 0,061 * 100 * 13,5 * \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 3.16 \text{ cm}^2/m$$

Área mínima de acero:

$$A_{s \text{ min}} = W_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot d$$

$$W_{s\min} = 0,0015$$

$$A_{s\min} = 0,0015 * 100 * 13,5 = 2,025 \text{ cm}^2/m$$

Se adopta el máximo valor de área de acero para el cálculo de armaduras de losas

$$A_s = 3.16 \text{ cm}^2/m$$

Determinación del número de barras:

Adoptamos barras de Φ 8 mm

$$n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \phi^2} = \frac{4 * 3.16}{\pi * 0.8^2} = 6.28 = 7 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{7} = 15 \text{ cm}$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

7 Φ 8mm c/15 cm

Elección = **Φ 8 mm c/15cm**

CYPECAD = **Φ 8 mm c/15cm**

➤ Análisis de cálculo en la mayor dirección (inferior)

Determinación del momento reducido de calculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$

Donde:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1,50} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = h - d_1 = (15,00 - 1,50) = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{201000}{100 * 13,5^2 * 166,67} = 0,067$$

$$\mu_d < \mu_{lim}$$

$$0,067 < 0,319$$

Cuantía mecánica:

$$W_s = 007043$$

Área de acero de cálculo:

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ Kg/cm}^2}{1,15} = 4347,83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 0,07043 * 100 * 13,5 * \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 3,64 \text{ cm}^2/m$$

Área mínima de acero:

$$A_{s \min} = W_{s \min} \cdot b_w \cdot d$$

$$W_{s \min} = 0,0015$$

$$A_{s \min} = 0,0015 * 100 * 13,5 = 2,025 \text{ cm}^2/m$$

Se adopta el máximo valor de área de acero para el cálculo de armaduras de losas

$$A_s = 3,64 \text{ cm}^2/m$$

Determinación del número de barras:

Se adopta barras de Φ 8 mm

$$n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \Phi^2} = \frac{4 * 3,64}{\pi * 0,8^2} = 7,24 = 8 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{8} = 12,00 \text{ cm}$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

8Φ8 mm c/12 cm

Elección = **Φ8 mm c/12 cm**

CYPECAD = **Φ10 mm c/15 cm**

➤ Análisis de cálculo en la menor dirección (superior)

Determinación del momento reducido de calculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$

Donde:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1,50} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = h - d_1 = (15,00 - 1,50) = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{230000}{100 * 13,5^2 * 166,67} = 0,075$$

$$\mu_d < \mu_{lim}$$

$$0,075 < 0,319$$

Cuantía mecánica:

$$W_s = 00794$$

Área de acero de cálculo:

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ Kg/cm}^2}{1,15} = 4347,83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 0,0794 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 4,11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área mínima de acero:

$$A_{s \text{ min}} = W_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot d$$

$$W_{s \text{ min}} = 0,0015$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0015 \cdot 100 \cdot 13,5 = 2,025 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta el máximo valor de área de acero para el cálculo de armaduras de losas

$$A_s = 4,11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del número de barras:

Se adopta barras de Φ 10 mm

$$n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \Phi^2} = \frac{4 \cdot 4,11}{\pi \cdot 0,10^2} = 5,23 = 6 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{6} = 15,00 \text{ cm}$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

6 Φ 10 mm c/15 cm

Elección = **Φ 10 mm c/15 cm**

CYPECAD = **Φ 10 mm c/15 cm**

➤ Análisis de cálculo en la mayor dirección (superior)

Determinación del momento reducido de calculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Donde:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1,50} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = h - d_1 = (15,00 - 1,50) = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{319000}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 166,67} = 0,0105$$

$$\mu_d < \mu_{lim}$$

$$0,105 < 0,319$$

Cuantía mecánica: $W_s = 0,1135$

Área de acero de cálculo:

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ Kg/cm}^2}{1,15} = 4347,83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 0,1135 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 5,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área mínima de acero:

$$A_{s \text{ min}} = W_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot d$$

$$W_{s\min} = 0,0015$$

$$A_{s\min} = 0,0015 * 100 * 13,5 = 2,025 \text{ cm}^2/m$$

Se adopta el máximo valor de área de acero para el cálculo de armaduras de losas

$$A_s = 5,87 \text{ cm}^2/m$$

Determinación del número de barras:

Se adopta barras de Φ 10 mm

$$n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \phi^2} = \frac{4 * 5,87}{\pi * 0.10^2} = 7,47 = 8 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{8} = 15,00 \text{ cm}$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

8 Φ 10 mm c/15 cm

Elección = **Φ 10 mm c/15 cm**

CYPECAD = **Φ 10 mm c/15 cm**

Análisis y comparación de los resultados

Durante esta verificación manual, se confirmó que la armadura seleccionada para la losa maciza de hormigón armado se asemeja con la sugerida por el software Cypecad 2017.m

Este análisis de resultados no solo valida la precisión del software utilizado, sino que también demuestra la importancia de la verificación manual en el proceso de análisis. A través de este enfoque combinado, se puede garantizar que los resultados son precisos y fiables, lo que a su vez asegura la calidad y la seguridad de la losa de hormigón armado.

Tabla 10: Resumen de resultados - armadura en losas macizas.

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	
Menor dirección (inferior)	3,16	Φ 8mm c/15cm	3,35	Φ 8mm c/15cm	2,67
Mayor dirección (inferior)	3,64	Φ 8mm c/12cm	3,55	Φ 10mm c/15cm	2,47
Menor dirección (superior)	4,11	Φ 10mm c/15cm	4,22	Φ 10mm c/15cm	2,63
Mayor dirección (superior)	5,87	Φ 10mm c/15 cm	5,42	Φ 10mm c/15cm	4,67

Fuente: Elaboración propia

3.7.1.2. Losa de Viguetas

Los entrepisos y cubierta de la estructura serán de losa alivianada con viguetas pretensadas, según la normativa CBH-87 sección propone, que el canto mínimo para forjados unidireccionales de viguetas pretensadas es¹²:

$$h = \frac{l}{28}$$

Sobrecarga de uso del proyecto

(Carga viva) = 300 Kg/m²

Luz de cálculo crítica

L = 4,97 m

- Para sobrecargas normales hasta 300 Kg/m² y para 50 cm de separación entre viguetas, respeta las relaciones.

d = L/28 para longitudes menores a 5.00 m

d = L/25 para longitudes mayores a 5.00 m

donde:

L = longitud de la vigueta.

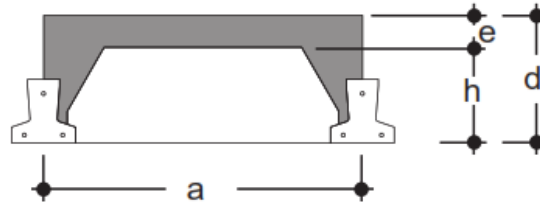
¹² CBH-87 punto 9.9.10.4.3d pág. 198

d = Altura de la losa

Cálculo de la altura de la losa:

$$d = \frac{L}{28} = \frac{497}{28} = 16,57 \text{ cm}$$

Por lo tanto, debemos adoptar una dimensión constructiva: **d = 17 cm**



Recurriendo a la tabla de losa de viguetas del catálogo de PRETENSA obtenemos:

Eje entre viguetas	a = 50 cm
Tipo de complemento de poliestireno EPS	PB 12/100/43
Altura de la vigaeta	h = 12 cm
Altura total de la losa	d = 17 cm
Peso propio	PP = 179 Kg/m ²

Vigueta pretensada:

La vigueta pretensada a disponer en la losa tendrá las siguientes características:

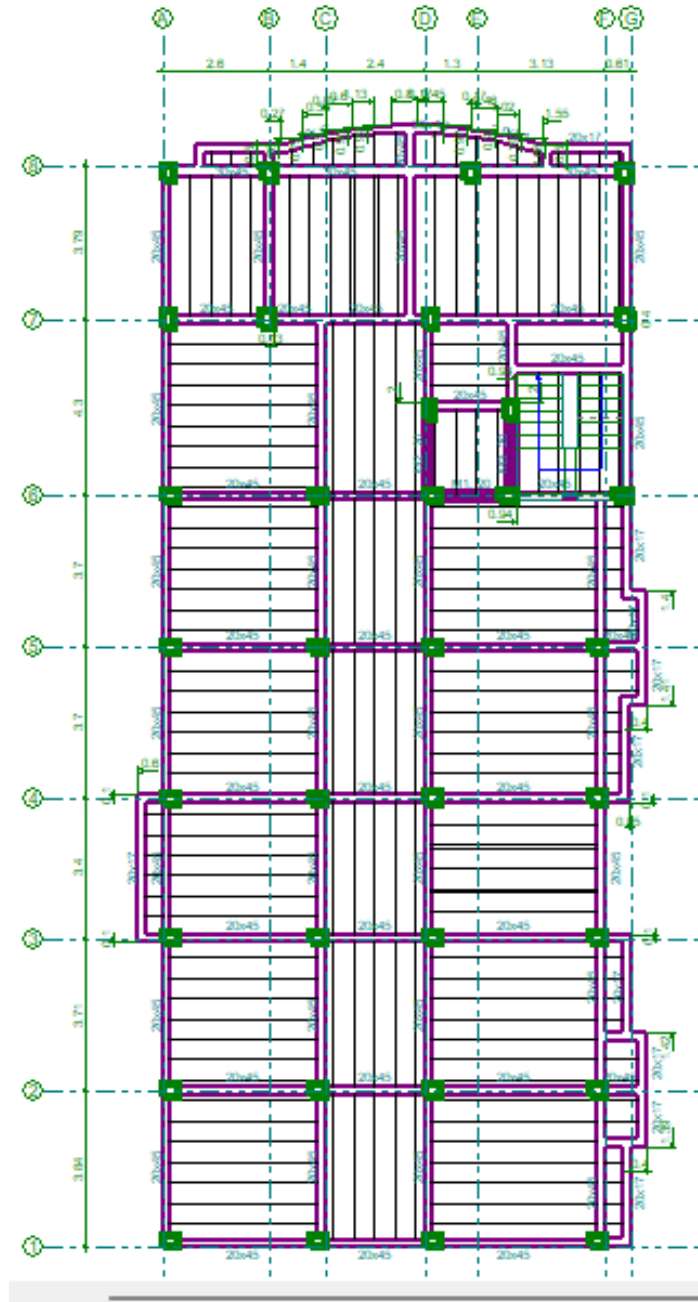
Límite elástico característico del acero de pretensado G-270 $f_{pu} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia característica del hormigón $f_{yk} = 400 \text{ Kg/cm}^2$

Todos estos parámetros nos indican el tipo de vigaeta a obtener del proveedor y están normalizados mediante norma NB-997 y N-991 Viguetas prefabricadas de hormigón pretensado.

La disposición de las viguetas se la realizara de acuerdo con la Figura 23, también se recomienda disponer de viguetas dobles en zonas donde existan muros sobre viguetas.

Figura 25: Disposición de las viguetas pretensadas

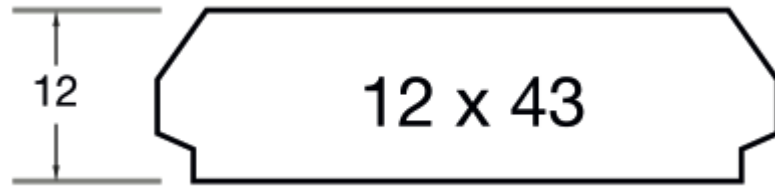


Fuente: Cypecad 2017.m

Dimensiones del complemento de poliestireno:

12 x 43 x 100 (Según la guía de productos: PRETENSA)

Figura 26: Dimensiones del complemento de poliestireno

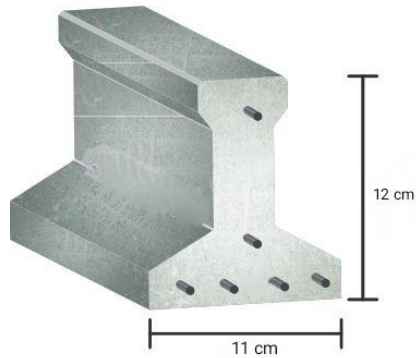


Fuente: Elaboración propia

Dimensión de las viguetas pretensadas:

(Según la guía de productos de: PRETENSA)

Figura 27: Dimensiones viga pretensada



Fuente: Elaboración propia

Determinación de la armadura de reparto:

La armadura de reparto se determina con la siguiente expresión¹³:

$$A_s = \frac{50 * h_o}{f_{sd}} = \frac{50 * 5cm}{434,78 MPa} = 0,58 \frac{cm^2}{m}$$

¹³ CBH-87 punto 9.9.10.4.3 pág. 195

Con:
$$f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500MPa}{1.15} = 434,78 MPa$$

Se empleará una malla electrosoldada de diámetro igual a ϕ 6 mm donde los alambres estarán separados cada 25 cm ($A_s = 1.13 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Carpeta de compresión:

La carpeta de compresión tendrá una altura de 5 cm y con una armadura de reparto para controlar las fisuras de ϕ 6mm espaciadas cada 25 cm.¹⁴

3.7.2. Diseño de Vigas

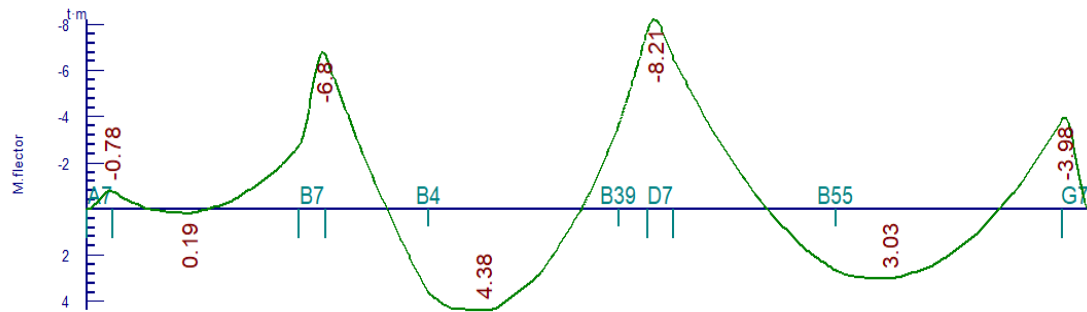
Las vigas fueron diseñadas a flexión; por lo que, las dimensiones de las vigas rectangulares son dos: 20x40 y 30*45 cm. GRUPO 2 PORTICO 12

A continuación, se realiza la verificación de la viga más solicitada. (Sección Crítica). Los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos de la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones (envolvente de diseño).

Verificación de estados límites últimos

Para realizar el cálculo de la armadura en las vigas, se escoge la viga comprendida en el pórtico 12 y entre las columnas B7 y D7 sección 20x40 cm. del primer piso.

Figura 28: Envolverte de Momentos



Fuente: Cypecad 2017.m

¹⁴ Jiménez Montoya punto 23.14 pág. 579

Verificación de la armadura longitudinal positiva para la viga 46 entre las columnas B7 y D7

Datos:

Momento Máximo Positivo Mayorado	Md=4380.00 Kg-m
Canto de la Viga	h = 40 cm
Base de la Viga	bw = 20 cm
Recubrimiento superior e inferior de la armadura	r = 2.0 cm
Canto Útil de la Sección	d = 40 cm - 2 cm = 38 cm
Resistencia del Hormigón	f _{ck} = 250 Kg/cm ²
Resistencia del Acero	f _{yk} = 5000 Kg/cm ²
Resistencia de cálculo del Hormigón	f _{cd} = 166.67 Kg/m
Resistencia de cálculo del acero	f _{yd} = 4347.83 Kg/ cm ²
Cuantía mínima	w _{min} = 0.0028
γ _c =1.5; γ _s =1.15; γ _f =1,6	

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{438000 \text{ Kg. cm}}{20\text{cm} \cdot (38\text{cm})^2 \cdot 166,67 \text{ Kg/cm}^2} = 0.091$$

Entonces: μ_{lim} = 0.319 valor obtenido en función al tipo de acero f_y = 5000 Kg/cm²

Como:

μ_d < μ_{lim} no se necesita armadura a compresión

$$0.091 < 0.319$$

Cálculo de la armadura en tracción:

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ω_s”

Con: μ_d = 0,091 se obtiene una cuantía mecánica de ω_s =0,0971

Determinación de la armadura: A_s

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0971 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 38 \text{ cm} \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 2.83 \text{ cm}^2$$

Determinación de la Armadura mínima: A_{smin}

El código CBH-87 recomienda la armadura mínima para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos.

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

$$\omega_{min} = 0,0028$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 20\text{cm} \cdot 38\text{cm} = 2.13 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 2.83 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará los siguientes diámetros: $\Phi = 12$ mm con un área de $A_{s\Phi12} = 1,13 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

Armadura longitudinal principal

$$N^\circ \text{ de barras} = 2\Phi12$$

$$A_{s\Phi12} = 2 \cdot 1,13 \text{ cm}^2 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo inferior:

$$N^\circ \text{ de barras} = 1\Phi10$$

$$A_{s\Phi10} = 1 * 0.785 \text{ cm}^2 = 0.785 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 2.26 + 0.785 = 3.05 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 2Φ12 mm + 1Φ10 mm

Elección = **2Φ12 mm + 1Φ10 mm**

CYPECAD = **2Φ12 mm + 1Φ10 mm**

Verificación de la armadura negativa en el lado izquierdo apoyado sobre B7

Datos:

Momento Máximo Negativo Mayorado

$$M_d = 6800.00 \text{ Kg-m}$$

Canto de la Viga

$$h = 40 \text{ cm}$$

Base de la Viga

$b_w = 20 \text{ cm}$

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{680000 \text{ Kg. cm}}{20 \text{ cm} \cdot (38 \text{ cm})^2 \cdot 166,67 \text{ Kg/cm}^2} = 0,14$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0.319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

Como:

$\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión

$$0.14 < 0.319$$

Cálculo de la armadura en tracción:

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ ω_s ”.

Con: $\mu_d = 0.14$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0.1558$

Determinación de la armadura: A_s

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1558 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 38 \text{ cm} \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 4.54 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: A_{smin}

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

$$\omega_{min} = 0,0028$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 38 \text{ cm} = 2.128 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 4.54 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\Phi = 12 \text{ mm}$ con un área de $A_{s\Phi12} = 1.13 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

Armadura longitudinal principal:

$$N^\circ \text{ de barras} = 2\Phi12$$

$$A_{s\Phi12} = 2 \cdot 1,13 \text{ cm}^2 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo superior:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = 3\Phi 10$$

$$A_{s\Phi 10} = 3 * 0.785 \text{ cm}^2 = 2.355 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_s \text{ real} = 2.26 + 2.355 = 4.615 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 2Φ12 mm + 3Φ10 mm

Elección = **2Φ12 mm + 3Φ10 mm**

CYPECAD = **2Φ12 mm + 3Φ10 mm**

Verificación de la armadura negativa en el lado derecho apoyado sobre D7

Datos:

Momento Máximo Negativo Mayorado $M_d = 8210.00 \text{ Kg-m}$

Canto de la Viga $h = 40 \text{ cm}$

Base de la Viga $b_w = 20 \text{ cm}$

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{821000 \text{ Kg. cm}}{20 \text{ cm} \cdot (38 \text{ cm})^2 \cdot 166,67 \text{ Kg/cm}^2} = 0,17$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0.319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

Como:

$\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión

$$0.17 < 0.319$$

Cálculo de la armadura en tracción:

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ ω_s ”.

Con: $\mu_d = 0.17$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0.1931$

Determinación de la armadura: A_s

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1931 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 38 \text{ cm} \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 5.63 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: A_{smin}

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

$$\omega_{min} = 0,0028$$

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 38 \text{ cm} = 2.128 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \text{ min}}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 5.63 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\Phi = 12 \text{ mm}$

con un área de $A_{s \Phi 12} = 1.13 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

Armadura longitudinal principal:

$$N^\circ \text{ de barras} = 2\Phi 12$$

$$A_{s \Phi 12} = 2 \cdot 1,13 \text{ cm}^2 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo superior:

$$N^\circ \text{ de barras} = 3\Phi 12$$

$$A_{s \Phi 12} = 3 * 1.13 \text{ cm}^2 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_s \text{ real} = 2.26 + 3.39 = 5.65 \text{ cm}^2$$

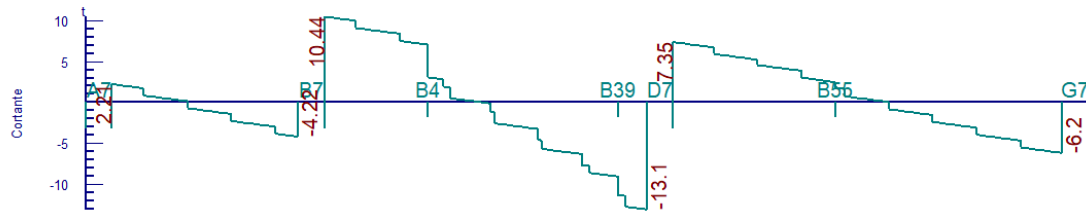
Se utilizará: $2\Phi 12 \text{ mm} + 3\Phi 12 \text{ mm}$

Elección = **$2\Phi 12 \text{ mm} + 3\Phi 12 \text{ mm}$**

CYPECAD = **$2\Phi 12 \text{ mm} + 3\Phi 12 \text{ mm}$**

Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la Columna B7 lado izquierdo de la viga

Figura 29: Envolvente de Cortantes



Fuente: Cypecad 2017.m

El cortante de diseño es $V_d = 10440 \text{ Kg}$ (cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo).

Nota: Se diseña con el cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo, debido, a que a partir de esa distancia aparece la fisura por el corte.

Datos:

$$V_d = 10440 \text{ Kg}$$

La determinación de la resistencia convencional del hormigón a esfuerzo cortante es:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ Kg/cm}^2$$

Entonces, la contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante es:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 4902 \text{ Kg}$$

Condición:

$$V_d < V_{cu} \rightarrow 10440 \text{ Kg} < 4902 \text{ Kg} \text{ No cumple}$$

Por tanto, necesita armadura transversal.

El valor de agotamiento por compresión del alma es:

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 38000,76 \text{ Kg}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 5538 \text{ Kg}$$

Condición: $V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow \text{cumple!!!}$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} = 3,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del área mínima.

$$A_{smin} = \frac{0,02 * f_{cd} * b_w * t}{f_{yd}}$$

$$A_{smin} = \frac{0,02 * 166.67 * 20 * 100}{4347.83}$$

$$A_{smin} = 1,53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos la mayor área de acero.

$$A_s = 3,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Pero como se está trabajando con dos piernas en los estribos entonces:

$$A_s = \frac{A_{smax}}{2} = \frac{3,72}{2} = 1,86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$N^{\circ} \text{barras } \Phi 8 \text{ mm} = \frac{1,86 \text{ cm}^2}{0,503 \text{ cm}^2} = 3,70 \text{ barras}$$

$$esp \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 0,85 * 38 = 32,5 \text{ cm} \end{array} \right\} = 20 \text{ cm}$$

Entonces el número de barras para ese tramo será:

$\Phi 8\text{mm c}/20 \text{ cm}$

Elección = **$\Phi 8\text{mm c}/20 \text{ cm}$**

CYPECAD = **$\Phi 8\text{mm c}/20 \text{ cm}$**

Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la Columna D7 lado izquierdo de la viga

El cortante de diseño es $V_d = 13100 \text{ Kg}$ (cortante ubicado a una distancia "d" desde la cara del apoyo).

Nota: Se diseña con el cortante ubicado a una distancia "d" desde la cara del apoyo, debido, a que a partir de esa distancia aparece la fisura por el corte.

Datos:

$$V_d = 13100 \text{ Kg}$$

La determinación de la resistencia convencional del hormigón a esfuerzo cortante es:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ Kg/cm}^2$$

Entonces, la contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante es:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 4902 \text{ Kg}$$

Condición:

$$V_d < V_{cu} \rightarrow 13100 \text{ Kg} < 4902 \text{ Kg} \text{ No cumple}$$

Por tanto, necesita armadura transversal.

El valor de agotamiento por compresión del alma es:

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 38000.76 \text{ Kg}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 8198 \text{ Kg}$$

Condición: $V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow \text{cumple!!!}$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} = 5.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del área mínima.

$$A_{smin} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot t}{f_{yd}}$$

$$A_{smin} = \frac{0,02 \cdot 166.67 \cdot 20 \cdot 100}{4347.83}$$

$$A_{smin} = 1,53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos la mayor área de acero.

$$A_s = 5,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Pero como se está trabajando con dos piernas en los estribos entonces:

$$A_s = \frac{A_{smax}}{2} = \frac{5.52}{2} = 2.76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$N^\circ \text{barras } \emptyset 8 \text{ mm} = \frac{2.76 \text{ cm}^2}{0,503 \text{ cm}^2} = 5.49 \text{ barras}$$

$$esp \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot 38 = 32.5 \text{ cm} \end{array} \right\} = 20 \text{ cm}$$

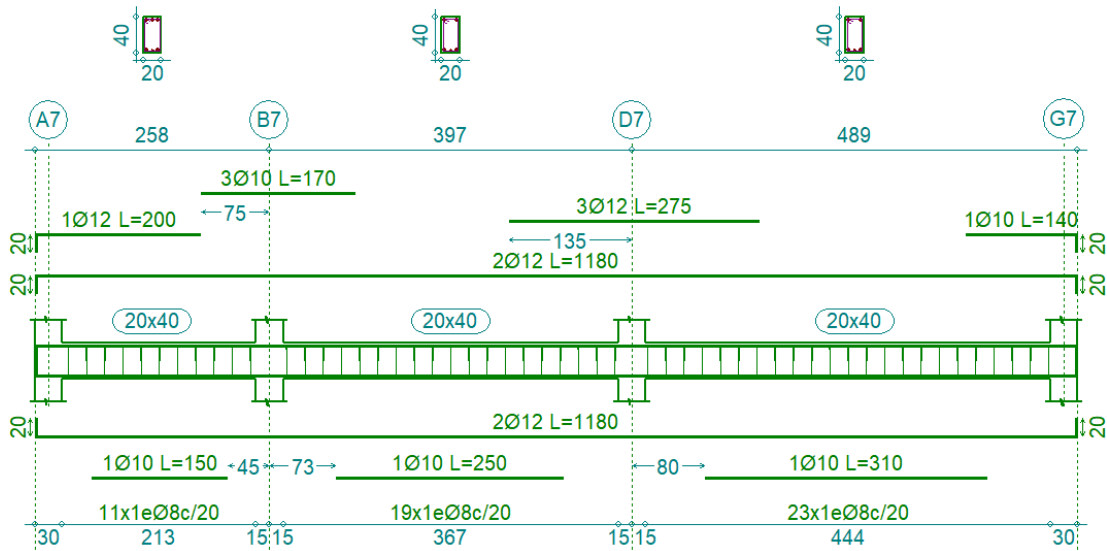
Entonces el número de barras para ese tramo será:

$$\Phi 8 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$$

Elección = $\Phi 8 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$

CYPECAD = $\Phi 8 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$

Figura 30: Armado de la Viga B7-D7



Fuente: Cypecad 2017.m

Verificación de la flecha máxima

Según el programa, se tiene una flecha máxima de:

$$f_{max} = 0,136 \text{ cm}$$

Pero según recomendación de la norma CBH-87 en el punto 9.9.10.4.3, la flecha máxima no debe de exceder el valor de la siguiente expresión:

$$f_{max} = \frac{l}{500} = \frac{367 \text{ cm}}{500} = 0,734 \text{ cm}$$

Se puede apreciar que la flecha máxima no sobrepasa la admisible; por lo tanto, está correcto.

Análisis y comparación de los resultados

Se utilizó el software Cypecad 2017.m para calcular los esfuerzos y los momentos de las armaduras longitudinales y transversales, tanto en las partes superiores como inferiores. Durante esta verificación manual, se confirmó que la armadura seleccionada para la viga de hormigón armado coincide con la sugerida por Cypecad.

Este análisis de resultados valida la precisión de Cypecad y también destaca la importancia de la verificación manual en el proceso de análisis. A través de este enfoque combinado, se puede garantizar que los resultados son precisos y fiables, lo que a su vez asegura la calidad y la seguridad de la viga de hormigón armado

Tabla 11: Resumen de dimensionamiento de viga

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	
Longitudinal (positiva)	2,83	2Φ12+1 Φ10mm	3.01	2Φ12+1 Φ10mm	5,98
Apoyo(negativo) B7	4,54	2Φ12+3 Φ10mm	4.58	2Φ12+3 Φ10mm	0,87
Apoyo(negativo) D7	5,63	2Φ12+3 Φ12mm	5,39	2Φ12+3 Φ12mm	4,26
Transversal	5,52	Φ 8mm c/20cm	5,03	Φ 8mm c/20cm	5,87

Fuente: Elaboración propia

3.7.3. Diseño de la Columna

Las columnas fueron diseñadas a flexión esviada, las dimensiones de las columnas son de 30x40 cm, 30x35 cm, 25x50 cm, 25x40 cm de acuerdo con dimensiones mínimas recomendada por la Norma CBH-87.

A continuación, se realiza la verificación de una de las columnas más solicitada. Los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones. La columna E8, presenta los siguientes datos:

Datos E8:

Resistencia característica de H ^o A ^o	$f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia característica de acero	$f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$
Recubrimiento	$r = 3 \text{ cm}$
Dimensiones	$b = 30 \text{ cm.}; h = 40 \text{ cm.}$
Longitud	$L = 2,97 \text{ m}$
Referencia	E8

Axil de cálculo	$N_d = 182280 \text{ Kg}$
Momento de cálculo en dirección x	$M_{dx} = 3650 \text{ Kg-m}$
Momento de cálculo en dirección y	$M_{dy} = 350 \text{ Kg-m}$

Resistencias Minoradas de los materiales:

$$f_{cd} = 0,90 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1.5} = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ Kg/cm}^2}{1.15} = 4347,83 \text{ Kg/cm}^2$$

Coefficiente de pandeo:

$$\psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todas las columnas}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}$$

$$\psi_B = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todas las columnas}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}$$

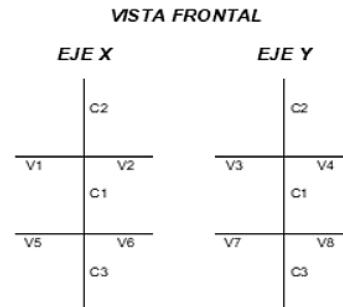


Tabla 12: Datos de geometría de los elementos que concurren a la columna

Elemento	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	Ix (cm4)	Iy (cm4)
Columna 1 (C1)	213	30	40	160000	90000
Columna 2 (C2)	297	30	40	160000	90000
Columna 3 (C3)	243	30	40	160000	90000
Viga 1 (V1)	465	30	45	227812,5	101250
Viga 2 (V2)	344	30	45	227812,5	101250
Viga 5(V5)	465	20	40	106666,7	26666,7
Viga 6 (V6)	344	20	40	106666,7	26666,7
Viga 3 (V3)	0	0	0	0	0
Viga 4 (V4)	0	0	0	0	0
Viga 7 (V7)	329	20	40	106666,7	26666,7
Viga 8 (V8)	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, el coeficiente es:

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{xV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{xV2}}{L_{V2}} + \frac{I_{xV3}}{L_{V3}} + \frac{I_{xV4}}{L_{V4}}} = 1,12$$

$$\psi_{AY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{yV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{yV2}}{L_{V2}} + \frac{I_{xV3}}{L_{V3}} + \frac{I_{xV4}}{L_{V4}}} = 1,42$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{xV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{xV6}}{L_{V6}} + \frac{I_{yV7}}{L_{V7}} + \frac{I_{yV8}}{L_{V8}}} = 2,27$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{yV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{yV6}}{L_{V6}} + \frac{I_{xV7}}{L_{V7}} + \frac{I_{xV8}}{L_{xV9}}} = 1,73$$

Traslacionalidad o Intraslacionalidad de la estructura:

Según el libro Proyecto y Cálculo de Estructuras Tomo II de J. Calavera en su capítulo 45.2.1. indica que en el caso de una estructura de edificación de menos de 15 plantas en las que el corrimiento horizontal máximo en el dintel de la última planta no supere $\frac{1}{750}$ de la altura total, se considera un pórtico intraslacional. Entonces:

Desplazamiento máximo en “y” del pilar = 0,152 cm

Altura Total = 20.1 m. = 2010 cm.

$$\frac{1}{750} * 2010 \text{ cm} > 0,152 \text{ cm}$$

$$2,68 \text{ cm} > 0,152 \text{ cm OK!}$$

Se considera pórtico: **Intraslacional**

Con estos valores se ingresan al monograma confeccionado por Jackson y Moreland, Figura Nomogramas para determinar coeficiente (Ver Anexo A.4.), correspondiente a estructuras intraslacionales, obteniéndose de este modo el coeficiente de esbeltez α .

$$\alpha_x = 0,83$$

$$\alpha_y = 0.825$$

Se tomará el valor de “ α ” mayor

$$\alpha = 0.83$$

Cálculo de la longitud de pandeo:

$$l_{ox} = \alpha_x * L = 0,83 * 297 = 246,51 \text{ cm}$$

$$l_{oy} = \alpha_y * L = 0,825 * 297 = 245,03 \text{ cm}$$

Valores límites de la esbeltez:

$$\lambda < 35 \text{ pieza considerada corta}$$

$$35 \leq \lambda \leq 100 \text{ puede calcularse excentricidad adicional}$$

$100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_0 < 58$)

Determinación de la esbeltez mecánica de la columna:

$$\lambda_{mx} = \frac{l_o}{i} = \frac{l_o}{\sqrt{\frac{I_{CX}}{A_c}}} = \frac{246,51}{\sqrt{\frac{160000}{1200}}} = 21,35$$

$$\lambda_{my} = \frac{l_o}{i} = \frac{l_o}{\sqrt{\frac{I_{CY}}{A_c}}} = \frac{245,03}{\sqrt{\frac{90000}{1200}}} = 28,29$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_{gx} = \frac{l_o}{b} = \frac{246,51}{30} = 8,22$$

$$\lambda_{gy} = \frac{l_o}{h} = \frac{245,03}{40} = 6,12$$

Esbeltez mecánica $\lambda_m = 28,29 < 35$

Esbeltez geométrica $\lambda_g = 6,12 < 10$

Como la esbeltez se encuentra entre el intervalo $\lambda \leq 35 < 100$, es una columna **corta**; por lo tanto, NO hay pandeo.

Para hacer un cálculo más ajustado debe calcularse la esbeltez límite. Para ello, se debe conocer: $C = 0,2$ (debido a que el esfuerzo es principalmente axial, se supone una distribución de armaduras iguales en las cuatro caras);

$$v = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} = \frac{182280}{30 * 40 * 150} = 1,01$$

$$e_2 = \max\left(\frac{h}{20}, 2cm\right) = \frac{40}{20} = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d} = \frac{3650 * 100}{182280} = 2,00 \text{ cm}$$

$$\lambda_{lim} = 35 \sqrt{\frac{C}{v} * \left[1 + \frac{0,24}{e_2/h} + 3,4\left(\frac{e_1}{e_2} - 1\right)^2\right]}$$

$$\lambda_{lim} = 35 \sqrt{\frac{0,20}{0,951} * \left[1 + \frac{0,24}{2/40} + 3,4\left(\frac{2}{2} - 1\right)^2\right]} = 38,65$$

$$\lambda_{lim} = 38,65 > 27,43 \text{ OK}$$

Cálculo de las excentricidades:

Excentricidad de primer orden

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = 2,01 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = 0,19 \text{ cm}$$

Excentricidad Accidental (Constructiva)

$$e_a = \frac{b}{20} = \frac{40}{20} = 2 \text{ cm} < 2,01 \text{ cm}.$$

$$e_a = 2 \text{ cm}.$$

Se utilizará $e_a = 2 \text{ cm}$ mínima recomendada por CBH-87.

Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden):

$$e_{ficx} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500}\right) * \frac{b + 20 * e_{ox}}{b + 10 * e_{ox}} * \frac{l_{ox}^2}{b} * 10^{-4} = 0,0089 \text{ cm}$$

$$e_{ficy} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500}\right) * \frac{h + 20 * e_{oy}}{h + 10 * e_{oy}} * \frac{l_{oy}^2}{h} * 10^{-4} = 0,0090 \text{ cm}$$

Excentricidad total

$$e_{(xy)máx} = e_o + e_{fic} + e_a$$

$$e_{fX} = 2,01 + 0,0089 + 2 = 4,02 \text{ cm}$$

$$e_{fY} = 0,19 + 0,009 + 2 = 2,20 \text{ cm}$$

La capacidad mecánica del hormigón U_c es:

$$U_c = f_{cd} * A_c \rightarrow U_c = f_{cd} * b * h$$

$$U_c = 166.67 * 40 * 30$$

$$U_c = 200000 \text{ Kg}$$

Los esfuerzos reducidos serán:

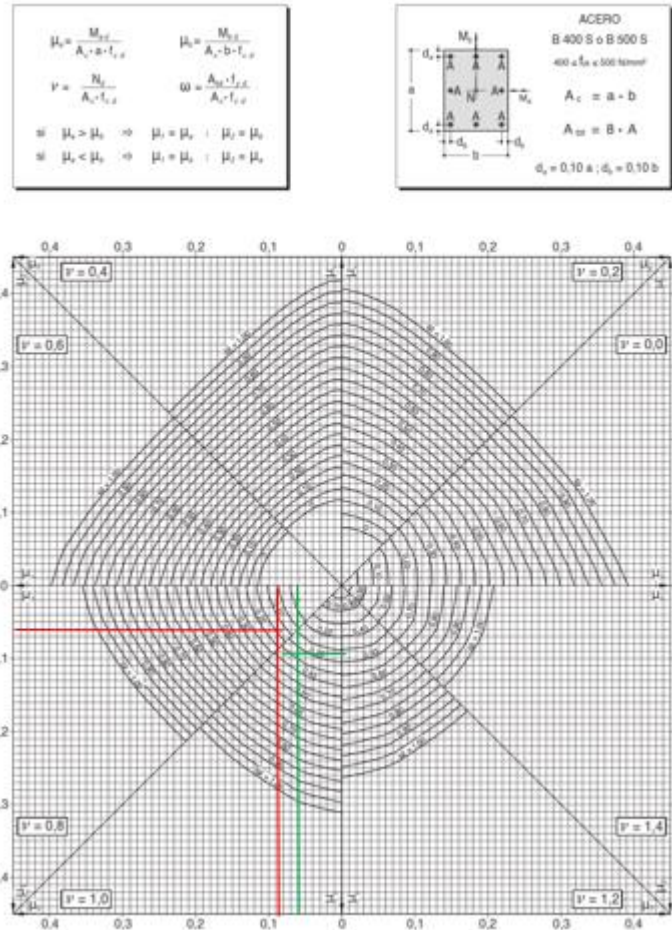
$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{182280}{200000} = 0,90$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_x}{U_c * h} = \frac{182280 * 4,02}{200000 * 40} = 0.09$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_y}{U_c * b} = \frac{182280 * 2,20}{200000 * 30} = 0.06$$

Con estos valores se ingresa al ábaco en roseta (Anexo 1 Tablas) para flexión esviada de secciones rectangulares y para armaduras SIMÉTRICAS en el sector correspondiente al valor de ν de que se trate; con los valores μ_1 y μ_2 , se obtiene la cuantía mecánica total ω . Como $\mu_x > \mu_y$ se entra en el ábaco con $\mu_1 = 0.09$ y $\mu_2 = 0.06$, resultando las siguientes cuantías mecánicas:

Figura 31: Ábaco en roseta para flexión esviada



Fuente: JIMENEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (15ª. ed.). *Ábacos en roseta*.

Para $v=0.8$ se obtuvo $w=0,15$

Para $v=1.0$ se obtuvo $w=0,32$

Interpolando para $v=0.90$ se obtuvo $w=0.25$

La armadura longitudinal necesaria será:

$$A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} \qquad A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$
$$A_s = \frac{0,23 \cdot 30 \cdot 40 \cdot 166,67}{4347,83} = 10,58 \text{ cm}^2$$

Se calcula la armadura mínima con la cuantía mínima que se obtiene de la Norma CBH-87 (Tabla 8.1.7.3)

$$w_{min} = 0.0050$$

$$A_{smin} = w_{min} \cdot b \cdot h$$

$$A_s = 6,00 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 4 Φ 16 mm (esquinas) + 2 Φ 12 mm (lateral x) + 2 Φ 12 (lateral y)

$$A_s = 4 \cdot 2,01 + 4 \cdot 1,13 \text{ cm}^2 = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total: } 12,56 \text{ cm}^2$$

Cuantía geométrica real:

$$w_{real} = \frac{12,56}{40 \cdot 30} \cdot 100 = 1,05\% \gg 0,5\%$$

Elección = **4 Φ 16 + 2 Φ 12 + 2 Φ 12**

CYPECAD = **4 Φ 16 + 2 Φ 12 + 2 Φ 12**

➤ Armadura transversal

La separación que tendrá la armadura transversal será:

$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} = 30 \text{ cm} \\ 15 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} = 15 \cdot 1.2 = 18 \text{ cm.} \end{cases}$$

Separación adoptada de estribos $s = 15 \text{ cm}$.

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \rightarrow \frac{1}{4} \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} = \frac{1}{4} \cdot 16 = 4 \text{ mm.} \\ \rightarrow \phi_{\text{Estribo}} = 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Diámetro de estribo adoptada = 6 mm.

Por lo tanto, la armadura del estribo será:

Se utilizará: $\Phi 6\text{mm c}/15 \text{ cm}$

Análisis y comparación de los resultados

Para verificar el diseño de la columna, se utilizaron los datos de entrada obtenidos del programa CYPECAD, tales como los esfuerzos normales, los momentos y los cortantes. Según los resultados, se observa que el refuerzo calculado por el software y el obtenido manualmente son idénticos, como se muestra en la tabla siguiente. Por lo que se puede tener confiabilidad en los resultados obtenidos.

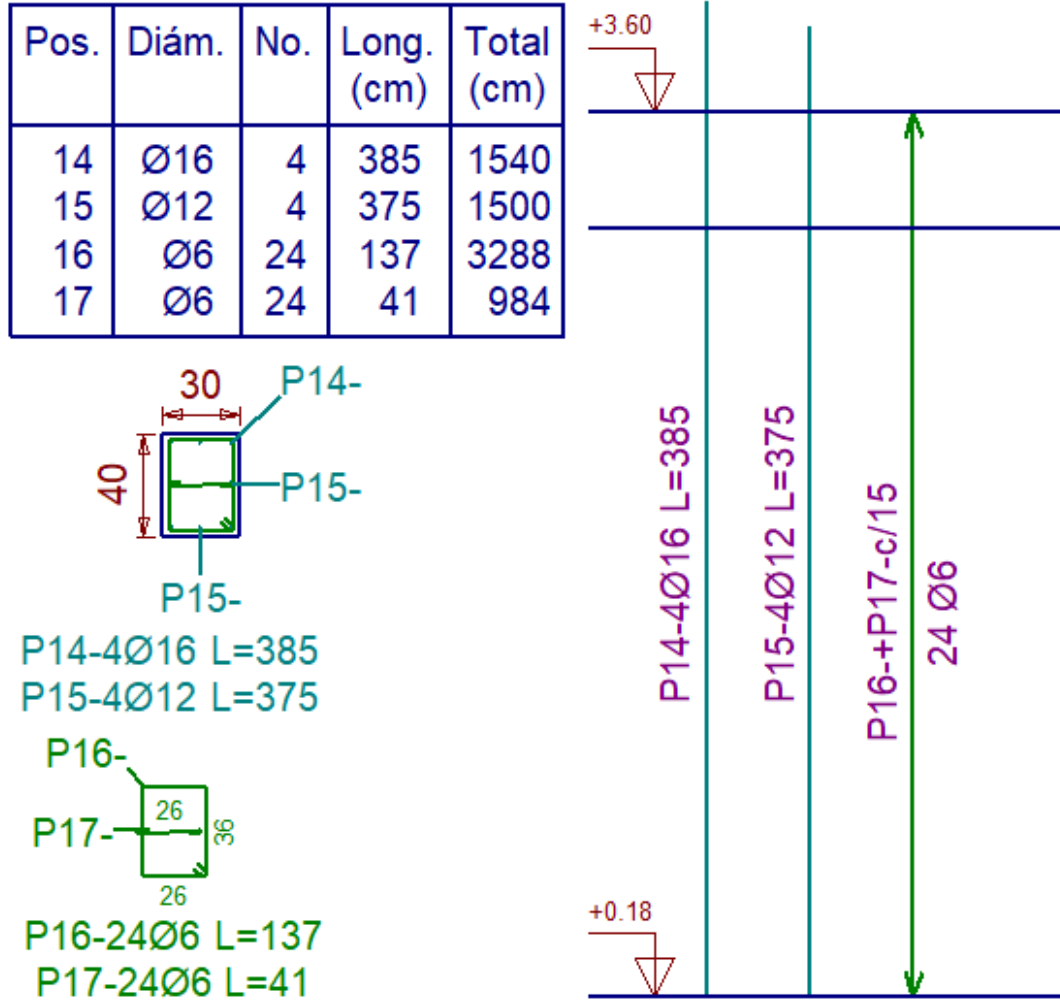
Tabla 13: *Resumen de dimensionamiento de Columna*

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	
Longitudinal	11,78	4 Φ 16 mm+2 Φ 12mm +2 Φ 12mm	12,56	4 Φ 16 mm+2 Φ 12mm +2 Φ 12mm	6,21
Transversal	1,98	$\Phi 6\text{mm c}/15 \text{ cm}$	1,98	$\Phi 6\text{mm c}/15\text{cm}$	0

Fuente: Elaboración propia

Figura 32: Armado de la columna E8

E8



Fuente: Cypecad 2017.m

3.7.4. Diseño de Obras Complementarias

3.7.4.1. Escalera

Los datos generales de la escalera son los siguientes:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{ck} = 250,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5000,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 4347,83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_1 = 1,80 \text{ m}$$

Longitud horizontal de la rampla.

$$L_2 = 1,10 \text{ m}$$

Longitud del descanso.

$$Z = 2,88 \text{ m}$$

Desnivel para salvar.

$$a = 1,10 \text{ m}$$

Ancho de la rampla.

$$B = 2,60 \text{ m}$$

Ancho total del descanso.

$$t = 0,17 \text{ m}$$

Espesor de la losa.

$$r = 0,030 \text{ m}$$

Recubrimiento de la armadura.

$$h = 0,30 \text{ m}$$

Huella.

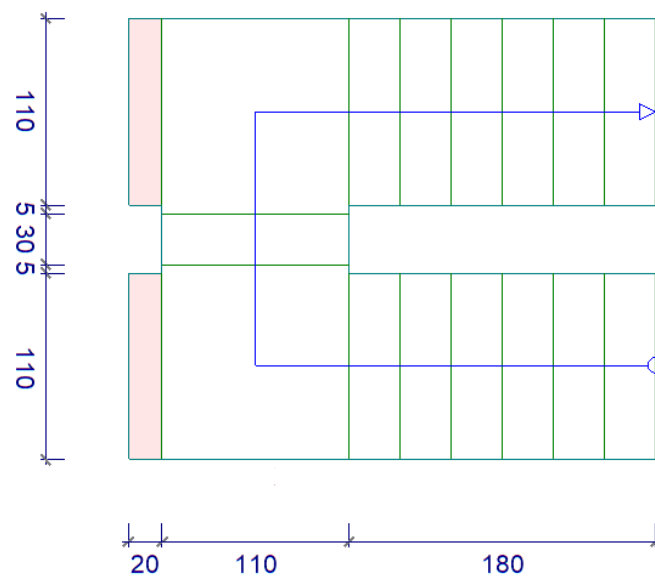
$$ch = 0,18 \text{ m}$$

Contra huella.

$$N = 16$$

Número de peldaños.

Figura 33: Vista en planta de la escalera



Fuente: Cypecad 2017.m

Cargas sobre la losa de la rampla:

$$A_{rampla} = 1,10 * 1,80 = 1,98 \text{ m}^2$$

$$q_{rampa} = t * \gamma_{H^2A^2} * a = 0,17 * 2500 * 1,10 = 467,5 \text{ kg/m}$$

$$Vol_{escalón} = \frac{h * ch}{2} * a = \frac{0,30 * 0,18}{2} * 1,10 = 0,0297 \text{ m}^3.$$

$$Peso_{peldaño} = V_{escalon} * N^{\circ}_{peld} * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0,0297 * 2500 * 6 = 445,50 \text{ Kg}$$

$$q_{peldaño} = \frac{Peso_{peldaño}}{A_{rampa}} * a = \frac{545,50}{1,98} * 1,10 = 303,06 \text{ Kg/m}$$

$$q_{acabados} = 170 * 1,10 = 187,00 \text{ Kg/m}$$

$$q_{barandillas} = 250 \text{ Kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga Muerta total} &= q_{peldaño} + q_{rampa} + q_{acabados} + q_{barandillas} \\ &= 1207,56 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Cargas sobre la losa de descanso:

$$q_{descanso} = t * peso \text{ esp. } H^{\circ} * L_2 = 0,17 * 2500 * 1,10 = 467,5 \text{ Kg/m}$$

$$q_{acabados} = 170 * 1,10 = 187 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga Muerta total} = q_{descanso} + q_{acabados} = 654,5 \text{ Kg/m}$$

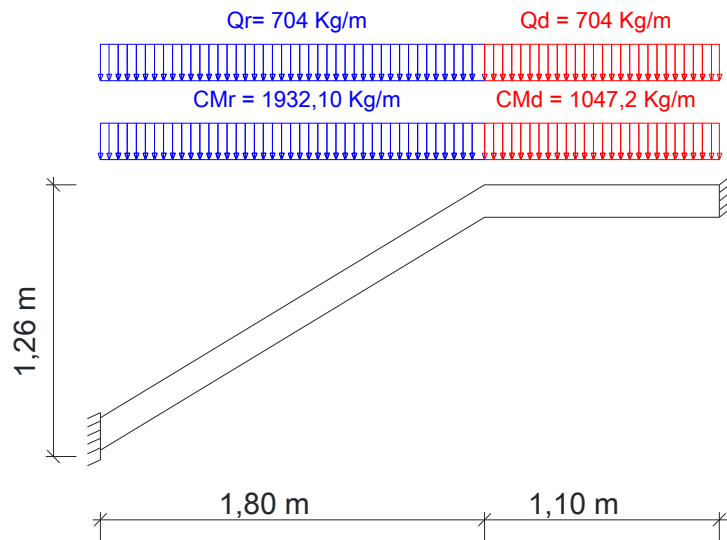
Sobrecarga:

La sobrecarga de uso se determina según el tipo de edificación la cual es de 400 Kg/m²

$$\text{Sobrecarga} = q_{SC} * a = 400 * 1,10 = 440 \text{ Kg/m}$$

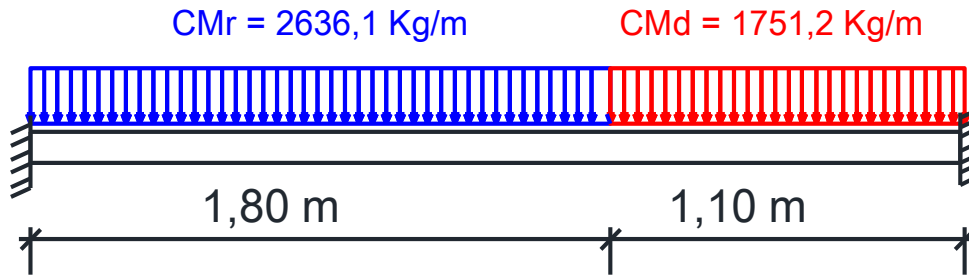
Para la obtención de los esfuerzos y se idealizará como una viga empotrada en sus extremos, tal como se aprecia en la figura 34.

Figura 34: Consideración de escalera para calcular los esfuerzos



Fuente: Elaboración Propia

Figura 35: Consideración como una losa, apoyo empotrado



Fuente: Elaboración Propia

Resolviendo se tiene que:

$$R_A = 3708,85 \text{ Kg} \qquad R_B = 2962,44 \text{ Kg}$$

$$M_{(-)A} = 1750,6 \text{ Kg} * m \qquad M_{(-)B} = 1544,34 \text{ Kg} * m$$

Momento Positivo:

$$M_{(+)} = 1290,5 \text{ Kg} * m$$

Con todas las consideraciones antes mencionadas, se procede a determinar la armadura de la escalera.

Determinación de la armadura longitudinal positiva

Datos iniciales:

$M_d = 1290,5 \text{ Kg} * m$	Momento de cálculo, en agotamiento.
$\omega_{min} = 0,0015$	Cuantía mínima para losas.
$b_w = a = 1,10 \text{ m}$	Ancho de rampa.
$t = 0,17 \text{ m}$	Espesor de la losa.
$r = 0,030 \text{ m}$	Recubrimiento de armadura.
$d = 0,14 \text{ m}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 \cdot b_w \cdot f_{cd}} = 0,04$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ Por lo tanto, la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción, se entra con $\mu_d = 0,04$ de la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,0415$ y la armadura necesaria será:

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 2,45 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s \text{ min}}$):

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 2,31 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \text{ min}}$ entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 2,45 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de $\phi = 10$ mm con un área de $A_{s \phi 10} = 0,785 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 10}} = 4,12 = 5 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{6 \text{ barras}} = 16,6 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

Dónde:

$$3,29 \text{ cm}^2 > 2,45 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Elección = **6 $\Phi 10$ mm c/15**

CYPECAD = **7 $\Phi 10$ mm c/15**

Cálculo de la armadura longitudinal negativa

Datos iniciales:

$M_d = 1750,6 \text{ Kg} \cdot \text{m}$	Momento característico de diseño, en servicio.
$\omega_{min} = 0,0015$	Cuantía mínima para losas.
$b_w = a = 1,10 \text{ m}$	Ancho de rampa.
$t = 0,17 \text{ m}$	Espesor de losa perpendicular.
$r = 0,030 \text{ m}$	Recubrimiento de armadura.
$d = 0,14 \text{ m}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 \cdot b_w \cdot f_{cd}} = 0,049$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto, la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción, se entra con $\mu_d = 0,049$ de la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,0522$, la armadura necesaria es:

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 3,10 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s \text{ min}}$):

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 2,31 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \text{ min}}$ entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 3,10 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de $\phi = 10 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \phi 10} = 0,785 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 10}} = 3,93 = 5 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{6 \text{ barras}} = 16,67 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

Se adoptará 6 barras para un espaciamiento de 15 cm.

Con un área total de:

$$A_s = 6 * 0,785 \text{ cm}^2 = 4,71 \text{ cm}^2$$

Elección = **6 Φ 10 mm c/15**

CYPECAD = **8 Φ 10 mm c/15**

Cálculo de la armadura de reparto: Esta cuantía no será inferior al 20% de la armadura principal, por lo que se tiene lo siguiente:

La armadura longitudinal principal positiva es:

$$A_s = 5,495 \text{ cm}^2$$

Considerando el 20% se tiene:

$$A_s = 0,20 \cdot A_s = 1,100 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del número de barras por metro, se considerará un diametro de $\emptyset = 12$ mm con un área de $A_{s \phi 12} = 1,13 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 12}} = 5 \text{ barras}$$

Con un área total de:

$$A_s = 5 * 1,13 \text{ cm}^2 = 5,65 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$$5,65 \text{ cm}^2 > 5,49 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Elección = **Φ 12 mm c/15**

CYPECAD = **Φ 12 mm c/15**

Análisis y comparación de los resultados

Para validar el diseño de la escalera, se realizaron cálculos manuales de los esfuerzos normales, los momentos y los cortantes. Con estos valores, se diseñaron las armaduras correspondientes y se compararon con los resultados obtenidos del programa CYPECAD. Los resultados indican que el refuerzo calculado por el software y el obtenido manualmente para la escalera son idénticos, tal como se muestra en la tabla a

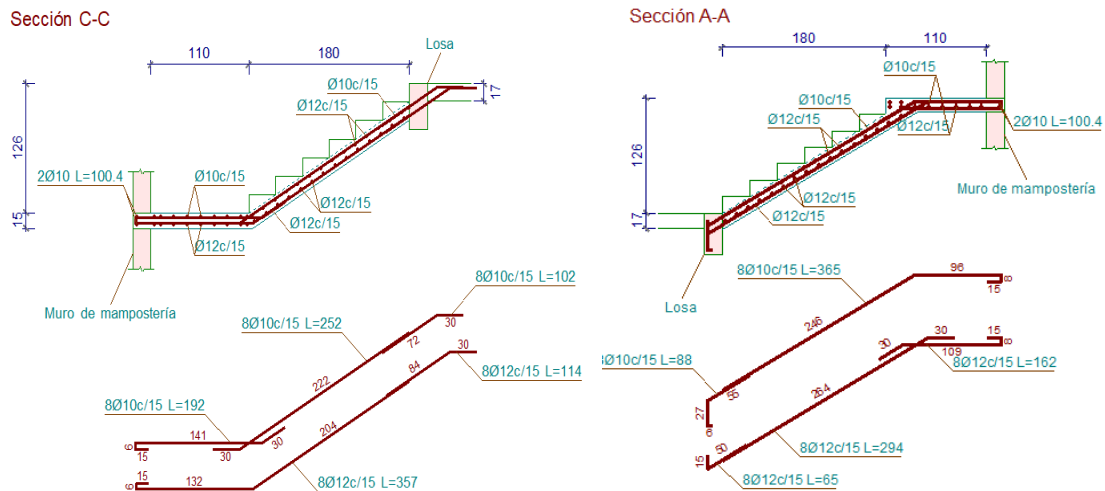
continuación. Esto nos permite tener confianza en los resultados obtenidos para el diseño de la escalera.

Tabla 14: Resumen de dimensionamiento de la escalera

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	
Longitudinal (positiva)	4,71	6 Φ 10mm c/15cm	5.49	7 Φ 10 mm c/15cm	10,19
Longitudinal (negativa)	5.49	7 Φ 10mm c/15cm	6.28	8 Φ 10 mm c/15cm	10,42
Transversal	5,49	Φ 12mm c/20 cm	5,65	Φ 12mm c/15cm	2,83

Fuente: Elaboración propia

Figura 36: Disposición de la armadura en la escalera



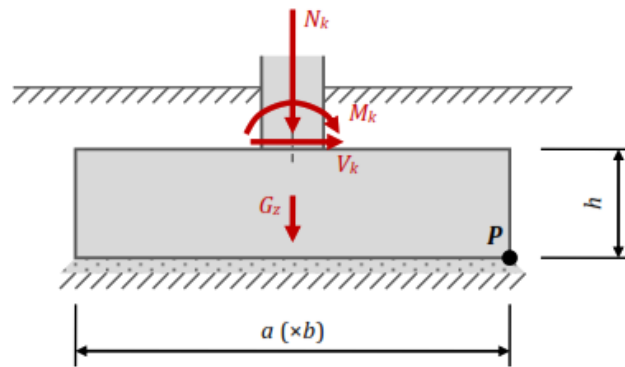
Fuente: Cypecad 2017.m

3.7.5. Diseño de Fundaciones

3.7.5.1. Diseño de la zapata aislada

Se realiza la comprobación de la zapata correspondiente a la columna E8, la misma es una zapata aislada con las características que se indica a continuación. Los datos de esfuerzo y dimensiones se obtuvieron del programa CYPECAD.

Figura 37: Representación gráfica de la zapata aislada



Fuente: Apuntes H°A° Borja Varona

Datos:

$N = 113920$ Kg Carga Axial

$M_x = 17000$ Kg-cm Momento en dirección X

$M_y = 28000$ Kg-cm Momento en dirección Y

$Q_x = 112$ Kg Cortante en dirección X

$Q_y = 300$ Kg Cortante en dirección Y

$f_{ck} = 250$ Kg/cm² Resistencia característica del H°

$f_{yk} = 5000$ Kg/cm² Resistencia característica del acero

$a_o = 30$ cm Dimensión de la base de la columna en X

$b_o = 40$ cm Dimensión de la base de la columna en Y

$\gamma = 2500$ Kg/m³ Peso específico del H°A°

$d_1 = 5$ cm Recubrimiento inferior de armadura

$\mu_{lim} = 0,319$ Momento reducido mínimo para acero AH 500

$w_{s\ min} = 0,0015$ Cuantía geométrica mínima para losas con acero AH 500

$\sigma_{adm} = 2,00$ Kg/cm² Capacidad portante del suelo de fundación

Resistencias características reducidas:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{250}{1.5} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{5000}{1.15} = 4347,83 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo del área necesaria:

$$\sigma = \frac{N_d}{b * (a - 2 * \frac{M_d}{N_d})} \leq \sigma_{adm}$$

$$a = b$$

entonces iterando "a": $2 = \frac{113920}{a * (a - 2 * \frac{28000}{113920})} = 238.86 \text{ cm}$

Se debe alterar "a" y "b" hasta encontrar la alternativa más conveniente, siempre que no se sobrepase la tensión admisible σ_{adm} .

$$a = 240 \text{ cm} \quad b = 240 \text{ cm}$$

Cálculo de la tensión máxima:

$$\sigma_t = \frac{N}{a * b} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_t = \frac{113920}{240 * 240} \Rightarrow \sigma_t = 1.97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.97 \text{ Kg/cm}^2 < 2.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia a cortante del hormigón:

$$f_{vd} = 0,5\sqrt{f_{cd}} = 0,5 * \sqrt{166,67} \Rightarrow f_{vd} = 6,45 \text{ Kg/cm}^2$$

Determinación del canto útil:

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}} = \frac{4 * 6,45 \text{ Kg/cm}^2}{1.6 * 2,00 \text{ Kg/cm}^2} \Rightarrow k = 8,06$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}} = 64,08 \text{ cm}$$

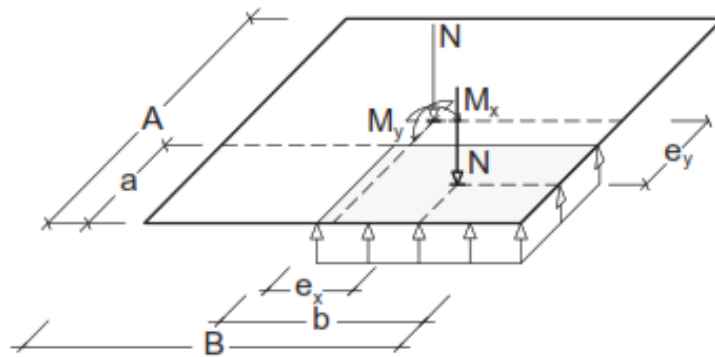
$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} = 46,43 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} = 44,78 \text{ cm}$$

Entonces se adopta $h = 55 \text{ cm}$

Con un recubrimiento de 5 cm el canto útil de la zapata será $d = h - r - \frac{\emptyset}{2} \Rightarrow d = 50,00 \text{ cm}$.

Figura 38: Acciones en el plano de cimentación



Fuente: Elaboración Propia

a) Axil en el plano de cimentación:

$$N_T = 113920 \text{ Kg.}$$

b) Momento en el plano de cimentación:

Como existen fuerzas cortantes (Q_x y Q_y) en la base de la zapata, es necesario calcular los momentos corregidos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_x = M'_x \pm hQ_y$$

$$M_y = M'_y \pm hQ_x$$

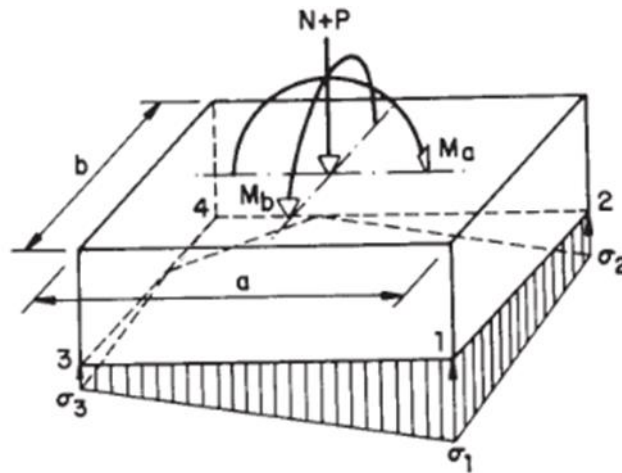
Es positivo si el momento producido por la fuerza en cuestión tiene el mismo sentido que el momento, y es negativo si tiene sentido contrario.

$$M_x = 17000 - 55 * 300 = 500 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$M_y = 23000 - 55 * 112 = 16840 \text{ Kg} * \text{cm}$$

Cálculo de los esfuerzos máximos y mínimos:

Figura 39: Esfuerzos máximos y mínimos sobre la zapata



Fuente: Elaboración Propia

$$\sigma = \frac{N}{a * b} \pm \frac{6 * M_x}{a * b^2} \pm \frac{6 * M_y}{b * a^2}$$

$$\sigma_{1max} = \frac{113920}{240 * 240} + \frac{6 * 17000}{240 * 240^2} + \frac{6 * 23000}{240 * 240^2} = 1,99 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{4min} = \frac{113920}{240 * 240} - \frac{6 * 17000}{240 * 240^2} - \frac{6 * 23000}{240 * 240^2} = 1,96 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$\sigma_{adm} > \sigma_{m\acute{a}x}$.

$2,00 \text{ Kg/cm}^2 > 1,99 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$ Estable frente al hundimiento

Verificación al vuelco¹⁵:

¹⁵ Véase: norma boliviana de hormigón CBH-87 capítulo 9.8.1

$$\gamma_{Vx} = \frac{(N + PP) * a/2}{M_x + Q_y * h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Vy} = \frac{(N + PP) * b/2}{M_y + Q_x * h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Va} = \frac{113920 * 240/2}{17000 + 300 * 55} = 408,07 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{113920 * 240/2}{23000 + 112 * 55} = 468,81 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

Verificación al deslizamiento¹⁶.-

$\delta = 35^\circ$ Ángulo de rozamiento interno del suelo

$\varphi =$ Ángulo de rozamiento de diseño

Pp = Peso Propio de la zapata

$$\varphi = \frac{2}{3} \delta = 20^\circ$$

$$\gamma \leq \frac{(N + PP) \cdot \tan \varphi}{Q_x} = \frac{(113920) \cdot \tan 20^\circ}{112} = 370,21 > 1,5 \text{ Cumple}$$

$$\gamma \leq \frac{(N + PP) \cdot \tan \varphi}{Q_y} = \frac{(113920) \cdot \tan 20^\circ}{300} = 138,2 > 1,5 \text{ Cumple}$$

Cálculo de los esfuerzos en las aristas de la zapata como se muestra a continuación:

$$\sigma_1 = \frac{113920}{240 * 240} + \frac{6 * 17000}{240 * 240^2} + \frac{6 * 23000}{240 * 240^2} = 1,99 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{113920}{240 * 240} + \frac{6 * 17000}{240 * 240^2} - \frac{6 * 23000}{240 * 240^2} = 1,97 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{113920}{240 * 240} - \frac{6 * 17000}{240 * 240^2} + \frac{6 * 23000}{240 * 240^2} = 1,98 \frac{Kg}{cm^2}$$

¹⁶ Véase: norma boliviana de hormigón CBH-87 capítulo 9.8.1

$$\sigma_4 = \frac{113920}{240 * 240} - \frac{6 * 17000}{240 * 240^2} - \frac{6 * 23000}{240 * 240^2} = 1,96 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cálculo de la armadura¹⁷:

Diseño a flexión

Es posible emplear el método general de cálculo para zapatas rígidas o flexibles:

$$M_d = \frac{\gamma_f * N}{2 * a} * \left(\frac{a - a_0}{2} + 0.15 * a_0 \right)^2$$

$$M_d = \frac{1,6 * 113920}{2 * 240} * \left(\frac{240 - 30}{2} + 0.15 * 30 \right)^2$$

$$M_{ad} = 455530978 \text{ Kg} * \text{cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{4553098 \text{ Kg} * \text{cm}}{240 \text{ cm} * (50 \text{ cm})^2 * 166.67 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 0.045$$

Cuantía Geométrica

$$w_s = \mu_b * (1 + \mu) = 0,045 * (1 + 0,045) = 0,048$$

Determinación de la Armadura necesaria

$$A_s = \frac{w_s * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,048 * 240 * 50 * 166,67}{4347,83} \Rightarrow A_s = 22,08 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$\text{Con } f_{yk} = \frac{5000 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \omega_{min} = 0,0015$$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b * d = 0,0015 * 240 * 50$$

$$A_{smin} = 18 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor, por lo que la armadura será $A_s = 22,08 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras:

Con una barra $\emptyset = 16 \text{ mm}$; $A_{\emptyset} = 2,01 \text{ cm}^2$

¹⁷ Véase: Jiménez Montoya capítulo 21.3.2 -13°

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{\phi}} = 10,98 \Rightarrow 11 \text{ barras}$$

Determinación del espaciamiento:

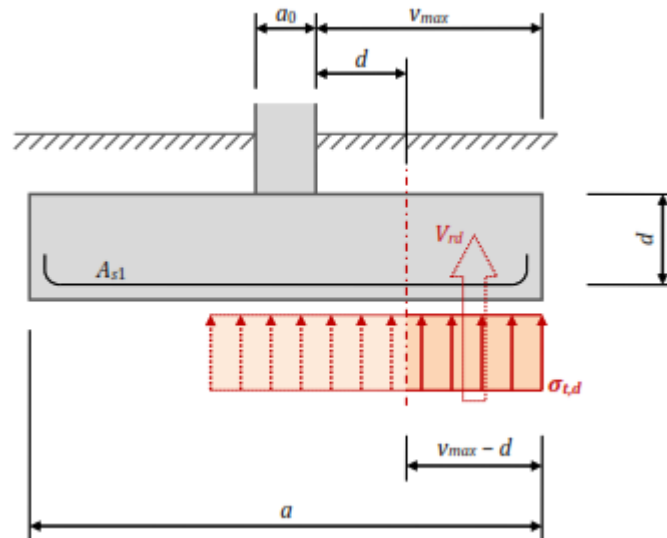
$$s = \frac{b - N^{\circ}B \cdot \phi}{N^{\circ}B - 1} = \frac{240 - 11 \cdot 2}{11 - 1} = 21,8 \Rightarrow s = 20 \text{ cm}$$

Por seguridad se adopta que para ambas direcciones se deberá de usar:

11Ø16mm c/20cm

Verificación al corte y punzonamiento:

Figura 40: Esfuerzos de corte en la zapata



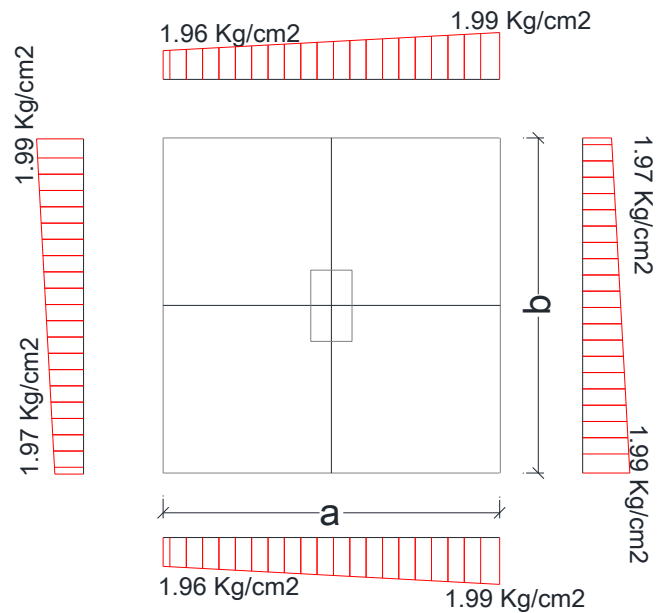
Fuente: Apuntes H A EHE pag. 215

Debido a que se empleó las fórmulas anteriores para determinar el canto mínimo que debe presentar la zapata en función del corte y del punzonamiento, podemos decir que estas verificaciones son cumplidas.

Verificación de la adherencia¹⁸:

Se realiza el cálculo de la fuerza cortante para el lado Y, debido a que esta dirección es la más solicitada.

Figura 41: Tensiones actuantes en la zapata E8



Fuente: elaboración propia

Lado Y

$$L = \frac{b - b_1}{2} + 0.15 * b_1 = \frac{240 - 40}{2} + 0.15 * 40 = 106$$

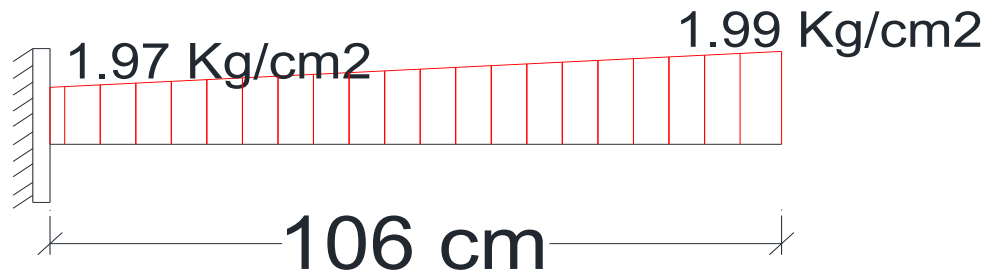
$$\sigma_y = \sigma_4 - \frac{L}{b} * (\sigma_4 - \sigma_2)$$

$$\sigma_y = 1,96 - \frac{106}{240} * (1,96 - 1,97)$$

$$\sigma_y = 1,96 \frac{Kg}{cm^2}$$

¹⁸ Véase: Jiménez Montoya capítulo 21.3.4 -13°

Figura 42: Esquema y respuesta estructural en la zapata E8



Fuente: Elaboración propia

Cortante de diseño:

$$V_d = \gamma_f * Qy * b = 1,6 * 300 * 240 = 115200 \text{ Kg}$$

$$\frac{V_d}{0.9 * d * nbarras * \pi * \emptyset} \leq k * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$\frac{115200 \text{ Kg}}{0.9 * 50 \text{ cm} * 12 * \pi * 1,6 \text{ cm}} \leq 0.95 * \sqrt[3]{\left(166.67 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)^2}$$

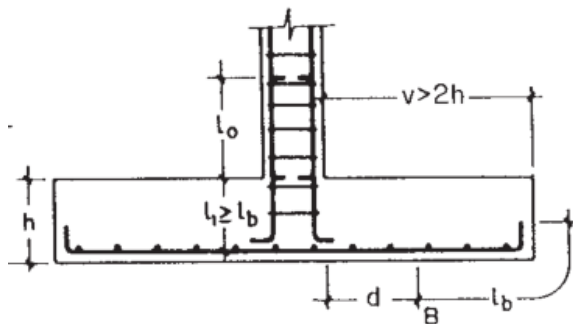
$$20.59 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \leq 28.77 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Ok)}$$

Debido a que adherencia no cumple se optó aumentar una barra y así cumplir con esta condición por lo que se tiene

12Ø16mm c/20cm

Anclaje de las armaduras¹⁹:

Figura 43: Anclaje en armaduras



Fuente: Elaboración propia

¹⁹ Véase: Jiménez Montoya capítulo 8.5.2 -13°

Zapata flexible ($v > 2h$, en ambas direcciones)

$$\text{Vuelo } v = \frac{240-40}{2} = 100 \text{ cm y } 2h = 100 \text{ cm}$$

Por tanto, se la clasifica como zapata flexible y el anclaje se contará a partir de una distancia “h” desde el paramento del soporte.

$$l_{b1} \geq \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}}$$

$$\tau_{bu} = 0.9 * \sqrt[3]{fcd^2} = 0.9 * \sqrt[3]{166.67^2} = 27.26 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$l_{b1} \geq \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1.6cm}{4} * \frac{4347.8 \frac{Kg}{cm^2}}{27.26 \frac{Kg}{cm^2}} = 63.7 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} * \frac{As.Calculada}{As.Real} = 63.7 * \frac{22,08}{24,12} = 58,31 \text{ cm}$$

$$0.30 * l_{b1} = 0.30 * 63.7 = 19,11 \text{ cm}$$

$$l_b \geq 10 \emptyset = 10 * 1.6 = 16 \text{ cm}$$

$$15 \text{ cm}$$

Por tanto, $l_b = 60 \text{ cm}$, con esto no es necesario doblar las armaduras en patillas, por lo que siempre se prolongará la armadura hasta el extremo de la zapata.

Análisis y comentarios de los resultados:

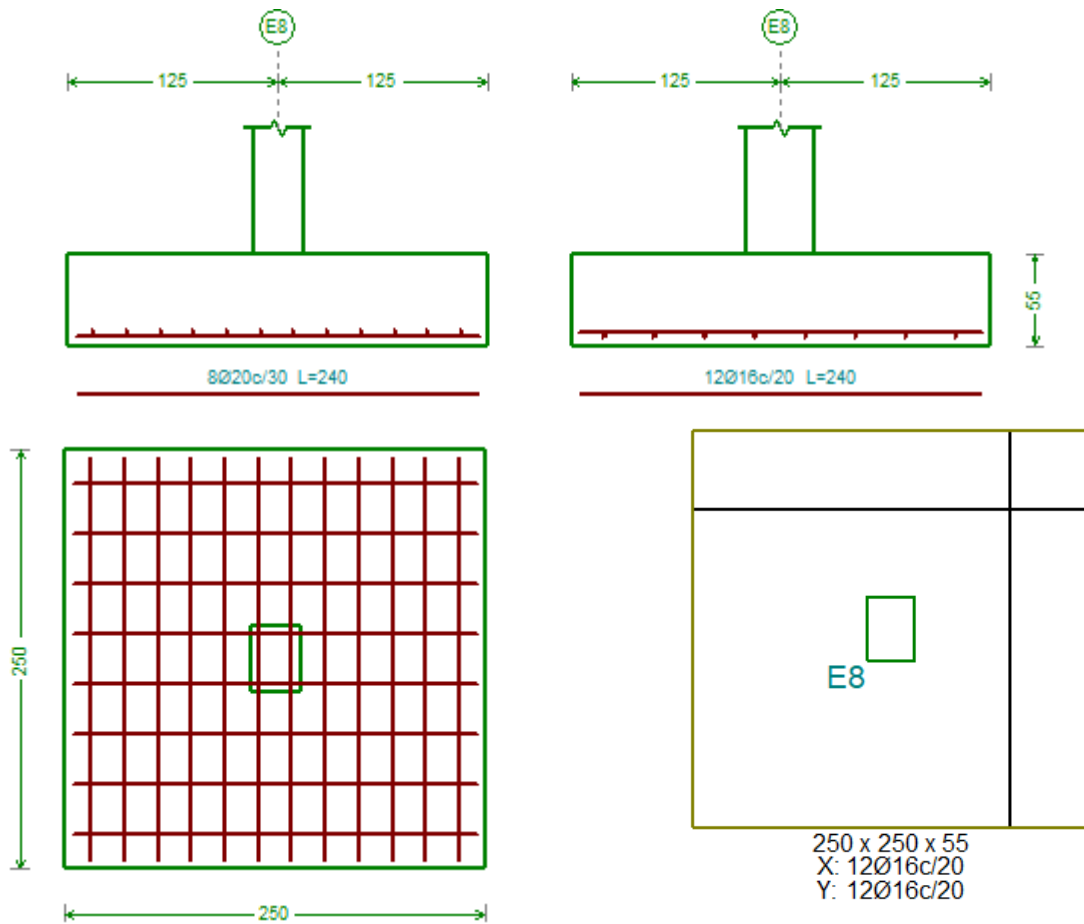
Para el diseño de las zapatas, se realizaron cálculos manuales de los esfuerzos. Estos valores se utilizaron para diseñar las dimensiones y las armaduras correspondientes, que luego se compararon con los resultados obtenidos del programa CYPECAD. Los resultados indican que el refuerzo calculado por el software y el obtenido manualmente para las zapatas son idénticos, lo que nos permite tener confianza en los resultados obtenidos para el diseño de las zapatas.

Tabla 15: Resumen de dimensionamiento de la zapata

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	
Longitudinal	22,08	15Φ 16mm c/20cm	24,12	15Φ 16mm c/20 cm	8,45
Transversal	22,08	15Φ 16mm c/20 cm	24,12	15Φ 16mm c/20 cm	8,45

Fuente: Elaboración propia

Figura 44: Armado y detalle de la zapata aislada



Fuente: Cypecad 2017.m

3.8. Estrategia para la ejecución de la Obra

3.8.1. Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas realizadas para cada ítem comprenden los siguientes puntos: definición, materiales, herramientas y equipo, procedimiento para la ejecución, forma de medición, y forma de pago; cada uno de estos puntos deben ser estrictamente cumplidos en el momento de la ejecución del proyecto. (Ver Anexo A.5.).

3.8.2. Cómputos Métricos

Los cómputos métricos tienen el nombre del ítem, la unidad en que se efectuará el cómputo, las dimensiones de la pieza, como: largo, ancho y alto, el número de piezas iguales, el volumen parcial y el volumen final de cada ítem de todos los módulos que comprenden el proyecto (Ver Anexo A.6.).

3.8.3. Análisis de Precios Unitarios

El análisis de los precios unitarios se llevó a cabo según lo especificado en el marco teórico de este proyecto. Los detalles de los precios unitarios se pueden encontrar en el Anexo A.7.

3.8.4. Presupuesto general de la obra

El presupuesto total de la obra se lo realizó con la ayuda del software “PRESCOM”, con un tipo de cambio al dólar de 6,96 Bs, el costo total de la obra GRUESA y FINA es de: 6.254.985,90Bs (898643,96USD).

En el (Anexo A.8.) se indica el costo de cada uno de los ítems dispuestos en la obra, con la aclaración de que, éste será una parte del presupuesto total de la obra dado que no se consideró otros módulos.

3.8.5. Cronograma de Ejecución

El plan y cronograma de obras propuesto se lo efectuó utilizando el método de barras Gantt con la ayuda del programa: “Microsoft 365 - Project” de acuerdo con el plan de obra y se estima un plazo de ejecución de 714 días (Ver Anexo A.9.).

CAPÍTULO IV

4. APORTE ACADÉMICO: “DISEÑO DE MUROS DE CORTE PARA NÚCLEOS DE ASCENSOR”

El aporte académico que se desarrollara en este capítulo es: “Análisis y diseño de muros de corte para núcleos de ascensor”. **Cabe señalar que el diseño no está orientado a un análisis sismorresistente.**

4.1. Marco conceptual del aporte académico

Un factor importante que influye en el desempeño a nivel de rigidez de las edificaciones es la disposición de los muros de cortante dentro de esta, los muros deben estar distribuidos de tal manera que no generen excentricidades que puedan llevar a la edificación a una torsión excesiva y posterior colapso de la estructura, incluso durante y después de un evento sísmico.

Por lo tanto, se busca la simetría en planta como en altura, en altura se busca no generar discontinuidades que disminuyan o aumenten considerablemente las rigideces y las masas que puedan debilitar un piso determinado.

Este tipo de obras son denominados “Sistema dual o combinado” llamadas así por combinar sistemas aperticados con muros de estructurales y las características de este tipo de obras son:

1. Rigidez elevada, por lo que se emplean muros de cortante para proporcionar la adecuada rigidez, colocándolos estratégicamente en **núcleos de elevadores** o escaleras según el diseño y orientación de la estructura.
2. El comportamiento de los demás elementos que forman la estructura se ve afectado por la rigidez que dan los muros de cortante.

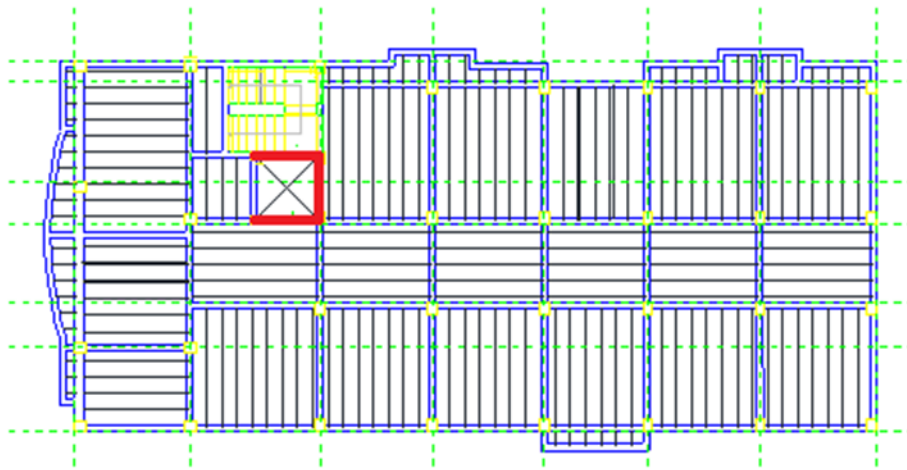
Los muros de cortante en forma aislada tienen dos modos de deformación, que dependen del mecanismo deformante (flexión y cortante), siendo el principal el

flexionante, es decir un voladizo vertical. También incluye la fuerza cortante y el lugar donde se aplica.

4.1.1. Ubicación de los muros de corte

Los muros de corte también pueden emplearse para encerrar elevadores, escaleras y tal vez cuartos sanitarios, como se muestra en la Figura 45. Estas estructuras tipo caja son muy satisfactorias para resistir fuerzas horizontales y proveer de una rigidez a la estructura.

Figura 45: Ubicación de los muros de corte en el núcleo ascensor



Fuente: Elaboración propia.

4.2. Marco teórico o alcance del aporte

4.2.1. Muros de Corte

Son en efecto vigas en voladizo vertical de gran peralte que proporcional estabilidad lateral a las estructuras al resistir las fuerzas cortantes y momentos flexionantes en sus planos causados por las fuerzas laterales, la resistencia de los muros cortantes es casi siempre controlada por sus resistencias a flexión, sin embargo, en algunas ocasiones pueden requerir algún refuerzo cortante para prevenir las fallas por tensión diagonal.

El muro de corte es un elemento que se comporta de una manera muy rígida lo que evita excesivos desplazamientos en su dirección más larga; Se colocan diafragmas

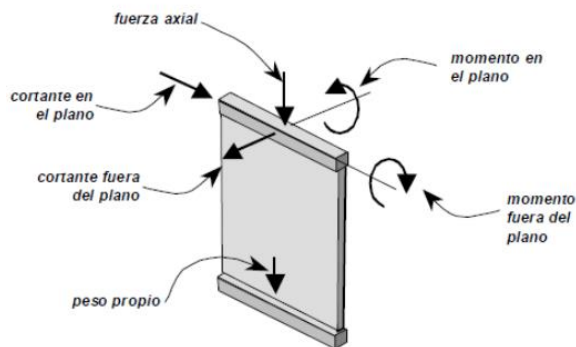
porque estos resisten gran parte del cortante por planta. Y como ya se ha dicho evitan desplazamientos excesivos.

Ventajas del uso de muros de corte:

- Disminuye considerablemente las derivas de piso, vibraciones y oscilaciones lo que ayuda a que existan pocos daños en los elementos no estructurales.
- Al ser elementos de gran rigidez lateral, absorben la mayoría de las solicitaciones horizontales ayudando a minimizar la posibilidad de la falla por el efecto de “columnas cortas”.
- De igual forma, por su gran rigidez lateral y absorción de las solicitaciones por acciones horizontales, disminuye la posibilidad de falla en los llamados pisos débiles.
- Integrando los elementos aporticados con las pantallas de hormigón se pueden ejecutar edificios de mediana y gran altura, ya que los muros estructurales son mucho más rígidos y por lo tanto tienen un período natural más corto, por lo que sus desplazamientos resultan ser mucho menores que el de los elementos aporticados. Los muros estructurales resisten la mayoría de las cargas laterales en la base y absorben una parte de las cargas gravitacionales.

4.2.1.1. Esfuerzos actuantes en el muro

Un muro de corte es usualmente diseñado como paneles individuales de la altura de un piso los cuales son lateralmente restringidos en cada nivel de losa. Cada panel es



diseñado para resistir una fuerza de compresión axial N , un momento M_z contenido en el plano y opcionalmente un momento transversal o fuera del plano transferido por las losas. El muro deberá ser arriostrado contra la traslación relativa de sus extremos.

4.2.2. Diseño del muro de corte

El diseño de los muros de corte se realizó aplicando lo establecido y recomendado en la norma boliviana del hormigón CBH87.

4.2.2.1. Espesor de los muros y cuantías

De acuerdo con la norma CBH-87 se debe cumplir que:

Tabla 16: *Espesor mínimo del muro*

Tipo de Muro	Espesor Mínimo del Muro, h		
De Carga	El mayor de:	100 mm	(a)
		1/25 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas	(b)
No Portante	El mayor de:	100 mm	(c)
		1/30 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas	(d)
Exteriores de Sótanos y Cimentaciones.		200 mm	(e)

Fuente: CBH87, Art. 9., Pag.121

Tabla 17: *Cuantías y espaciamiento en muros*

Armadura	Cuantía	Espaciamiento
Vertical	Entre el 4 por mil o 4% de Ac, dispuesta 50% en cada cara.	No excede dos veces el espesor de la pared ni 30 cm
Horizontal	No menor al 50% del refuerzo vertical	No excede los 30 cm

Fuente: CBH87, Art. 9.3.4, Pag.122

4.2.2.2. Diseño de armaduras longitudinales

$$T = A_{st} * f_y * \left(\frac{lw - c}{lw}\right)$$

$$Cs = A_{st} * f_y * \left(\frac{c}{lw}\right)$$

$$Cc = 0,85 * f'_c * h * \beta_1 * c$$

β_1 El valor de este coeficiente se adopta 0.8, tomando en cuenta un bloque de compresión rectangular de longitud 0.8 por la distancia C.

$$Cc + Cs - T = Nu \quad Ec.1$$

$$Mn = T * \left(\frac{lw}{2}\right) + Nu * \left(\frac{lw-c}{2}\right) \quad Ec.2$$

Con estas fórmulas, se realizará un sistema de ecuaciones con dos incógnitas, las cuáles serán el área de acero total de la sección **Ast** y la longitud de la fibra neutra **c**.

4.2.2.3. Diseño de armaduras transversal

- a) Cálculo del corte máximo admisible

$$\emptyset Vn = \emptyset 2.65 \sqrt{f'_c} * h * d$$

- b) Sección crítica por corte

Sección Esfuerzo último (Vu')

$$Vu' = \frac{Vu \text{ crítico}}{\emptyset * d * h}$$

Sección Esfuerzo último (Vu)

$$Vu = 2.7 \sqrt{f'_c}$$

$$Vu' < Vu \quad ok$$

- c) Cálculo de la resistencia al corte Vc

$$dw = 0.80 * lw$$

$$Vc = 0.88\sqrt{f'c} * bw * dw + \frac{Pu * dw}{4 * lw}$$

$$Vc = 0.16\sqrt{f'c} + \frac{lw \left(0.33\sqrt{f'c} + 0.2 \left(\frac{Nu}{lw * h} \right) \right)}{\frac{Mu}{Vu} - \frac{lw}{2}}$$

Si $\frac{Mu}{Vu} - \frac{lw}{2}$ (denominador) es negativo o 0, se desprecia.

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * dw * \left(1 + 0.007 * \frac{Pu}{A} \right)$$

d) Cálculo de la resistencia al corte V_s

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$$

Si este valor de V_s sale negativo, significa que el corte resistido por el concreto es suficientemente grande para resistir el corte actuante.

4.2.2.4. Armaduras para resistir el esfuerzo de corte

a) Armadura para resistir el corte horizontal

La cuantía de armadura horizontal para corte, ρ_h , debe cumplir que:

$$\rho_h \geq 0.002$$

El espaciamiento de la armadura horizontal para corte no debe exceder el menor:

$$s \leq \begin{cases} l_w/5 \\ 3h \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Donde l_w , es la longitud total del muro

a) Armadura para resistir el corte vertical

La cuantía de armadura horizontal para corte, ρ_v , debe cumplir que:

$$\rho_t \geq 0.004$$

El espaciamiento de la armadura horizontal para corte no debe exceder el menor:

$$s \leq \begin{cases} l_w/5 \\ 3h \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

4.3. Producto – Aporte

Esfuerzos en el muro:

Normal actuante o peso de edificación	$N_u = 60220 \text{ Kg}$
Corte en piso	$V_u = 1770 \text{ Kg}$
Momento en piso	$M_u = 120000 \text{ Kg*cm}$
Hormigón: $f_{ck} = 250,00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$	Acero: $f_{yk} = 5000,00 \text{ Kg/cm}^2$
Datos geométricos del muro:	
Altura del piso	$h_w = 297 \text{ cm}$
Largo o longitud del muro	$l_w = 200 \text{ cm}$
Numero de piso	$N = 5$
Espesor del muro	$h = \frac{l_w}{25} = \frac{297}{25} = 11.88 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$
Espesor del muro adoptado:	$h = 20 \text{ cm}$

4.3.1.1. Diseño por flexión

$$T = A_{st} * f_y * \left(\frac{l_w - c}{l_w} \right) \rightarrow T = A_{st} * 4347.82 * \left(\frac{200 - c}{200} \right)$$

$$Cs = A_{st} * f_y * \left(\frac{c}{l_w} \right) \rightarrow Cs = A_{st} * 4347.82 * \left(\frac{c}{200} \right)$$

$$Cc = 0,85 * f_c' * h * \beta_1 * c \rightarrow Cc = 0,85 * 166.67 * 20 * 0,8 * c$$

β_1 El valor de este coeficiente se adopta 0.8, tomando en cuenta un bloque de compresión rectangular de longitud 0.8 por la distancia C.

$$Cc + Cs - T = Nu \quad Ec.1$$

$$0,85 * 166.67 * 20 * 0,8 * c + A_{st} * 4347.82 * \left(\frac{c}{200}\right) - A_{st} * 4347.82 * \left(\frac{200 - c}{200}\right) = 60220$$

$$Mn = T * \left(\frac{lw}{2}\right) + Nu * \left(\frac{lw-c}{2}\right) \quad Ec.2$$

$$A_{st} * 4347.82 * \left(\frac{200 - c}{200}\right) * \left(\frac{lw}{2}\right) + Nu * \left(\frac{lw - c}{2}\right) = 120000$$

Con estas fórmulas, se realizará un sistema de ecuaciones con dos incógnitas, las cuáles serán el área de acero total de la sección **Ast** y la longitud de la fibra neutra **c**.

Área de acero necesaria para la sección: **Ast = 17,27 cm²**

Longitud de la fibra neutra: **c = 198.95 cm**

Cuantía geométrica vertical mínima según CBH87: $\rho_v = 0.004$

$$\rho_v = \frac{Ast}{Ac} = \frac{17,27}{200 * 20} = 0,0043 \geq 0.004 \quad Ok!$$

Dispondremos barras de 12 mm, para esto:

$$\#barras = \frac{Ast}{As_{12}} = \frac{17,27}{1.13} = 16,28 \Rightarrow 18 \text{ barras, } 9 \text{ por cara}$$

Separación máxima según norma: $s = 30 \text{ cm}$

$$s = \frac{lw - (\#barras - 1)}{\#barras - 1} = \frac{200 - 8}{8} = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la armadura longitudinal por cara será:

9Φ12 mm c/25 cm

Se adoptará una separación de **25 cm**

Elección = **9Φ12 mm c/25**

CYPECAD = **10Φ12 mm c/25**

4.3.1.2. Diseño por Corte

a) Cálculo del corte máximo admisible

$$\phi V_n = \phi 2.65 * \sqrt{f'c} * h * dw = 0.90 * 2.65 * \sqrt{250} * 20 * 160 = \mathbf{113968.49 Kg}$$

b) Sección crítica por corte

Sección Esfuerzo último (V_u')

$$V_u' = \frac{V_u \text{ crítico}}{\phi} = \frac{1770}{0.9} = \mathbf{1966.67 Kg}$$

Sección Esfuerzo último (V_u)

$$V_u = 2.7\sqrt{f'c} = 2.7\sqrt{250} * h * dw = 136610 Kg$$

$$V_u' = 1966.67 < V_u = 136610 \quad \text{OK!!}$$

c) Cálculo de la resistencia al corte V_c

$$dw = 0.80 * lw = 0.8 * 200 = 160 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.88\sqrt{f'c} * bw * dw + \frac{Pu * dw}{4 * lw}$$

$$V_c = 0.88\sqrt{250} * 20 * 160 + \frac{60220 * 160}{4 * 200} = \mathbf{56568.87 Kg}$$

$$V_c = 0.16\sqrt{f'c} + \frac{lw \left(0.33\sqrt{f'c} + 0.2 \left(\frac{Nu}{lw * h} \right) \right)}{\frac{Mu}{Vu} - \frac{lw}{2}} = ??? \text{ No!}$$

Si $\frac{Mu}{Vu} - \frac{lw}{2}$ (denominador) es negativo o 0, se desprecia.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * dw * \left(1 + 0.007 * \frac{Pu}{A} \right)$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{250} * 20 * 160 * \left(1 + 0.007 * \frac{60220}{20 * 200} \right) = \mathbf{55076 Kg}$$

d) Cálculo de la resistencia al corte V_s

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 1966.67 - 55076 = -54602 \text{ Kg}$$

Este valor de V_s negativo, significa que el corte resistido por el concreto es suficientemente grande para resistir el corte actuante, por lo tanto:

$$\rho_h = 0.002$$

$$A_{sh} = \frac{A_{st}}{2} = \frac{17,27}{2} = 8,64 \text{ cm}^2$$

Dispondremos barras de 10 mm, para esto:

$$\#barras = \frac{A_{sh}}{A_{s_{10}}} = \frac{8,64}{0,785} = 12 \text{ barras}$$

Separación máxima según norma: $s = 30 \text{ cm}$

$$s = \frac{lw - (\#barras - 1)}{\#barras - 1} = \frac{297 - 11}{11} = 26 = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la armadura transversal será:

$$\mathbf{12\Phi 10 \text{ mm c/25 cm}}$$

Se adoptará una separación de **25 cm**

Elección = **12Φ10 mm c/25**

CYPECAD = **13Φ10 mm c/25**

Análisis, comentarios y conclusiones de los resultados:

Selección del espesor del muro: Se seleccionó un espesor de muro de 20 cm, que proporciona una resistencia adecuada al corte y cumple con el criterio de la normativa CBH-87. Esta elección asegura la integridad estructural y la estabilidad del muro bajo cargas sísmicas y gravitatorias.

Diseño de la armadura: Se dispuso una armadura horizontal y vertical para proporcionar resistencia óptima a la compresión, al pandeo y al corte, además de

controlar la fisuración del muro. La adecuada distribución y cantidad de armadura es fundamental para garantizar la capacidad de carga y la ductilidad del muro.

Funcionalidad y ubicación: Los núcleos de ascensores son un lugar ideal para ubicar muros de corte, ya que esta área del edificio está dedicada a funciones estructurales y mecánicas. Esto permite maximizar el espacio utilizable en el resto del edificio, mejorando la eficiencia del diseño arquitectónico.

Estabilidad estructural: Al colocar los muros de corte en el núcleo del ascensor, se mejora significativamente la estabilidad del edificio. El núcleo del ascensor, generalmente ubicado en el centro del edificio, ayuda a equilibrar las cargas y reduce el riesgo de vuelco y deformaciones excesivas durante eventos sísmicos.

Comportamiento sísmico: La implementación de muros de corte en los núcleos de ascensores contribuye a un mejor comportamiento sísmico del edificio, ya que estos elementos estructurales absorben y disipan eficazmente la energía sísmica. Esto reduce las demandas sobre otros elementos estructurales y minimiza los daños en el edificio durante un terremoto.

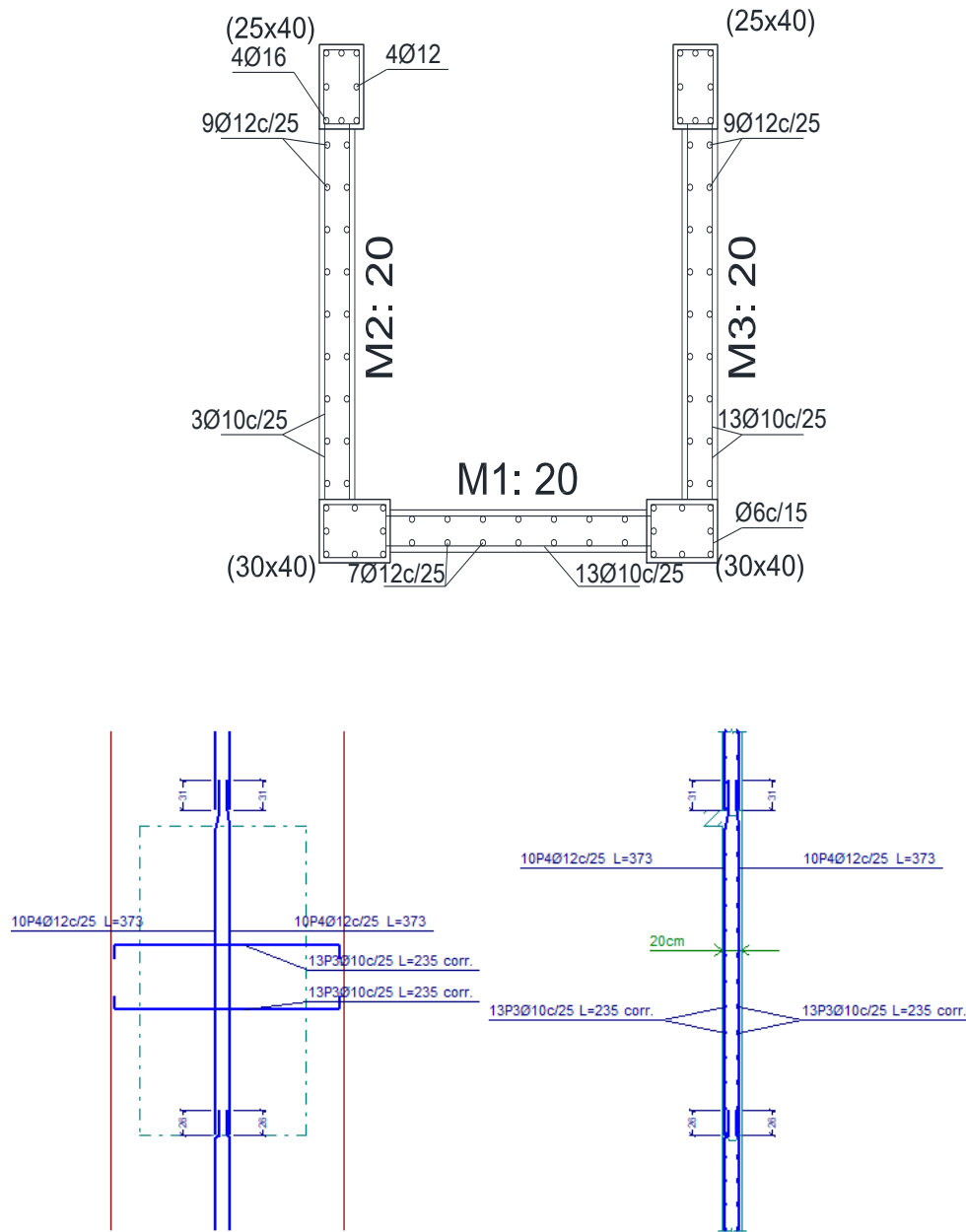
En conclusión, el diseño y la ubicación de los muros de corte en los núcleos de ascensores optimizan la funcionalidad y estabilidad del edificio, además le proporcionarle una mayor rigidez. Esta estrategia de diseño garantiza un desempeño estructural seguro, especialmente en regiones sísmicas.

Tabla 18: Comparación de armaduras en muros de corte

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	
Horizontal	8,64	12Φ 10mm c/25cm	9,42	13Φ 10mm c/25 cm	8,33
Vertical	17,27	18Φ 12mm c/25 cm	18,10	18Φ 12mm c/25 cm	4,59

Fuente: Elaboración propia

Figura 46: Armado y detalle del muro de corte



Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- Se lograron los objetivos generales y específicos del proyecto. Se llegó a entender la complejidad de la toma de decisiones, que debe fundamentarse en factores económicos, eficiencia, seguridad y estética. Para ello, es necesario analizar y optimizar la estructura de la manera más adecuada posible dentro del ámbito de la ingeniería.
- El cálculo estructural se realizó con el software Cypecad 2017.m, y los resultados obtenidos se corroboraron de forma manual. Estos resultados mostraron una similitud considerable e incluso en algunos casos fueron idénticos. Además, estos resultados cumplen de manera satisfactoria con lo que se establece en la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.
- En el diseño estructural, se han considerado elementos como la resistencia de los materiales, la estabilidad de la estructura y el cumplimiento de las normativas de diseño estructural. Todo esto se hace con el objetivo de garantizar la seguridad y proporcionar un entorno seguro y cómodo para los ocupantes del alojamiento.
- Según el análisis de suelos realizado, se determinó que la cimentación más adecuada sería a través de zapatas aisladas. Esta decisión es fundamental para prevenir posibles asentamientos diferenciales en el futuro. La justificación para esta elección radica en que las zapatas aisladas son una solución eficaz para distribuir uniformemente las cargas del edificio al suelo, minimizando así el riesgo de asentamientos diferenciales.
- Los muros de corte en núcleos de ascensores contribuyen a optimizar el diseño estructural de las edificaciones, al permitir reducir el tamaño y la cantidad de

los demás elementos estructurales, como vigas y columnas, lo que se traduce en un menor consumo de materiales y una mayor eficiencia económica.

- Los muros de corte en los núcleos de ascensores proporcionan una mayor rigidez y resistencia a la estructura, reduciendo los desplazamientos laterales y las deformaciones por flexión. Esto es especialmente importante en edificios altos, donde las cargas por viento y sismo pueden ser significativas.
- El proyecto tiene un costo estimado de 6.254.985,90Bs, lo que equivale a un costo por metro cuadrado de 354,25 \$/m². Este costo incluye todas las plantas del edificio, pero no considera las instalaciones de servicios como agua, electricidad, sanitarios y pluviales. El tiempo de ejecución estimado es de 714 días, de acuerdo con cronograma propuesto.

5.2. RECOMENDACIONES

- Después de realizar el cálculo y optimizar la estructura en el programa CYPECAD 2017.m, se debe analizar cuidadosamente el diseño estructural y evaluar los resultados obtenidos. Una vez completado este análisis, se procederá a diseñar el elemento estructural detallando la armadura. Este proceso es importante para garantizar que la estructura sea segura y cumpla con las normativas de diseño.
- Antes de introducir los datos en el programa, es importante realizar un análisis cuidadoso de las cargas y un predimensionamiento de los elementos estructurales. Esto es crucial ya que el diseño final de la estructura depende en gran medida de estos pasos previos.
- Durante el proceso de construcción, es esencial seguir estrictamente los planos estructurales y las especificaciones técnicas. Esto ayudará a prevenir errores que puedan perjudicar el desempeño estructural.

- Se recomienda disponer elementos de borde en los extremos de los muros de corte del núcleo ascensor, esto para garantizar la capacidad de disipación de energía sísmica o vibraciones generadas por el ascensor.
- En el anexo A.10. se tienen las especificaciones del tipo y modelo de ascensor que se deberá emplazar dentro el núcleo de ascensor.