

CAPITULO I

ANTECEDENTES

1.1 EL PROBLEMA

El crecimiento poblacional y comercial de Padcaya al ser un poblado intermedio entre distintas comunidades y al estar en la ruta de tránsito de la carretera principal que comunica con el vecino país de Argentina cuenta con gran afluencia de turistas y visitantes que pasan en distintas direcciones solo considerando a Padcaya un lugar de aprovisionamiento.

Considerando sobre todo la inexistencia de un centro cultural donde se imparta los conocimientos necesarios sobre el cuidado y valorización de la gran biodiversidad en la que se encuentra la región, viene acarreado grandes problemas ya sea del tipo social o ecológico, debido a que la población aledaña y visitantes foráneos a la zona de la reserva Biológica de Flora y Fauna Tariquia, generan contaminación, deforestación y cacería indiscriminada a los animales sin percatarse del daño ambiental que se hace a una reserva natural única en el planeta que todavía se encuentra sin realizarse todo el estudio científico de la Biodiversidad presente en el lugar.

1.1.1 PLANTEAMIENTO

La falta de una infraestructura o inexistencia de la misma dedicada al aspecto socio cultural y turístico en el municipio afecta de gran manera a la provincia, ya que no se imparte la enseñanza y educación respectiva al cuidado de la naturaleza y medio ambiente en el que se encuentra la región.

De mantenerse inalterados al no impartir una cultura de cuidado y protección sobre la gran diversidad biológica de la región se estaría descuidando las zonas protegidas existentes en el municipio y región de Padcaya, ya que al ignorar esto tanto pobladores del lugar y visitantes procederían a realizar un daño ambiental y ecológico

mediante la deforestación, caza y pesca indiscriminada y contaminación ambiental al dejar los residuos a su paso por los lugares visitados.

La manera más adecuada de impartir y formar una cultura de conocimiento y respeto con el medio ambiente es la creación de un centro cultural donde puedan visitar todo tipo de personas en general, tanto estudiantes como visitantes foráneos y así mismo aprovechar las instalaciones con el fin de proveer un lugar donde datar registros sobre la diversidad biológica de la región y generar turismo mediante este espacio cultural.

De mantenerse la situación actual se incrementará la incomodidad de la población como así la queja de la población por la falta de la educación y cuidado ambiental por lo que hace necesario plantear soluciones.

Una vez analizado y contemplado el problema se presenta la alternativa de solución más aceptable la cual es la construcción de una infraestructura adecuada a las necesidades planteadas “Museo de la Biodiversidad Padcaya”.

1.1.2 FORMULACIÓN

Habiendo realizado un análisis a la solución del problema planteado se definió que con la construcción de una nueva infraestructura “Museo de la Biodiversidad Padcaya” se puede solucionar la problemática presentada ya que así se podrá contar con el espacio necesario donde se impartirá la enseñanza adecuada para generar una cultura de cuidado y respeto al medio ambiente.

1.1.3 SISTEMATIZACIÓN

Establecido el análisis de alternativas en el proyecto, se eligió la alternativa más factible, tanto económica, técnica y constructivamente.

La elección para el diseño estructural de la nueva edificación es la siguiente: Estructura aporticada como estructura de sustentación que contempla columnas y vigas. Losa alivianada de vigueta pretensada para los entrepisos, cercha metálica para la cubierta y los cimientos zapatas de Hormigón Armado.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar el diseño estructural del Museo de la Biodiversidad Padcaya, utilizando la norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 para la estructura aporticada y aplicando el Método de Diseño para Estructuras Metálicas L.R.F.D. para la cubierta.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Entre los objetivos específicos se plantean los siguientes:

- Realizar el diseño estructural de fundaciones, en función al tipo de suelo.
- Realizar el diseño estructural de los elementos de sustentación (estructura aporticada de H^oA^o).
- Realizar el diseño estructural de los elementos de cubierta (Cercha Metálica).
- Realizar el diseño estructural de los elementos de entrepiso (Losas alivianadas).
- Realizar el cálculo y diseño de la estructura idealizada utilizando el software CYPECAD y comparar estos resultados con el cálculo manual obtenido.
- Realizar hojas electrónicas Excel para el diseño de los elementos de la estructura.
- Realizar el cómputo métrico sobre los volúmenes del proyecto, el análisis de los precios unitarios con el fin de obtener un presupuesto económico y un plazo referencial de ejecución.

1.3 JUSTIFICACIÓN

1.3.1 ACADÉMICA

Profundizar y utilizar los conocimientos adquiridos en el análisis, planteamiento, diseño de estructuras de fundación, columnas, vigas, losas de entrepisos y elementos de cubiertas. Además de poner en práctica estos conocimientos y brindarme la oportunidad de la titulación en la carrera de Ingeniería Civil.

1.3.2 METODOLÓGICA

Se aplicará programas computarizados actualizados y conocidos en nuestro medio para el análisis de la estructura, tanto para diseñar los elementos estructurales de nuestro edificio aporticado y el análisis de los elementos de las estructuras metálica que se realizaran mediante el software CYPECAD v2017.

1.3.3 TÉCNICA

Aplicar la metodología y procedimientos propuestos en la bibliografía sobre el diseño de: cimentaciones, columnas, vigas, losas, verificando que estos elementos cumplan con la resistencia necesaria para contrarrestar a la carga que se tendrá en la estructura.

1.3.4 SOCIAL - INSTITUCIONAL

Contribuir en la solución del problema fundamental de la falta de una infraestructura adecuada para un espacio cultural dedicado a un museo de la biodiversidad, con el diseño estructural y un presupuesto referencial del proyecto, el mismo que permitirá buscar financiamiento para su posterior ejecución, con esto mejorar las necesidades sobre impartir los conocimientos y enseñanza de cuidado sobre la diversidad biológica de la región tanto a pobladores de la zona, como a visitantes foráneos y turistas generando nuevos ingresos en las visitas a estas instalaciones.

1.4 ALCANCE DEL PROYECTO

Es de vital importancia, definir las limitaciones que tendrá el estudio, para así poder encarar satisfactoriamente las actividades propuestas.

Primordialmente se destaca el diseño estructural de todos los elementos del edificio, como así también el de la cubierta plasmando el diseño en planos estructurales, acompañado de sus especificaciones técnicas para la buena ejecución del proyecto.

Se realizará un presupuesto de la obra a detalle de los ítems considerados, el plazo de ejecución de la misma mediante diagrama de Gant, planos estructurales con sus respectivas planillas de cálculos con su comprobación y planos arquitectónicos.

En lo que respecta a las instalaciones de agua potable, alcantarillado y eléctrico, se realizará sólo una estimación de los costos no llegando a elaborar el diseño final debido a que el proyecto está enfocado al diseño estructural como prioridad.

1.4.1 APORTE ACADÉMICO

Como aporte académico se realizará un resumen del método y diseño de zapatas mediante la Interacción Suelo-Estructura utilizando el software Cypecad, demostrando el proceso en el siguiente orden:

- Demostrar la obtención de los datos extraídos del resumen de resultados CYPECAD.
- Modelado y diseño para zapatas considerando la elasticidad del Suelo.
- Demostrar la variación en la deformada de la estructura comparándolo con zapatas de diseño común y las zapatas diseñadas mediante la interacción.
- Comparar las cuantías y el armado de las zapatas mediante el método de la interacción suelo-estructura.

1.5 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se ubica en el Municipio de Padcaya, correspondiente al Gobierno Autónomo Municipal de Padcaya (G.A.M.P.), Primera Sección de la Provincia Arce del Departamento de Tarija, dentro del área urbana del municipio.

Tabla 1.1
Ubicación geográfica del Proyecto

Ubicación Geográfica	
Latitud Sur	21°53'14" S
Longitud Oeste	64°42'46" O
Altura	2041.00 m.s.n.m.

Fuente: Elaboración Propia



Figura 1.1. Mapa de Bolivia



Figura 1.2. Mapa del Departamento de Tarija



Figura 1.3. Ubicación del Municipio de Padcaya



Figura 1.4. Localización del terreno (Google Earth)
Fuente: Elaboración Propia

1.6 INFORMACIÓN SOCIOECONÓMICA

Dentro de los aspectos económicos, se analizará la tenencia de la tierra y las actividades económicas de las familias, los mismos que se describen y analizan a continuación.

1.6.1 TENENCIA DE LA TIERRA Y USO DE SUELOS

El espacio territorial se clasifica en: área urbana y no edificada, vías, áreas verdes, área productiva, áreas protegidas, equipamiento de educación, salud, deportivo, administrativo, comercio, transporte, industrial, servicios públicos y equipamiento diverso.

1.6.2 PRINCIPALES ACTIVIDADES ECONÓMICAS

Existencia de pequeños mercados en el poblado, se caracterizan por un comercio informal, es decir, que la venta de los productos es directa al consumidor, también se observan pequeñas tiendas de abarrotes, que abastecen con diversos productos a las comunidades del municipio y a los visitantes foráneos, que por lo general son compras realizadas al por menor y la actividad agrícola muy extendida en toda la 1ª Sección de la provincia Arce municipio de Padcaya.

1.7 SERVICIOS BÁSICOS EXISTENTES

Entre los servicios a considerar que tienen relación con la sostenibilidad del proyecto se tiene lo siguiente: servicio de agua potable, saneamiento básico, energía eléctrica, salud, transporte, comunicaciones y centros de comercialización.

1.7.1 AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO

El servicio y administración del sistema de agua potable y alcantarillado en la zona de emplazamiento y colindantes está a cargo del municipio de Padcaya.

1.7.2 ENERGÍA ELÉCTRICA

Al igual que el servicio de agua potable y alcantarillado sanitario existe un ente matriz encargado de regular y administrar el servicio de energía eléctrica el cual está a cargo de la empresa de Servicios Eléctricos de Tarija (SETAR).

Cobertura del Servicio

En la zona de emplazamiento del proyecto se cuenta con fácil acceso al alumbrado ya que todas las casas alrededor de éste cuentan con energía eléctrica y servicio de alumbrado público, con un suministro de 220V de potencia.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

El presente capítulo contempla todo el fundamento teórico que se utilizará para elaborar la ingeniería del proyecto desarrollada en el capítulo III.

2.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre.

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio. Se lo realiza con equipos topográficos como un Teodolito o una Estación total.

2.1.1 CURVAS DE NIVEL

Es el método más empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, ya que permite determinar, en forma sencilla y rápida, la cota o elevación del cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno, etc.

El concepto de curvas de nivel se ilustra en la Figura 2.1.

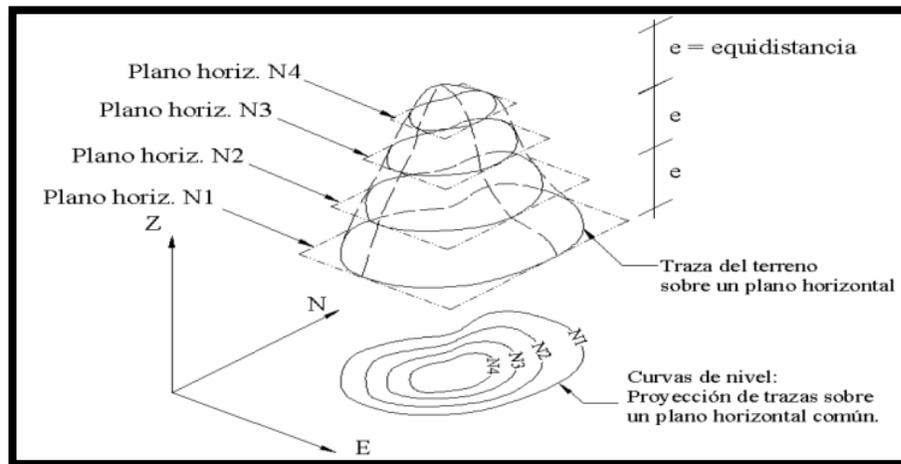


Figura 2.1. Representación del concepto de curva de nivel

Fuente: Imagen, Elviro Rico Roldán "Curvas de Nivel"

2.2 ESTUDIO DE SUELOS

Cuando se trata de edificaciones, con el estudio de suelos se determina la capacidad máxima de carga que soporta el terreno mediante los ensayos en el laboratorio para determinar si es suficiente para la sobrecarga del edificio. Esto se lo realizara mediante un ensayo del suelo “in situ” utilizando el equipo de SPT a nivel del pozo excavado y toma de muestras para cada ensayo a las profundidades referidas.

En el lugar de emplazamiento del proyecto se realizará la excavación de tres pozos en los cuales se harán los ensayos respectivos en cada uno procediendo a la toma de muestras de la misma.

Una vez realizado el ensayo en campo se procede al ensayo en laboratorio:

- Obtener el contenido de humedad de las muestras extraídas en el terreno de emplazamiento para calcular su condición saturada.
- Realizar ensayos de granulometría y límites de ATTERBERG, para determinar su clasificación de suelos según AASHTO.
- Determinación de la capacidad portante del suelo mediante SPT en sitio de obra y el respectivo trabajo de gabinete.

Los resultados obtenidos en laboratorio y campo permiten determinar el tipo de suelo encontrado y calcular la capacidad portante del suelo. La relación de numero de golpes a diferentes profundidades y el cálculo de las posibles fatigas admisibles, se obtienen utilizando tablas de procedimientos de sondeos de Jesús Puy Huarte - Dr. Ing. En Minas; y gráficos según B.K. Hough “Basic Soil Engineering”.

2.3 DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico fue elaborado y proporcionado por el cuerpo técnico del Gobierno Autónomo Municipal de Padcaya, 1ª Sección de la Provincia Arce, todo el detalle del Museo de la Biodiversidad Padcaya se puede apreciar ampliamente en los planos de arquitectura.

Por lo tanto, el edificio consta de los siguientes ambientes:

Planta Baja: Sala de Conferencias, Garaje, Boletería, Sala de Exhibición, Seguridad, Sala de Souvenirs, Baño Mujeres, Baño Varones y Ascensor.

Primer piso: Sala de Exhibición, Administración, Oficina de Director, Secretaria, Depósito, Baños Varones y Mujeres.

Segundo piso: Sala de Exhibición, Cafetería, Sala de Descanso, Baños.

2.4 IDEALIZACIÓN ESTRUCTURAL

2.4.1 SUSTENTACIÓN DE CUBIERTA

Para poder realizar el cálculo de los esfuerzos actuantes en una estructura reticulada se idealizará la misma tomando los nodos como articulaciones y las barras como elementos lineales, asimismo los apoyos en la cubierta serán fijos.

Una vez que se tiene ya establecidas las cargas actuantes sobre las cerchas surge lo que se llama:

- Cercha real: En la cual las cargas pueden estar aplicadas en cualquier lugar, en los tramos elementos o nudos.
- Cercha ideal: Que tiene solamente cargas aplicadas en los nudos. Solo existen fuerzas normales (fuerza interna perpendicular a la sección)

La obtención de las fuerzas internas en cada barra nos permite realizar el dimensionamiento de las mismas.

2.4.2 SUSTENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

La estructura de sustentación de la edificación es la idealización de columnas y vigas a pórticos los cuales serán diseñados para soportar cargas muertas (su peso propio, la cubierta, losas y muros) y cargas vivas (sobrecarga de uso, carga de viento, carga de nieve o granizo).

Cuando ya se obtengan los resultados de los esfuerzos presentes en la estructura se deberá calcular las dimensiones de vigas y columnas para que puedan soportar los esfuerzos máximos transmitidos.

Las vigas deberán ser calculadas a flexión simple y esfuerzo cortante para poder realizar el cálculo de las armaduras transversales.

Las columnas se diseñarán a flexión para que de igual manera se calculen las armaduras correspondientes.

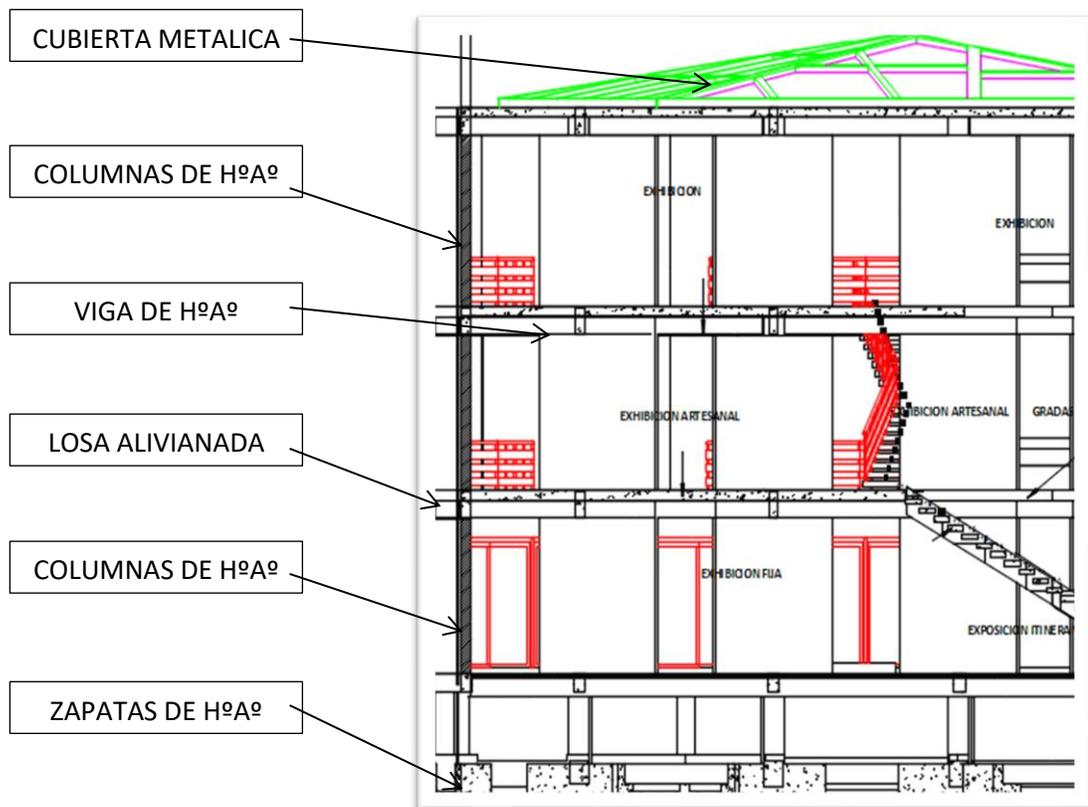


Figura 2.2. Esquema de Estructura de Museo en Corte en Sección Longitudinal
Fuente: Elaboración Propia

Losas de viguetas de hormigón pretensado. - El proyecto definido se elaborará con losas alivianadas compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastoformo.

Escalera. - Una escalera es un elemento diseñada para comunicar varios espacios situados a diferentes alturas. Está conformada por escalones (peldaños) y puede disponer de varios tramos entre los descansos (mesetas o rellanos).

Pueden ser fijas, transportables o móviles, generalmente artística o monumental se la llama escalinata. La transportable o «de mano», elaborada con madera, cuerda o

ambos materiales, se la denomina escala. Aquella cuyos peldaños se desplazan mecánicamente se llama escalera mecánica.

Para realizar el cálculo en la estructura de sustentación de la edificación se idealizará las columnas y vigas en pórticos, los cuales serán diseñados para soportar cargas muertas (su peso propio, la cubierta, losas y muros) y cargas vivas (sobrecarga de uso y carga de viento).

Cuando ya se obtengan los resultados se deberá calcular las dimensiones de vigas y columnas para que puedan soportar los esfuerzos máximos transmitidos por la escalera de hormigón armado en el caso de nuestro proyecto.

2.4.3 IDEALIZACIÓN DE LAS FUNDACIONES

Los apoyos, son rígidos (o con empotramiento total, que no existe en ningún caso) o móviles (que se da en los apoyos de puentes, aunque siempre existe un coeficiente de roce inicial con un valor que puede ser más o menos apreciable). Para este proyecto se idealizará la cimentación como apoyos fijos.

Todo esto se hace a los efectos de hacer los cálculos de una manera más sencilla, más simplificada. Los resultados que se obtienen de estas simplificaciones o "idealizaciones" están muy cerca de la realidad, con las debidas limitaciones.

La cimentación se la realizará con zapatas aisladas, zapatas medianeras con viga centradora de hormigón armado, posterior a los datos obtenidos de la cimentación se realizará el cálculo de las dimensiones y armadura que las zapatas llegue a requerir para poder soportar todos los esfuerzos a las que sean sometidas.

Zapatas. - Las zapatas son cimentaciones que se disponen para zonas aisladas de la estructura, constituyen el tipo más frecuentemente utilizado y se emplean cuando el terreno tiene una resistencia media o alta en relación con las cargas que le transmite la estructura y es suficientemente homogéneo como para que no sean de temer asientos diferenciales significativos entre las distintas partes de ésta.¹

¹ Norma Boliviana CBH 87 "Hormigón Armado" Pág. 160.

2.5 DISEÑO ESTRUCTURAL

El proyecto comprende un análisis técnico siguiendo el manual de construcción Norma Boliviana CBH-87 para los elementos de hormigón armado y AISI Edición 1996 con el método LRFD (Factor de Carga y Resistencia de Diseño) para los elementos de la cubierta metálica. Guiándonos en la teoría de aplicación de la Norma Boliviana (CBH) se señala: Que se hará empleo del programa estructural Cypecad v2017 ya que el mismo contempla en su diseño la norma boliviana para los elementos de hormigón y de metal.

2.5.1 ESTRUCTURA DE SUSTENTACIÓN DE LA CUBIERTA

Las cargas que serán sujetas para un análisis estructural serán las siguientes:

Cargas muertas:

- Carga de la cubierta
- Peso propio

Cargas vivas:

- Sobrecarga de uso
- Carga de viento
- Carga de granizo

Cargas Permanentes: Cargas constituidas por el peso propio de la estructura, peso debido a todos los elementos constructivos, instalaciones fijas, pisos, mampostería y otros elementos de presencia permanente que soporta el elemento. Constituye parte de la carga muerta.

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

Para los casos más frecuentes de fábricas y macizos pueden utilizarse los pesos por unidad de volumen consignados en la tabla Peso de Macizos.²

² “P. Jiménez Montoya “Hormigón Armado” 13^a Edición, Editorial Gustavo Pág. 679

Sobrecarga de servicio: Es la sobrecarga debida al peso de todos los objetos y/o personas que puedan gravitar por el servicio que prestarán en su explotación e incluso durante la ejecución.

Para cada parte del edificio se elegirá un valor de sobrecarga de uso adecuado al destino que vaya a tener, sin que el valor elegido sea menor que el correspondiente a este uso en la tabla Sobrecargas de Uso.³

Cargas accidentales: Carga accidental es aquella que sucede eventualmente en la vida de una estructura, no es constante y puede alcanzar grandes magnitudes. Esta no se debe al funcionamiento normal del inmueble y se presenta solo durante lapsos breves.

Una carga accidental puede ser ocasionada por sismo, viento, explosiones, incendios, y otros fenómenos extraordinarios que puedan presentarse.

2.5.1.1 COMBINACIONES DE CARGA PARA LA CUBIERTA

El método adoptado para el diseño de la cubierta metálica es el método de Diseño por factores de carga y resistencia o LRFD, que se basa en los conceptos de estados límite y pretende más que obtener soluciones más económicas el proporcionar una confiabilidad uniforme para todas las estructuras de acero.

En el caso de cubiertas se debe tomar en cuenta la influencia del viento para lo cual se necesita un estudio detallado del sotavento y el barlovento, el cual se resume en la carga dinámica de viento, estos parámetros se obtienen con datos y metodología de la norma argentina CIRSOC la cual es similar a la región en la que se hará el estudio.

Cubierta con cercha metálica (estructura metálica).

Análisis de miembros de acero:

Dentro de los análisis de miembros, se detallan formulas y procedimientos para el dimensionado de las piezas, según los estados que se presenten.

³ P. Jiménez Montoya "Hormigón Armado" 13^a Edición, Editorial Gustavo Pág. 684

El Método LRFD⁴ nos muestra las siguientes combinaciones:

$$1.4 \cdot D + L \quad (1)$$

$$1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L + 0.5 \cdot (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (2)$$

Dónde:

D: carga muerta

L: carga viva

Lr: carga viva en techos

S: carga de nieve o de granizo

R: carga inicial de agua, lluvia o hielo sin incluir el escarchamiento.

Si comprende las fuerzas de viento (W) y sismo (E) es necesario realizar las siguientes combinaciones:

$$1.2 \cdot D + 1.6 \cdot (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5 \cdot L \text{ o } 0.8 \cdot W) \quad (3)$$

$$1.2 \cdot D + 1.3 \cdot W + 0.5 \cdot L + 0.5 \cdot (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (4)$$

$$1.2 \cdot D \pm 1.0 \cdot E + 0.5 \cdot L + 0.2 \cdot S \quad (5)$$

Es necesario considerar sólo la carga de impacto en la combinación (3) de este grupo. Existe un cambio en el valor del factor de carga para L en las combinaciones (3), (4), (5) cuando se trata de garajes, áreas de reuniones públicas, y en todas las áreas donde la sobrecarga exceda 100 psi. En tal caso se debe utilizar el valor de 1 y las combinaciones son:

$$1.2 \cdot D + 1.6 \cdot (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0 \cdot L \text{ o } 0.8 \cdot W) \quad (3)$$

$$1.2 \cdot D + 1.3 \cdot W + 1.0 \cdot L + 0.5 \cdot (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (4)$$

$$1.2 \cdot D \pm 1.0 \cdot E + 1.0 \cdot L + 0.2 \cdot S \quad (5)$$

Es necesario considerar otra combinación para tomar en cuenta la posibilidad de levantamiento. Esta combinación se incluye en los casos donde se contienen las fuerzas de tensión debido a momentos de volteo, que regirá en edificios altos.

$$0.9 \cdot D \pm (1.3 \cdot W \text{ o } 1.0 \cdot E) \quad (6)$$

⁴ Jack C. Mc Cormac “Diseño de Estructuras de Acero” Método LRFD

2.5.1.2 PROPIEDADES DEL ACERO.

- **Tipo de Acero:**

El acero más común y usado en la región de América latina y más concreto en Bolivia es el acero conformado en frío ASTM A-36.

- **Módulo de elasticidad (E):**

El rango típico para los aceros (relativamente independiente de la resistencia de fluencia es de 193000 a 207000 MPa el valor de diseño se adopta como 2.039.000,00 kg/cm²

- **Límite de Fluencia (F_y):**

Se determina que para el tipo de Acero ASTM A-36 (Acero para el Diseño del proyecto), un límite de fluencia de 2530 kg/cm²

- **Límite de Rotura (F_r):**

Se determina un límite de rotura de 4080 kg/cm²

2.5.1.3 DISEÑO DE ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

Las propiedades de las secciones (superficie de la sección transversal, momento de inercia, módulo resistente, radio de giro, etc.) se deben determinar de acuerdo con los métodos convencionales de cálculo estructural. Las propiedades se deben basar en la totalidad de la sección transversal de los miembros (o en las secciones netas cuando esto sea aplicable) excepto cuando se requiera el empleo de una sección transversal reducida o un ancho efectivo de cálculo.

2.5.1.4 DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A TRACCIÓN.

Para los miembros cargados con tracción axial, la resistencia nominal a la tracción (T_n), se debe determinar de la siguiente manera:

$$T_n = A \cdot F_y$$

$$T_c = \phi_t \cdot T_n$$

$$N_d \leq T_c$$

$$\phi_t = 0,95 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

N_d = Máxima sollicitud a tracción en estructura

T_n = Resistencia nominal del miembro cuando esta traccionado

T_c = Resistencia nominal a tracción calculado

A = Superficie neta de la sección transversal

F_y = Tensión de fluencia de cálculo

ϕ_t = Coeficiente de resistencia a Tracción

2.5.1.5 DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A COMPRESIÓN.

Se aplica a miembros en los cuales la resultante de todas las cargas que actúan sobre el miembro es una carga axial que pasa a través del baricentro de la sección efectiva calculada a la tensión, F_n , definida en esta sección.

La resistencia axial nominal, P_n , se debe calcular de la siguiente manera:

$$P_n = A \cdot F_{cr}$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\lambda^2}\right) \cdot F_y$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_c}} \leq 1,50$$

$$P_u = \phi_c \cdot P_n$$

$$P_u \geq N_d$$

$$\phi_c = 0,85 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

N_d = Máxima sollicitud a compresión en estructura

P_n = Resistencia nominal del miembro cuando está a compresión

F_{cr} = Frontera entre columna elástica o inelástica

A = Superficie neta de la sección transversal

P_u = Resistencia del miembro a compresión calculado

λ_c = Tensión de pandeo por flexión

ϕ_c = Coeficiente de resistencia a Compresión

2.5.1.6 DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEJO-COMPRESIÓN

Las resistencias requeridas, P_u , M_{ux} y M_{uy} , deben satisfacer las siguientes ecuaciones de interacción dependiendo las siguientes condiciones a cumplir.

Interacción N°1:

Si:
$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} > 0,15$$

Se verifica que cumpla las siguientes ecuaciones:

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} + \frac{C_{mx} \cdot M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx} \cdot \alpha_x} + \frac{C_{my} \cdot M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny} \cdot \alpha_y} \leq 1,00$$

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \leq 1,00$$

Interacción N°2: Si:
$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} \leq 1,00$$

Se verifica que cumpla la siguiente ecuación:

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \leq 1,00$$

Formulas Complementarias:

$$\alpha_x = 1 - \frac{P_u}{P_{Ex}} \quad \alpha_y = 1 - \frac{P_u}{P_{Ey}}$$

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} \quad P_{Ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2}$$

Donde:

P_u = Resistencia a la compresión axial requerida

M_{ux}, M_{uy} = Resistencias flexionales requeridas respecto a los ejes baricéntricos de la sección efectiva, determinada solo para la resistencia a la compresión axial requerida

P_n = Resistencia axial nominal calculada

P_{no} = Resistencia axial nominal determinada con $F_y = F_n$

M_{nx}, M_{ny} = Resistencias flexionales nominales respecto a los ejes baricéntricos

λ_c = Tensión de pandeo por flexión

$\phi_b = 0,90$ o $0,95$ para resistencia a la flexión

L_x = Longitud no arriostrada real para flexión respecto al eje x

L_y = Longitud no arriostrada real para flexión respecto al eje y

K_x = Factor de longitud efectiva para pandeo respecto al eje x

K_y = Factor de longitud efectiva para pandeo respecto al eje y

C_{mx}, C_{my} = Coeficientes (Manual AISI C.5.2.2)

2.5.1.7 DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDO A FLEXIÓN ASIMÉTRICA

El diseño a realizarse con este procedimiento es para la verificación de la resistencia a flexión presente en las correas de la estructura.

$$\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \leq 1,00$$

$$M_{nx} = \phi_b \cdot M_{cx} \quad M_{ny} = \phi_b \cdot M_{cy}$$

$$M_{cx} = Z_x \cdot F_x \quad M_{cy} = Z_y \cdot F_y$$

Donde:

M_{ux}, M_{uy} = Resistencias flexionales requeridas respecto a los ejes baricéntricos de la sección efectiva, determinada solo para la resistencia a la compresión axial requerida

M_{nx}, M_{ny} = Resistencias flexionales nominales respecto a los ejes baricéntricos

2.5.1.8 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

Para estimar con precisión la resistencia última de una estructura es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tiene en la resistencia de los materiales, en las dimensiones y en la mano de obra. Con el factor de resistencia, el proyectista

reconoce implícitamente que la resistencia de un miembro no puede calcularse exactamente, debido a imperfecciones en las teorías de análisis, a variaciones en las propiedades de los materiales y a las imperfecciones en las dimensiones de los elementos estructurales.

Para hacer esta estimación, se multiplica la resistencia última teórica (llamada aquí resistencia nominal) de cada elemento por un factor ϕ , de resistencia o de sobrecapacidad que es casi siempre menor que la unidad.⁵

Tabla 2.1
Tabla de factores de reducción

Factor de Reducción (ϕ)	SITUACIÓN
0.9	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldaduras con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal de base, fluencia de la sección total de miembros a tensión.
0.85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento de agujeros.
0.80	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.
0.75	Tornillos a tensión, soldadura de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión.
0.65	Aplastamiento en tornillos (que no sea tipo A307)

Fuente: Jack c. Mc Cormac “Diseño de Estructuras de Acero” Método LRFD-93

⁵ Jack C. Mc Cormac “Diseño de Estructuras de Acero” Método LRFD

2.5.2 ESTRUCTURA DE SUSTENTACIÓN DE HORMIGÓN ARMADO

En esta parte se mencionará las combinaciones de carga adecuadas al tipo de estructura planteada, los coeficientes presentes en el diseño y algunos elementos estructurales como ser: losas, vigas, columnas, escaleras, viga centradora, zapatas y su respectivo dimensionamiento, tomando en cuenta las condiciones necesarias para obtener una estructura segura y económica, considerando las ventajas arquitectónicas y funcionales.

La estructura aperticada de hormigón armado se diseñará con el software Cypecad v2017 y se analizará en base al código boliviano del hormigón **CBH-87**.

2.5.2.1 COEFICIENTES DE MINORACIÓN DE LAS RESISTENCIAS DE LOS MATERIALES Y MAYORACIÓN DE LAS CARGAS

En los métodos de cálculo desarrollados en esta norma, la seguridad se introduce a través de coeficientes: dos de minoración (de la resistencia del hormigón y de la resistencia del acero) y otros de ponderación de las cargas y acciones en general.

2.5.2.2 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS – COEFICIENTES DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas en los estados límites últimos que indica la norma Boliviana de hormigón armado, son los que se indican en los siguientes cuadros:

Tabla 2.2
Coefficientes de Minoración

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		intenso	-0.05
hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido	+0.20
		Normal	0
		intenso	-0.10

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

2.5.2.3 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS – COEFICIENTES DE PONDERACIÓN

Tabla 2.3

Coefficientes de Mayoración

Coeficientes básicos	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_s = 1.60$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		intenso	-0.10
	Daños previsibles en caso de accidentes	Mínimos	-0.10
		Normal	1
		Intenso	+0.20

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

2.5.2.4 COMBINACIONES DE CARGA PARA LA ESTRUCTURA DE H°A° HIPÓTESIS DE CARGA MAS DESFAVORABLE

Cuando la reglamentación específica de las estructuras no indique otra cosa, se aplicarán las hipótesis de carga enunciadas a continuación.

Para cada estado límite de que se trate, se consideraran las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso resulte más desfavorable, excepción de la hipótesis III, que solo se utilizaran en las comprobaciones relativas de los estados límites últimos. En cada hipótesis, deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultanea sea compatible.

Hipótesis I: $\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q$

Hipótesis II: $0,9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q) + 0,9 \cdot \gamma_{fg} \cdot W$

Hipótesis III: $0,8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$

Donde:

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

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

Q_{eq} = Valor característico de las cargas variables de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

W = Valor característico de la carga del viento.

$\gamma_{fg} = \gamma_f = 1,60$ el efecto de las cargas variables es desfavorable.

2.5.3 VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. Solamente se analizará el caso de secciones rectangulares de hormigón armado.

2.5.3.1 PROCESO DE CÁLCULO A FLEXIÓN SIMPLE

1. Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_f de acuerdo con la Norma Boliviana CBH 87.⁶

$$M_d = M_{max} \cdot \gamma_f$$

2. Se deberá calcular el momento reducido de cálculo con la siguiente ecuación:

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

Dónde:

b_w = Ancho de la viga

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

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

3.- Se adoptará el valor de $\mu_{lim} = 0.319$ recomendado por Pedro Jiménez Montoya.

Si $\rightarrow \mu_{lim} > \mu_d$ No necesita armadura a compresión

Si $\rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d$ Necesita armadura a compresión

⁶ Norma Boliviana CBH 87 “Hormigón Armado” Pág. 62.

2.5.3.2 CÁLCULO DE LAS ARMADURAS A TRACCIÓN Y COMPRESIÓN

1. Proceso de cálculo de la armadura a tracción: Para el primer caso cuando la viga no necesite armadura a compresión se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción.

a) Con el valor del momento reducido, se obtiene la cuantía mecánica de la armadura.

b) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo:

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

Dónde:

w = Cuantía mecánica de la armadura (de tabla 2.4)

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

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

c) Calcular la armadura mínima y el valor de w_{min} se obtiene de la Tabla 2.2.

$$A_{s_{min}} = w_{min} \cdot b_w \cdot h$$

La ecuación que se muestra, solo es para secciones rectangulares.

d) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

2. Para el segundo caso, cuando la viga necesite armadura a compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción, se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

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

$$w_{S2} = \frac{\mu_d - \mu_{dlim}}{1 - \zeta} ; \quad w_{S1} = w_{min} + w_{S2}$$

Dónde:

w_{lim} = Valor recomendado por Jiménez Montoya 0,319

w_{S1} = Cuantía mecánica para la armadura a tracción

w_{S2} = Cuantía mecánica para la armadura a compresión

ζ = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico.

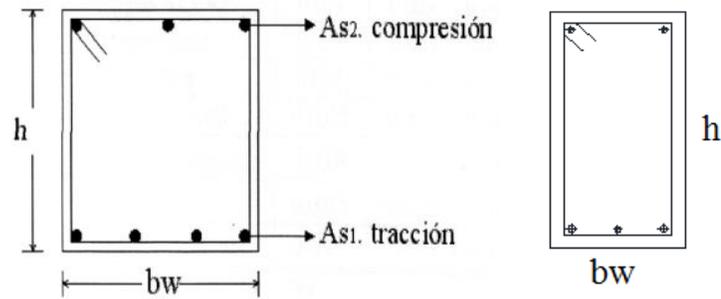


Figura 2.3. Secciones transversales de viga de hormigón armado

Fuente: Pag. Internet, Manual de Diseño de Vigas “CivilGeeks”

b) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

$$A_{s1} = \frac{w_{s1} \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad ; \quad A_{s2} = \frac{w_{s2} \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Dónde:

A_{s1} = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

A_{s2} = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión.

c) Calcular la armadura mínima, y el valor de w_{min} se obtiene de la Tabla 2.4.

$$A_{s_{min}} = w_{min} \cdot b_w \cdot h$$

d) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

Tabla 2.4

Cuantías geométricas mínimas (‰)

Elemento	Posición	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares (*)		8	6	5	4
Losa (**)		2	1,8	1,5	1,4
Vigas (***)		5	3,3	2,8	2,3
Muros(****)	Horizontal	2,5	2	1,6	1,4
	Vertical	1,5	1,2	0,9	0,8

Fuente: Norma Boliviana “CBH 87” (PÁG. 67)

Tabla 2.5

Recubrimientos Mínimos (mm)

Valores básicos			Correcciones para			
Condiciones ambientales			Armaduras sensibles a la corrosión	Losas o laminas	Hormigón	
No severas	Moderadamente severas	Severas			H 12,5 H 15 H 17,5 H 20	H 40 H 45 H 50 H 55
15	25	35	± 10	- 5	+ 5	- 5

Fuente: Norma Boliviana "CBH 87" (PÁG. 236)

Tabla 2.6

Tabla universal para flexión simple o compuesta

ξ	μ	ω	$\frac{\omega}{f_{yd}} \cdot 10^3$	
0.0891	0.03	0.0310		DOMINIO 2
0.1042	0.04	0.0415		
0.1181	0.05	0.0522		
0.1312	0.06	0.0630		
0.1438	0.07	0.0739		
0.1561	0.08	0.0849		
0.1667	0.0886	0.0945		
0.1684	0.09	0.0960		
0.1810	0.10	0.1074		
0.1937	0.11	0.1189		
0.2066	0.12	0.1306		
0.2198	0.13	0.1426		
0.2330	0.14	0.1546		
0.2466	0.15	0.1669		
0.2590	0.1590	0.1782		
0.2608	0.16	0.1795		
0.2796	0.17	0.1924		
0.2988	0.18	0.2056		
0.3183	0.19	0.2190		
0.3383	0.20	0.2328		
0.3587	0.21	0.2468		
0.3796	0.22	0.2612		
0.4012	0.23	0.2761		
0.4234	0.24	0.2913		
0.4461	0.25	0.3069		
0.4696	0.26	0.3232		
0.4939	0.27	0.3398		
0.5188	0.28	0.3570		
0.5450	0.29	0.3750		
0.5721	0.30	0.3937		
0.6006	0.31	0.4133		
0.6283	0.3193	0.4323	0.0994	DOMINIO 3
0.6305	0.32	0.4338	0.1007	
0.6476	0.3256	0.4456	0.1114	
0.6618	0.33	0.4554	0.1212	
0.6681	0.3319	0.4597	0.1259	
0.6788	0.3352	0.4671	0.1343	
0.6952	0.34	0.4783	0.1484	
0.7310	0.35	0.5030	0.1860	
0.7697	0.36	0.5296	0.2408	
0.7788	0.3623	0.5359	0.2568	
0.7935	0.3658	0.5460	0.2854	
0.8119	0.37		0.3280	DOMINIO 4
0.8597	0.38		0.4931	
0.9152	0.39		0.9251	
0.9848	0.40		5.9911	

Fuente: Jiménez Montoya, A. García Meseguer, F. Morán Cabré
 "Hormigón Armado" (TOMO I, 13ª EDICIÓN, PÁG. 280)

2.5.3.3 CÁLCULO DEL ESFUERZO CORTANTE

Para el cálculo del esfuerzo cortante, Jiménez Montoya dice: en caso particular de inercias constantes tenemos que la tensión de cizallamiento es definida por la ecuación ya conocida de la resistencia de los materiales.

$$\tau = \frac{V \cdot m}{b \cdot I}$$

Dónde:

τ = Esfuerzo cortante

V = Cortante en la sección que estamos verificando la tensión del cizallamiento

m = Momento estático en la sección donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

b = Ancho de la pieza donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

I = Momento de inercia respecto al centro de gravedad de la pieza en la dirección de diseño

2.5.3.4 CALCULO DE LA ARMADURA TRANSVERSAL

El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, la armadura transversal está constituida por estribos, barras levantadas. En virtud a todos los efectos favorables, el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura.

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

$$f_{vd} = 0.50 \cdot \sqrt{f_{cd}} \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

Cuando el esfuerzo cortante real es mayor que el esfuerzo cortante que resiste la pieza, es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante de la diferencia.

$$V_d \triangleright V_{cu}$$

$$V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima; así, para el estribo vertical es el 2 %, de la sección transversal de la pieza multiplicada por t .

$$A_{st.min} = 0.02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

2.5.3.5 TORSIÓN EN VIGAS

GENERALIDADES

“Se dice que una pieza trabaja a torsión pura cuando está sometida, como sollicitación única, a un momento torsor T , esto es a un momento cuyo eje es paralelo a la directriz de la pieza. Esta sollicitación pura es muy poco frecuente.

Una pieza trabaja a flexión con torsión cuando tanto las cargas como las reacciones de apoyo no pasan por el eje de esfuerzos cortantes.

Este eje es una línea que une los centros de esfuerzos cortantes de las distintas secciones de la pieza. El centro de esfuerzos cortantes coincide con el centro de gravedad de la sección si esta tiene un eje de simetría paralelo al plano en el que actúan las cargas. Cualquier carga F que no pase por el centro de esfuerzos cortantes produce, además de la flexión correspondiente, un momento torsor:

$$T = F \cdot d$$

Siendo d la distancia de la recta de actuación de la carga al centro de esfuerzos cortantes. La torsión se presenta casi siempre acompañada por la flexión y el cortante y da lugar, lo mismo que este último, a tensiones tangenciales sobre las secciones de la pieza. Fácilmente se comprende que el tratamiento de los problemas de torsión reviste análogas o aún mayores dificultades que el de los problemas de cortante.

Por fortuna, el cálculo a torsión puede eludirse en todos aquellos casos en que sea, para la pieza considerada, una sollicitación secundaria, esto sucede cuando el trabajo a torsión de la pieza no es necesario para el equilibrio de la misma o de otras piezas ligadas a ella.

Dicho de otro modo, la torsión es secundaria siempre que la estructura pueda seguir resistiendo aun en el supuesto de que la rigidez a torsión de la pieza considerada se haga nula. En caso contrario, se dice que la torsión es una sollicitación principal.

Para aclarar estas ideas, sean AEI y BFJ dos pórticos paralelos de un edificio (fig. 2.4). La viga CD que los une, si está cargada, somete a torsión a las vigas AE y BF, pues al flectar hace que estas giren alrededor de sus ejes.”⁷

No obstante, la torsión de las vigas AE y BF es una sollicitación secundaria, que se produce no por razones de equilibrio, sino de compatibilidad de deformaciones.

Al fisurarse estas vigas bajo la acción de la torsión, su rigidez torsional disminuye más rápidamente que la rigidez a flexión de la viga CD, por lo que los extremos de esta giran libremente, y pasa a comportarse como biapoyada, disminuyendo hasta casi anularse los momentos torsores que transmite a las vigas AE y BF.

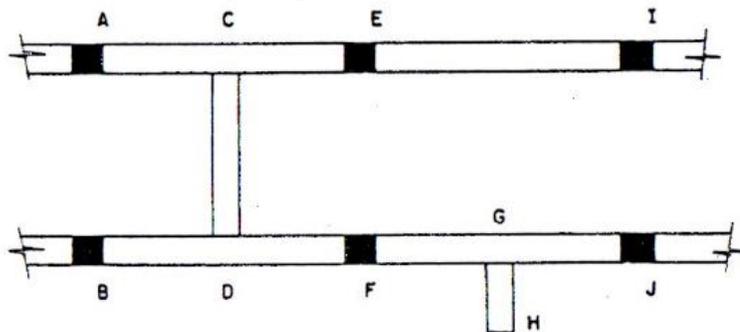


Figura 2.4. Ejemplo de torsión principal (Ménsula GH) y torsión secundaria (Viga CD)

Fuente: Jiménez Montoya, A. Meseguer, F. Cabré “Hormigón Armado”, Pag. 307

Al fisurarse estas vigas bajo la acción de la torsión, su rigidez torsional disminuye más rápidamente que la rigidez a flexión de la viga CD, por lo que los extremos de esta giran libremente, y pasa a comportarse como biapoyada, disminuyendo hasta casi anularse los momentos torsores que transmite a las vigas AE y BF. Como la mayoría de los modelos de ordenador para el análisis de estructuras utilizan características brutas de las secciones y efectúan un análisis lineal, no tendrán en cuenta la fisuración a torsión de las vigas AE y BF; por lo tanto, la ley de flectores que propondrán en la

⁷ Jiménez Montoya “Hormigón Armado” 15ª Edición, Editorial Gustavo Pág. 307.

viga CD será la correspondiente a una viga parcialmente empotrada. Esto supone que sobre estimaran el momento flector negativo en los apoyos y subestimaran el positivo en el centro del vano.

Con la ménsula GH no sucede lo mismo que con la viga CD. La ménsula somete a torsión a la viga FJ y si la rigidez a torsión de esta viga se anulara, la ménsula no podría estar en equilibrio. Se trata pues, en este caso, de una sollicitación principal de torsión.

La mayoría de las normas especifican que no es necesario, en los casos de torsión secundaria, el cálculo de las armaduras de torsión, bastando con disponer armaduras constructivas para evitar la fisuración excesiva en servicio, pues en el estado de rotura el momento torsor actuante, muy disminuido por la fisuración, no es susceptible de reducir ni el momento flector ni el esfuerzo cortante último y por otra parte, las armaduras de torsión que se dispusieran no llegarían a entrar en carga.

2.5.4 COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO

Las columnas son elementos estructurales generalmente de hormigón armado donde el esfuerzo principal es el nominal. Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada y rectangular, las columnas pueden clasificarse en:

- Columnas Cortas
- Columnas Largas

La armadura es constituida por barras longitudinales que son las que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y la armadura transversal que son los estribos, tienen la función de evitar la rotura por deslizamiento, evitando el pandeo de la armadura longitudinal y absorber los esfuerzos cortantes.⁸

Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

$$\text{Longitud de pandeo } l_o = k \cdot l \text{ (Se obtiene entrando con } \Psi \text{)}$$

⁸ Norma Boliviana CBH 87 “Hormigón Armado” Pág. 82.

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

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

Para obtener el valor de k recurrimos a la Figura 2.10 que se muestra a continuación:

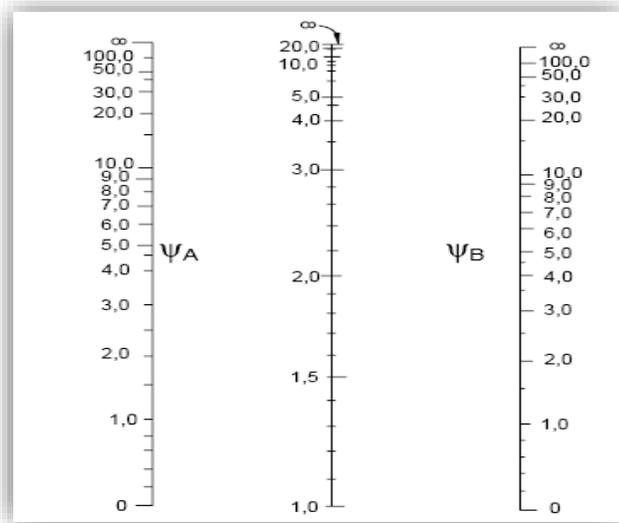


Figura 2.5. Pórticos Traslacionales
Fuente: Norma boliviana “CBH 87” (pág. 84)

2.5.4.1 MÉTODO APROXIMADO DE LA INSTRUCCIÓN ESPAÑOLA

Este método es aplicable piezas de sección constante cuya esbeltez mecánica no sea superior a 100 ($\lambda < 100$).⁹ La sección deberá dimensionarse para una excentricidad igual a:

$$e_{total} = e_e + e_a \leq e_2$$

$$e_a = (1 + 0.12 \cdot \beta) \cdot (\varepsilon_y + \varepsilon) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{l_o^2}{50 \cdot i_c}$$

⁹ Jiménez Montoya “Hormigón Armado” 15ª Edición, Editorial Gustavo Pág. 271.

Con los siguientes significados:

e_e = Excentricidad de cálculo de primer orden equivalente:

$$e_e = 0.6 \cdot e_2 + 0.4 \cdot e_1 \quad \text{para soportes intraslacionales.}$$

$$e_0 = e_2 \quad \text{para soportes traslacionales.}$$

e_0 = Excentricidad ficticia equivalente a los efectos de segundo orden:

e_2 = Excentricidad de cálculo máxima de primer orden, tomado con signos positivos

e_1 = Excentricidad de cálculo mínimo de primera orden, tomada con el signo que le corresponde.

Normalmente e_2 y e_1 son las excentricidades en los extremos. No se tomarán menores que la excentricidad accidental mínima.

l = Longitud de pandeo del soporte.

i = Radio de giro de la sección bruta del hormigón en la sección considerada.

$$\varepsilon_y = \frac{f_{cd}}{E_y} = \text{deformación del acero para su resistencia de cálculo } f_c.$$

ε = parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de la fluencia

$$\varepsilon = 0.003 \text{ cuando el axil cuasi permanente no supera el 70 por 100 del axil total.}$$

$$\varepsilon = 0.004 \text{ cuando el axil cuasi permanente es mayor del 70 por 100 del axil total.}$$

β = Factor de armado.

$$\beta = 1.0 \text{ para armaduras en las caras frontales (máxima eficacia frente al pandeo)}$$

$$\beta = 3.0 \text{ para armaduras en las caras laterales (mínima eficacia frente al pandeo)}$$

$$\beta = 1.5 \text{ para armaduras en las cuatro caras (caso intermedio)}$$

h = Canto total medido paralelamente al plano de pandeo.

En el caso de sección rectangular el radio de giro $i_c = h/3,464$ y la expresión anterior se reduce a la siguiente:

$$e_a = (1 + 0.12 \cdot \beta) \cdot (\varepsilon_y + \varepsilon) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{l_o^2}{14.343 \cdot h}$$

2.5.4.2 PROCESO DE CÁLCULO

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma, si la esbeltez es menor que 35 se trata de una columna corta, y si es mayor se trata de una columna larga.

1.- La esbeltez de un elemento se la determina mediante la siguiente fórmula:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

Dónde:

l_0 = longitud de pandeo

k = coeficiente de pandeo para la pieza en la dirección en que estamos haciendo el cálculo.

A = Área transversal de la columna

I = Inercia de la sección en la dirección en que estamos analizando.

2.- Excentricidad mínima de cálculo

Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro la Norma Boliviana considera una excentricidad constructiva (dependiendo la dirección en que se está considerando el pandeo) igual al mayor de los dos valores:

$$e \geq \frac{h}{20} \text{ o } \frac{b}{20} \quad ; \quad e \geq 2 \text{ cm}$$

3.- Resistencia del hormigón

A través de una serie de ensayos empíricos en laboratorio, se ha concluido que se puede determinar la resistencia del hormigón para las columnas usando un coeficiente de reducción; así tenemos que la resistencia de cálculo del hormigón para las columnas es de:

$$f_{cd} = 0.9 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

4.- Cálculo de las armaduras

Armatura longitudinal para piezas sin pandeo y solicitadas por carga axial. En caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas y para un acero de dureza natural, la resistencia máxima de la columna es:

$$\gamma_m \cdot N_d = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h + A_s \cdot f_{yd}$$

$$\gamma_m = \frac{b + 6}{b} \geq 1.15$$

Despejando A_s de la ecuación:

$$A_s = \frac{\gamma_m \cdot N_d - 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}}$$

La armadura mínima es:

$$A_s = 0.006 \cdot A_c$$

La armadura máxima es:

$$A_s = 0.08 \cdot A_c$$

Se calcula la armadura longitudinal con la ayuda del ábaco que se muestra en la Figura 2.6.

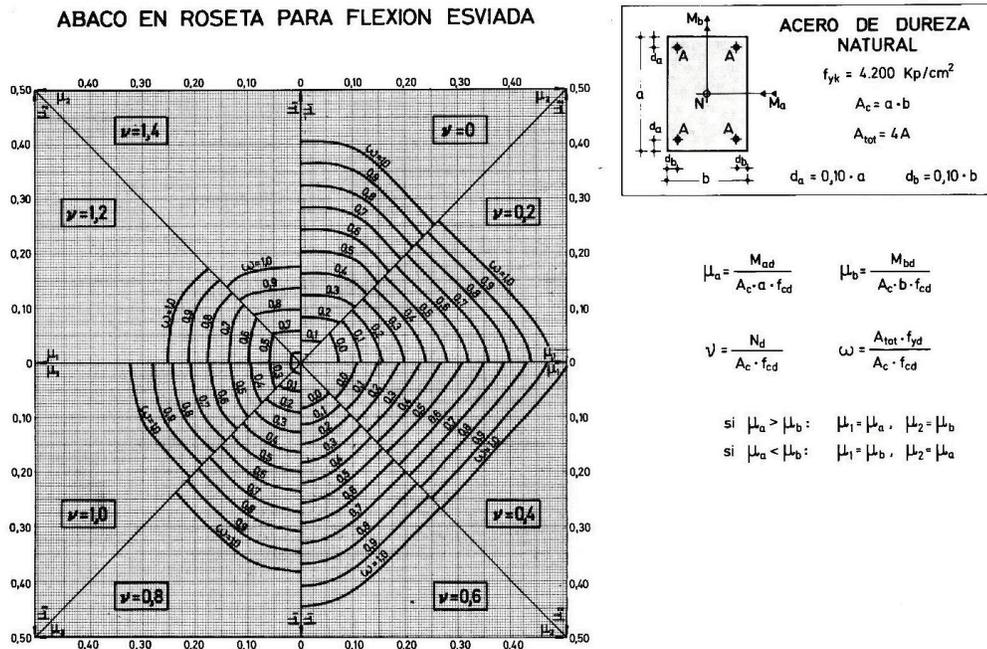


Figura 2.6. Abaco para Flexión Esviada
Fuente: JIMÉNEZ MONTOYA, "Hormigón armado" (13ª Edición, pág. 446)

3.5.5 IDEALIZACIÓN DE FUNDACIONES

En las cimentaciones los apoyos son rígidos (o con empotramiento total, que no existe en ningún caso) o móviles (que se da en los apoyos de puentes, aunque siempre existe un coeficiente de roce inicial con un valor que puede ser más o menos apreciable). Para este proyecto se idealizará la cimentación como apoyos fijos.

Todo esto se hace a los efectos de hacer los cálculos de una manera más sencilla, más simplificada. Los resultados que se obtienen de estas simplificaciones o "idealizaciones" están muy cerca de la realidad, con las debidas limitaciones.

La cimentación se la realizarán con zapatas aisladas, zapatas esquineras, zapatas de medianería o zapatas medianeras con viga centradora de hormigón armado, posterior a los datos obtenidos de la cimentación se realizará el cálculo de las dimensiones y armadura que las zapatas llegue a requerir para poder soportar todos los esfuerzos a las que sean sometidas.

Las zapatas son cimentaciones que se disponen para zonas aisladas de la estructura, constituyen el tipo más frecuentemente utilizado y se emplean cuando el terreno tiene una resistencia media o alta en relación con las cargas que le transmite la estructura y es suficientemente homogéneo como para que no sean de temer asientos diferenciales significativos entre las distintas partes de ésta, existen distintos tipos de zapatas:

- Zapatas Aisladas
- Zapatas Esquineras
- Zapatas Medianeras

También existen otros tipos de elementos de fundación conocidos:

- Losas de Fundación
- Cimentaciones profundas por Pilotes
- Vigas Centradoras

Las zapatas tienden a ser más económicas, puesto que los volúmenes de hormigón que requieren para materializar este tipo de cimentación son reducidos en comparación con otros tipos de fundaciones, como ser las losas de fundación o

cimentaciones profundas, motivo por el cual utilizaremos estas fundaciones en el proyecto.

2.5.6 ZAPATA AISLADA DE HORMIGÓN ARMADO

Las zapatas (cimentaciones superficiales de zonas aisladas de la estructura) son el tipo más frecuente, se emplean cuando el terreno tiene ya en su superficie una resistencia media o alta en relación con las cargas de la estructura y es suficientemente homogéneo como para que no sean de temer asientos diferenciales entre las distintas partes de ésta.

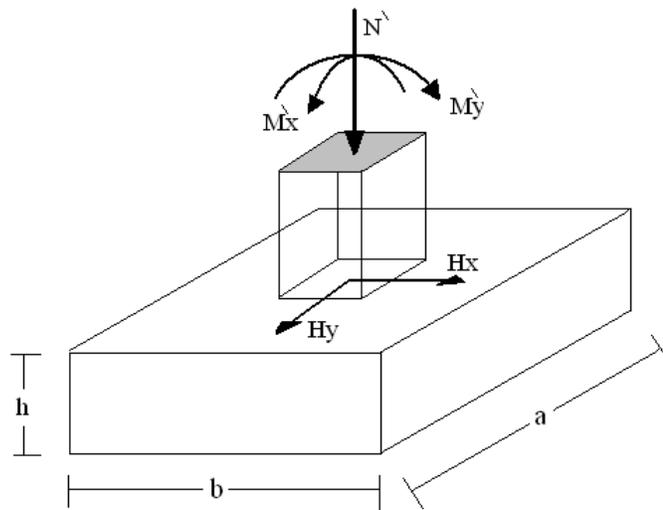


Figura 2.7. Solicitaciones presentes en una zapata aislada
Fuente: Pag. Internet, Manual de Diseño de Zapatas “CivilGeeks”

2.5.6.1 MÉTODO DE LAS ÁREAS EQUIVALENTES

En el Eurocódigo de proyecto geotécnico, permiten suponer una distribución plástica de tensiones en un área cobaricéntrica con la resultante vertical de las acciones sobre la zapata, de esta forma se simplifican bastante los cálculos respecto a un cálculo elástico.

El área equivalente tiene una superficie tal que sobre ella actúa una tensión igual a la tensión admisible del terreno. Y dicha área está situada con su centro de gravedad coincidiendo con la posición de la resultante del esfuerzo axial y los momentos que actúan sobre la base del soporte.

2.5.6.2 PROCESO DE CÁLCULO

Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

Momento en el eje x (Mx)

Momento en el eje y (My)

Carga vertical que llega a la zapata (N).

1.-Se calculará el peso propio de la zapata, mayorando un valor igual al 25% del total de la carga N:

$$PP_{zap} = 1,25 \cdot N$$

2.-Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, encontramos el área necesaria que deberá estar en función del esfuerzo admisible, los valores de a y b.

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

Escogemos un área mayor a la necesaria, y determinamos las dimensiones tentativas de a y b, estos deben ser valores constructivos. Para comprobar si las dimensiones cumplen, verificamos con la siguiente ecuación:

$$\frac{PP + N}{a \cdot b} \leq \sigma_{adm}$$

3.-Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con las siguientes fórmulas (que llevan en cuenta las solicitaciones por punzonamiento y el corte).

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{4} \pm \frac{a \cdot b}{2k-1}} - \left(\frac{a_1 + b_1}{4} \right)$$
$$d_2 \geq \begin{cases} \frac{2 \cdot (a - a_1)}{4 + k} \\ \frac{2 \cdot (b - b_1)}{4 + k} \end{cases}$$

Dónde:

$$\gamma_f = 1.6$$

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

- El σ_{real} puede ser el σ_{max} o el σ_{adm}
- Se asumirá un recubrimiento de la zapata de 5 cm.
- La altura mínima que deberá tener una zapata es de 30 cm.

4.-Cálculo del peso propio real de la zapata con la siguiente fórmula:

$$PP_{zapata} = \gamma_H \cdot Volumen$$

Los esfuerzos cortantes en la base de la columna generan momentos flectores en la base de la zapata, dichos momentos serán:

$$M_{ad} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot a} \cdot \left(\frac{a - a_c}{2} + 0,15 \cdot a_c \right)^2$$

$$M_{bd} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot b} \cdot \left(\frac{b - b_c}{2} + 0,15 \cdot b_c \right)^2$$

2.5.6.3 VERIFICACIONES NECESARIAS

VERIFICACIÓN AL VUELCO

Todo elemento de cimentación sometido a momentos flectores o fuerzas horizontales deberá comprobarse su seguridad al vuelco.

Verificación para la dirección X-X

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) \cdot \left(\frac{a}{2} \right)}{(M_y + V_x \cdot h)} \geq 1.50$$

Verificación para la dirección Y-Y

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) \cdot \left(\frac{b}{2} \right)}{(M_x + V_y \cdot h)} \geq 1.50$$

Dónde:

N_{pl} = Es la carga de servicio transmitida al soporte.

M_x y M_y = Momentos en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

H_x y H_y =Esfuerzos cortantes en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

a y b = Las dimensiones en planta de la zapata medianera.

N_{c1} = El peso propio de la zapata medianera.

h = Altura total del elemento de cimentación.

Esta verificación se realizará para la zapata centrada, de la misma manera que se realiza para la zapata medianera.

VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO

Como fuerza estabilizante se contará sólo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de éste.

Se verifica que cumpla las siguientes recomendaciones:

Para suelos sin cohesión (arenas)

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) \cdot \tan\varphi_d}{V_x} \geq 1.50$$

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) \cdot \tan\varphi_d}{V_y} \geq 1.50$$

Para suelos cohesivos (arcillas)

$$\frac{A \cdot C_d}{V_x} \geq 1.50$$

$$\frac{A \cdot C_d}{V_y} \geq 1.50$$

Dónde:

A =Área de la base de la zapata medianera.

φ_d = Valor de cálculo del Angulo de rozamiento interno.

$$\varphi_d = 2 \cdot \frac{\varphi}{3}$$

C_d = Valor de cálculo de la cohesión.

$$C_d = 0.50 \cdot C$$

Verificación de la adherencia en dirección x-x:

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0.90 \cdot d \cdot n \cdot u}$$

$$V_{d1} = \gamma_f \cdot \sigma_{t1} \cdot b_2 \cdot \left[\left(\frac{a - a_1}{2} \right) + 0.15 \cdot a_1 \right]$$

$$\tau_{bd} = k \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

Dónde:

T_b = Tensión tangencial de adherencia

τ_{bd} = Resistencia de cálculo para adherencia

V_{d1} = Fuerza cortante mayorada en la sección.

d = Canto útil

n = Número de barras

u = Perímetro de cada barra

σ_{t1} = Tensión o presión con la que trabaja el suelo, en la zapata medianera

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón (kg/cm^2)

γ_{f1} = Coeficiente de mayoración de cargas.

k = Es un coeficiente que se toma 0,95 para zapatas rígidas y 2 para zapatas flexibles

Se define como zapatas flexibles a las que cuyo vuelo máximo es superior a 2h, en alguna de las direcciones principales.

Se define como zapatas rígidas, todas aquellas que tengan un vuelo máximo de la cimentación, medido en ambas direcciones principales, donde el paramento del elemento que se cimienta, no sea superior a 2h.

Verificación de la adherencia en dirección y-y:

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0.90 \cdot d \cdot n \cdot u}$$

$$V_{d1} = \gamma_f \cdot \sigma_{t1} \cdot b_2 \cdot \left[\left(\frac{b - b_1}{2} \right) + 0.15 \cdot a \cdot b_1 \right]$$

$$\tau_{bd} = k \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

2.5.6.4 CÁLCULO DE LA ARMADURA

Para calcular la armadura de la zapata, debemos encontrar el momento de diseño. Para esto calculamos las tensiones de la zapata sin tomar en cuenta el peso propio de la misma.

Luego encontramos el momento (M_e) a una distancia de 0.15 de la cara de la columna del bloque más comprimido.

El momento mayorado será:

$$M_{ed} = 1.6 \cdot M_e$$

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

$$w = \mu_d \cdot (1 + \mu_d)$$

El área de armadura será:

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

Con la cuantía mínima w_{min} se determinará la armadura mínima necesaria en la pieza.

Para calcular la armadura longitudinal ambas caras:

Se utilizará el área de armadura mayor de los dos valores encontrados.

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{s1}}$$

Dónde:

A_s = Área de la armadura

A_{s1} = Área de una barra de acero

Recubrimiento= Se asumirá (5 cm)

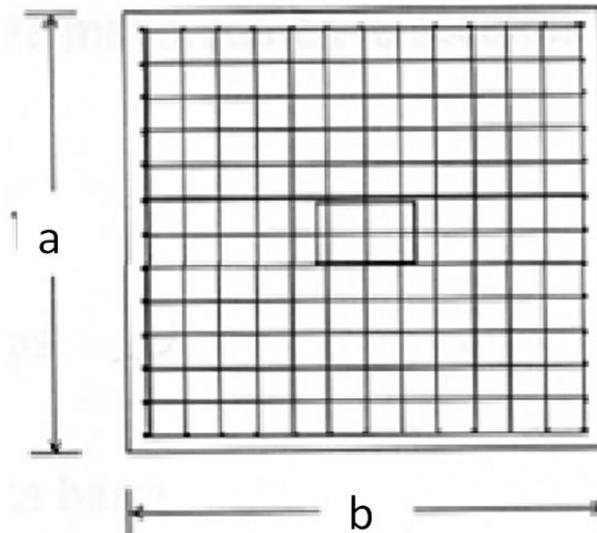


Figura 2.8. Armadura de la zapata centrada
Fuente: Manual de Diseño de Zapatas “CivilGeeks”

Se recomienda que el diámetro de las barras de acero sea como mínimo de 10 mm, tengan una separación máxima de 30 cm y de separación mínima de 10cm.

2.5.7 ZAPATA MEDIANERA CON VIGA CENTRADORA DE H°A°

2.5.7.1 INTRODUCCIÓN

La carga excéntrica puede serlo por dos motivos, porque exista además del axil un momento que descentra la carga o porque la propia carga este físicamente desplazada del centro de gravedad geométrico de la zapata. Esto último ocurre en zapatas excéntricas, siendo en la practica el caso más frecuente el de las zapatas de medianería. En este caso, al no ser uniforme la distribución de presiones, la zapata tiende a girar produciendo acciones horizontales sobre la estructura y sobre el terreno.

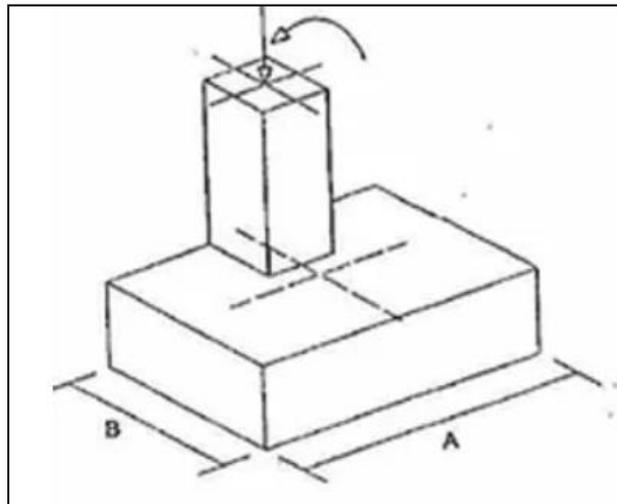


Figura 2.9. Zapata de Medianería

Entre las distintas soluciones que existen para resolver el problema de las zapatas de medianería, se estudian a continuación las dos más recomendables: la de la viga centradora, que se utiliza cuando las cargas son importantes, y la el tirante embebido en el forjado, para cargas de poca importancia.

2.5.7.2 ZAPATA DE MEDIANERÍA CON VIGA CENTRADORA

Si se une la zapata del soporte de fachada con la correspondiente al soporte inmediato interior mediante una viga de gran rigidez, puede conseguirse una distribución uniforme para las presiones del terreno.

Como la rigidez de esta cimentación es muy grande respecto a las correspondientes a los soportes, sus esfuerzos pueden calcularse suponiendo que está apoyada en los mismos. Si N_1 y N_2 son las cargas de servicio transmitidas por los soportes, y P_1 y P_2 los pesos propios de la cimentación, las resultantes de las reacciones del terreno R'_1 y R'_2 , se determinan mediante las ecuaciones de equilibrio de esfuerzos:

$$R'_1 = N_1 \cdot \frac{L}{L-e} + P_1 \quad R'_2 = N_2 + P_2 - N_1 \cdot \frac{e}{L-e}$$

Para que el problema tenga solución, es necesario que $R'_2 > 0$, pues en caso contrario la viga centradora podría levantar al soporte interior.

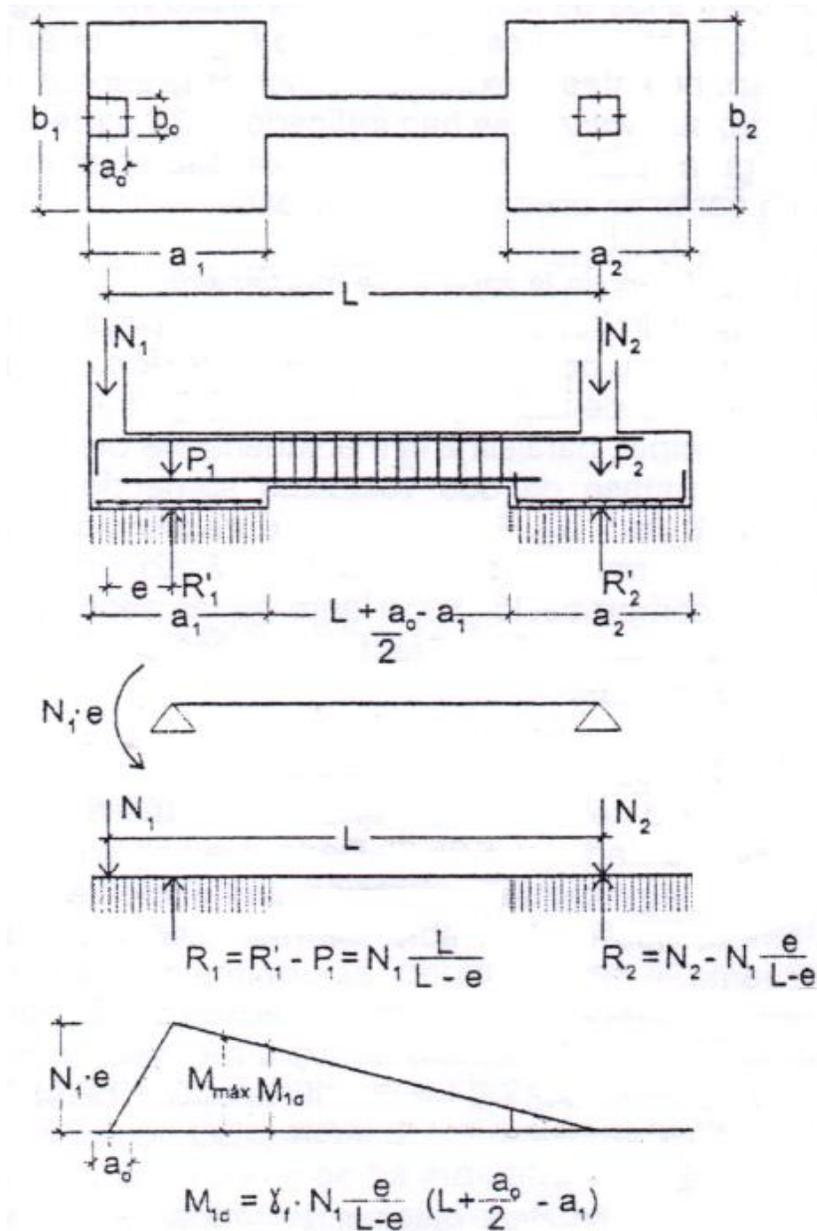


Figura 2.10. Zapata de Medianería con Viga Centradora
Fuente: Hormigón Armado “Jiménez Montoya”

Dimensionamiento:

Para el canto de las zapatas y las dimensiones de la viga centradora deben tomarse valores elevados con objeto de dar rigidez al conjunto. Las dimensiones en planta de las zapatas se determinan, en función de la presión admisible para el terreno, mediante las ecuaciones:

$$\sigma_{adm} \geq \frac{R'_1}{a_1 \cdot b_1} \quad ; \quad \sigma_{adm} \geq \frac{R'_2}{a_2 \cdot b_2}$$

a) Cálculo de Viga Centradora:

Como ya ha sido indicado, puede admitirse que la viga centradora está apoyada en los soportes y que sobre ella actúan dos cargas uniformes de longitudes a_1 y a_2 , cuyas resultantes son, respectivamente (las reacciones en el apoyo son N_{1d} y N_{2d}):

$$R_{1d} = N_{1d} \cdot \frac{L}{L-e} \quad ; \quad R_{2d} = N_{2d} - N_{1d} \cdot \frac{e}{L-e}$$

En el caso más frecuente de que el canto de la viga no supera a los de las zapatas, el armado de la viga centradora se efectúa con el momento M_{1d} y el cortante V_{1d} correspondientes al extremo interior de la zapata de la medianería: sus valores se han indicado en la parte inferior de la figura 2.11. La zona de estribos debe prolongarse medio canto en el interior de la zapata.

$$M_{1d} = -\gamma_f \cdot \frac{N_I}{2} \cdot \left[a_1 \cdot \left(2 - \frac{L}{L-e} \right) - a_0 \right]$$

$$V_{1d} = \gamma_f \cdot N_I \cdot \left(\frac{L}{L-e} - 1 \right)$$

b) Cálculo de la Zapata Medianera:

Puede admitirse que la zapata está apoyada en la viga centradora, por lo que el cálculo a flexión se hace como en el caso de zapatas continuas. La armadura principal, paralela a la medianería se determinan como si se tratase de dos voladizos sometidos a la carga de tensión calculada σ_{adm} . Sobre la armadura principal se dispondrá una armadura de reparto.

c) Cálculo de la Zapata Interior:

El cálculo de la zapata interior se efectúa como el de una zapata aislada. Dado que sobre la zapata interior la viga centradora ejerce una fuerza que ejerce una acción vertical hacia arriba, que es favorable se recomienda no tenerla en cuenta

2.6 ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

2.6.1 ESCALERAS DE HORMIGÓN ARMADO

“Las escaleras son elementos importantes en una edificación, las mismas que necesitan ser analizadas con detenimiento, no solamente como una estructura aislada en sí, sino como parte de un todo.”¹⁰

Una escalera es un medio de acceso a los pisos de trabajo, que permite a las personas ascender y descender de frente sirviendo para comunicar entre sí los diferentes niveles de un edificio. Consta de planos horizontales sucesivos llamados peldaños que están formados por huellas, contrahuellas y rellanos.

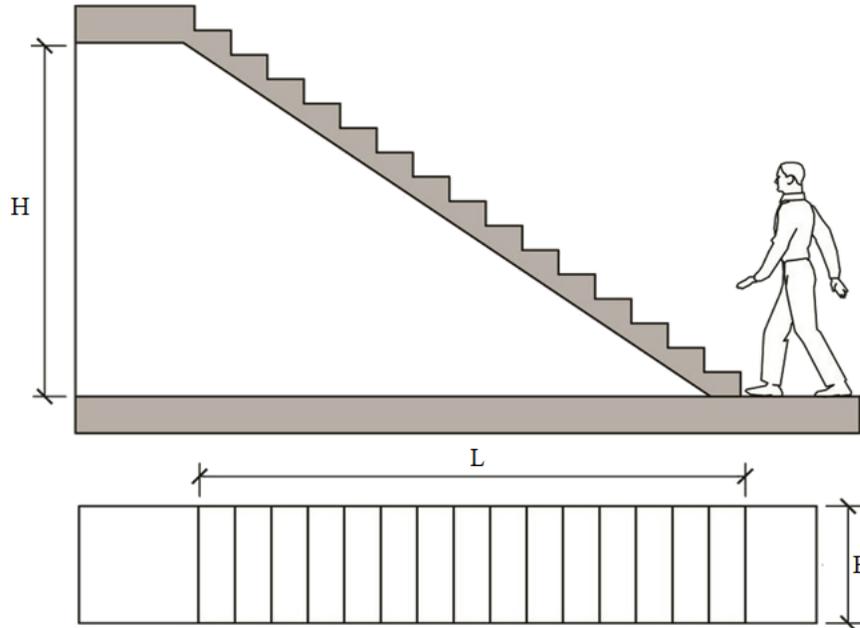


Figura 2.11. Representación de las partes de una escalera

2.6.1.1 PROCESO DE CÁLCULO

Dimensionamiento Mediante Juan Ortega García “Concreto Armado II – ACI”
Capítulo III

Si los apoyos son vigas o zapatas el momento de diseño será:

$$M_{diseño} = \alpha \cdot M_{max} \quad ; \quad \alpha = 0.8 - 1.0$$

¹⁰ Juan Ortega García “Concreto Armado II – ACI” Capítulo III

Cálculo del espesor de la losa de la escalera con las siguientes ecuaciones:

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

$$\cos\theta = \frac{p}{\sqrt{p^2 + cp^2}}$$

$$h_0 = \frac{t}{\cos\theta}$$

$$h_m = h_0 + \frac{cp}{2} = \frac{t}{\cos\theta} + \frac{cp}{2}$$

Dónde:

t = Espesor de la losa de la escalera

L_n = Longitud horizontal de la escalera

h = Proyección vertical de t

h_m = Altura media

Cálculo de la carga última:

$$q_u = pp + Acab + sc$$

Dónde:

q_u = Carga última que actúa sobre la escalera

PP = Peso propio

$Acab$ = Acabados

SC = Sobrecarga de uso

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

Cálculo del canto útil:

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

Dónde:

t = Espesor de la losa de la escalera

r = Recubrimiento

ϕ = Diámetro del hierro

Cálculo de la armadura positiva:

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

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

Dónde:

A_s = Área de armadura positiva

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón a los 28 días (kg/cm²)

f_{yd} = Limite de fluencia del acero (kg/cm²)

Disposición de la armadura:

$$A_s = \frac{N^{\circ} \text{barras} \cdot \pi \cdot \theta^2}{4}$$

$$S = \frac{b - 2 \cdot r - \theta}{N^{\circ} \text{barras} - 1}$$

Dónde:

S = Espaciamiento entre barras

Refuerzo de momento negativo:

$$A_{s \min} = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

Refuerzo transversal:

$$A_{st} = 0.0018 \cdot b \cdot t$$

$$S = \frac{A_{\theta}}{A_{st}}$$

Dónde:

A_{st} = Área de armadura transversal

A_{ϕ} = Área de la barra de hierro

2.6.2 LOSAS CON VIGUETAS PRETENSADAS

Se usan para entresijos y cubierta ante la gran necesidad de reducción de costos y encofrados, apuntalamientos y mano de obra especializada. Además, por la gran proporción de elementos huecos del material de relleno se logra una mayor aislación térmica que en las losas macizas tradicionales, se logra también una reducción del peso propio de la estructura para luces importantes.

Las viguetas son fabricadas con materiales de alta calidad, incluso los aceros que componen la armadura son aceros de alta resistencia, muy superiores a los aceros que usamos en el hormigón armado habitualmente. Son fabricados en serie y tienen un proceso de curado.

Las viguetas son fabricadas con materiales de alta calidad, incluso los aceros que componen la armadura son aceros de alta resistencia, muy superiores a los aceros que usamos en hormigón armado habitualmente, son fabricadas en serie y tienen un proceso de cálculo especial, pero nosotros al ya tener la vigueta a simple pedido nos dedicamos a obtener el cálculo de los momentos flectores sobre la losa así para poder realizar el pedido de las viguetas que cumplan la solicitud de máximo momento del proyecto.

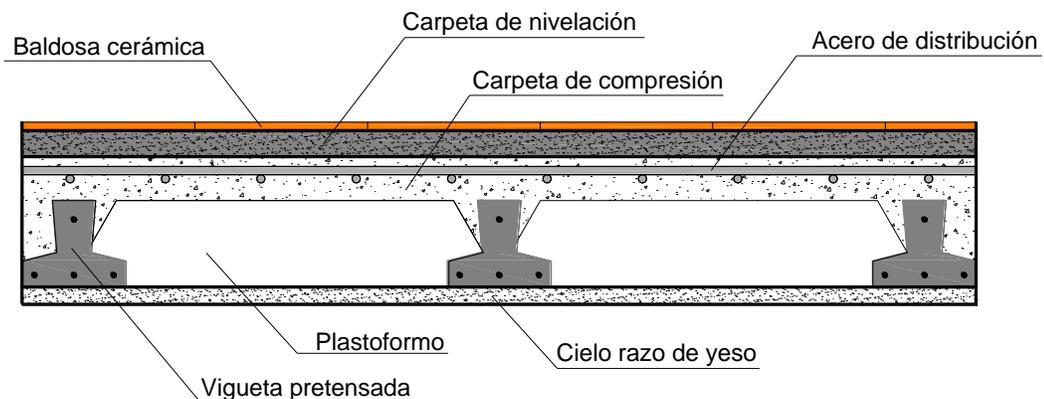


Figura 2.12. Representación de las partes de una Losa Aliviada

Proceso de cálculo para la obtención del Momento Flector Máximo

1. Determinación de luz de cálculo.

En este caso buscamos la losa que presentara la longitud de luz máxima en la estructura, esta longitud máxima se buscara mediante los planos estructurales, que es ahí donde se encuentran acotados los datos necesarios para el diseño del proyecto, así mismo una vez obtenido la luz máxima a esta sumamos la longitud de apoyo que tendrá la vigueta en cada extremo, esta longitud a considerar es de 5 cm, en total considerando 10 cm para ambos extremos de la vigueta pretensada.

2. Análisis de cargas sobre la Losa.

Para el análisis en este caso procedemos a realizar el análisis respectivo donde consideramos todas las cargas presentes sobre la losa, la carga de uso, cargas permanentes, carga de muros. También **debemos sumar la sobrecarga**, que significa todo el peso que se suma según el destino de uso, el cual podría ser dormitorio, oficina, archivo, gimnasio, etc.

Cada una de ellas presenta un peso diferente, los valores están reglamentados en las normas de construcciones, en Bolivia trabajamos con el CBH 87, o manuales que estén referenciados en la norma y a este tema. Este nos da una tabla de valores mínimos de las sobrecargas, nosotros podemos aumentarlas si queremos, pero no disminuirlas.

Más aún, es conveniente tomarlas tal cual sin modificación alguna.

Finalmente calculamos el peso propio de la losa, compuesta por las viguetas, ladrillos y capa de compresión en kg/m², pero como las formas de las secciones de cada una de ellas no son figuras regulares, esto complica el cálculo si lo quisiéramos hacer del mismo modo que para la carga adicional, entonces el fabricante de las viguetas deja, en cada comercio de venta o corralón, los folletos que contienen las tablas necesarias para los pesos, resistencias e instrucciones constructivas. Son gratuitas, solo hay que pedir las, y sirven para las viguetas de esa marca. Cada marca de viguetas tiene su propio manual.

3. Proceso de cálculo.

Para la obtención del momento flector máximo se necesita el resultado total de todas las cargas actuantes presentes sobre la losa, cuales se obtienen anteriormente.

Para una losa simplemente apoyada tenemos el momento flector máximo que se presenta en el centro del tramo con el siguiente valor:

$$M_{f.adm} = q \cdot \frac{L^2}{8}$$

Este valor debe ser menor o igual al Momento Admisible que nos da el fabricante, y lo obtenemos de Tabla (**Momentos flectores admisibles**) que igualmente no facilitan los fabricantes.

Ingresando con las dimensiones de la losa adoptada comparamos y vemos que el M_f es menor que M_{adm} , lo que significa que estamos en buenas condiciones.

2.7 ESTRATEGIA PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO

Para poder realizar la ejecución del proyecto, es necesario, primero, determinar las especificaciones técnicas necesarias para la realización de la obra; seguidamente, se realizará los cálculos métricos con sus análisis precios unitarios para la elaboración del presupuesto general y así realizar el planeamiento y cronograma respectivo

2.7.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las especificaciones técnicas en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos en el contrato que son muy importantes para definir la calidad de los acabados y de los materiales en la ejecución de una obra.

En general se hicieron en base a las especificaciones nacionales oficiales del país.

2.7.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Los precios unitarios se refieren al costo por unidad de volumen, área o longitud, según corresponda, para cada ítem de construcción.

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: Materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas; tomado en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10 % y como utilidad el 10%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

2.7.3 CÓMPUTOS MÉTRICOS

Los cómputos métricos se calculan mediante el uso de fórmulas matemáticas más o menos complejas para las cantidades de cada tarea de la obra, para obtener una valoración anticipada de ésta y poder predecir las cantidades y volúmenes de material que llevará la realización de la misma, se vale de los planos y documentación definitoria del proyecto.

2.7.4 PRESUPUESTO GENERAL

El presupuesto general de la obra se lo determina de acuerdo a los análisis de precios unitarios para cada cómputo métrico referido en la obra; con esto anticipamos el costo total de la obra y poder estimar una utilidad conveniente.

Se debe tener cuidado porque un mal cálculo del presupuesto puede generar pérdidas para la empresa encargada de la construcción de la obra.

2.7.5 PLANEAMIENTO Y CRONOGRAMA

El planeamiento y cronograma de una construcción se lo determina de acuerdo a una ruta crítica y cantidad de obreros necesarios en cada una de las etapas de la construcción de la obra, existen varios métodos como ser PERT, CPM, PERT-CPM y GANTT. En nuestro caso usaremos el método GANTT para la elaboración del planeamiento y determinar el cronograma de la obra.

CAPITULO III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

En este capítulo se presenta el análisis, dimensionamiento y resultados aplicando normativas y metodologías mencionadas en el Capítulo II (Marco Teórico).

3.1 ANÁLISIS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El plano del levantamiento topográfico fue otorgado por el Municipio de Padcaya, en el cual el terreno cuenta con una superficie útil de 495,04 m² que es en su mayoría topográficamente plano con desniveles que no son de mucha de consideración, siendo el máximo desnivel de 35 cm. En visitas al lugar se pudo observar que el terreno prácticamente es plano y por lo tanto el plano topográfico otorgado es de fuente confiable.

3.2 ANÁLISIS DEL ESTUDIO DE SUELOS

Los ensayos de suelos realizados fueron los siguientes: Granulometría, Límites de Atterberg y el ensayo de carga directa S.P.T.

Es importante señalar que se realizaron la perforación de tres pozos a diferentes profundidades. Se encontró que a mayor profundidad el tipo de suelo de los pozos continúa siendo el mismo, aunque presenta un pequeño aumento de su capacidad portante.

Tabla 3.1
Capacidad portante del terreno

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	σ_{Adm} (kg/cm ²)
Pozo N°1	2,00 - 2,45	1,25
	4,00 - 4,45	1,57
Pozo N°2	2,00 - 2,45	1,36
	4,00 - 4,45	1,79
Pozo N°3	2,00 - 2,45	1,30
	4,00 - 4,45	1,63

Fuente: Estudio de Suelos del Proyecto (Anexo A-1)

En general se sugiere usar el menor valor de tensión admisible para el diseño. Los resultados obtenidos de la capacidad portante del terreno se muestran en la Tabla 3.1.

Para el diseño de la cimentación se utilizarán los resultados más desfavorables:

- Altura de cimentación = 1,80 m
- Capacidad portante del suelo $\sigma_{adm} = 1,25 \frac{Kg}{cm^2}$

La clasificación del suelo se la realizo por la clasificación AASHTO, clasificando al suelo en estudio para ambos pozos como A-6, tratándose de un suelo arcilloso de color marrón rojizo, textura fina y de consistencia media. Los resultados se muestran en la tabla 3.2.

Tabla 3.2

Características de los sondeos SPT y tipos de suelos

Sondeo S.P.T	Profundidad Ensayo (m)	Humedad Natural (%)	Tipo de suelo encontrado (AASHTO) (a profundidad de ensayo)
Pozo 01	2,00 – 2,45	7,53	Arcillas de plasticidad media y regular resistencia A-6(8)
	4,00 – 4,45	8,02	Arcillas de plasticidad media y regular resistencia A-6(8)
Pozo 02	2,00 – 2,45	7,07	Arcillas de plasticidad media y regular resistencia A-6(8)
	4,00 – 4,45	7.78	Arcillas de plasticidad media y regular resistencia A-6(10)
Pozo 03	2,00 – 2,45	7,65	Arcillas de plasticidad media y regular resistencia A-6(8)
	4,00 – 4,45	7,93	Arcillas de plasticidad media y regular resistencia A-6(8)

Fuente: Estudio de Suelos del Proyecto (Anexo A-1)

Los ensayos realizados, tablas y sus correspondientes resultados se encuentran en la sección de ANEXOS A-1.

3.3 ANÁLISIS DEL DISEÑO ARQUITECTÓNICO

Al igual que lo mencionado en el Capítulo II (Marco Teórico), el diseño arquitectónico fue proporcionado por el Gobierno Autónomo Municipal de Padcaya (Departamento de Obras Publicas) y consta de los siguientes ambientes:

Planta baja: Hall de Ingreso, Boletería, Auditorio, Garaje, Souvenirs, Sala de Seguridad, Baños Varones y Baños Mujeres.

Primer piso: Sala de Exhibición, Sala de Director, Administración, Secretaria, Archivo, Depósitos y Batería de Baños.

Segundo piso: Sala de Exhibición, Cafetería y Comedor, Terraza y Baños.

Los planos y referencias se disponen en la Sección de Anexos A-10, Planos Arquitectónicos.

3.4 ESTRUCTURA DE LA EDIFICACIÓN

La estructura de la edificación trata de dos elementos presentes, una estructura aporticada con elementos de hormigón armado y una estructura de metálica como cobertura de la edificación. El cálculo de la estructura metálica, columnas, vigas, losa alivianada, viga centradora y zapatas se las realizo con un software conocido en nuestro medio, así mismo la verificación manual de los elementos más solicitados mediante los parámetros e hipótesis recomendados en la norma Boliviana CBH 87, AISI - LRFD, y otros métodos conocidos de cálculo basados en distintas bibliografías conocidas en nuestro medio.

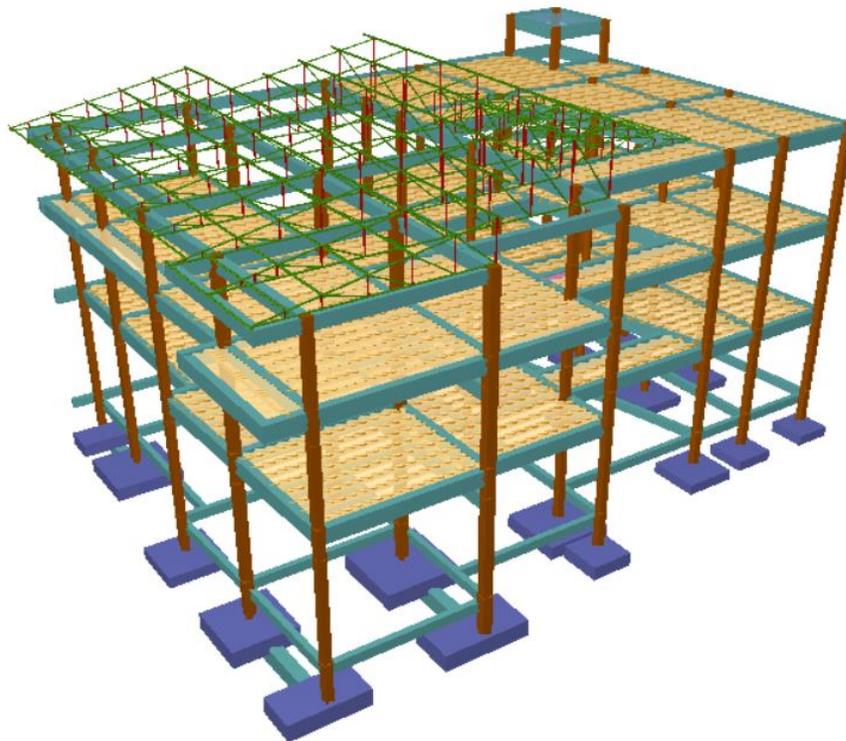


Figura 3.1. Modelado de la estructura de Sustentación Aporticada
Nota: Elaborado mediante Cypecad v2017

El software de ordenador utilizado para el modelado, cálculo y dimensionado final de los elementos es el CYPECAD v2017, y es de ahí de donde se obtiene el modelado 3D (Figura 3.1.) que se muestra con todos sus elementos considerados en el diseño.

3.4.1 DATOS GENERALES Y PARÁMETROS DE DISEÑO

Para el planteamiento estructural de los diferentes elementos que componen la edificación se utilizaron los siguientes datos generales:

- Normas y métodos a utilizar:
 - Estructura HºAº: Código Boliviano del Hormigón CBH-87
 - Estructura Metálica: Manual para el Diseño de Acero Conformado en Frio AISI – 1996 “Método de Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)”.
- Propiedades para el Hormigón Armado:
 - $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Resistencia característica del Hormigón)
 - $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ (Límite de fluencia del Acero)
- Propiedades del Acero para Cubierta Metálica:
 - Acero Conformado ASTM A-36
 - $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ Límite de Fluencia
 - $F_y = 4080 \text{ kg/cm}^2$ Límite de Rotura
 - $E = 2.039.000,00 \text{ kg/cm}^2$ Modulo de Elasticidad
- Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales:
 - $\gamma_c = 1,5$ Para el hormigón.
 - $\gamma_s = 1,15$ Para el acero.
- Coeficientes de mayoración de las cargas:
 - $\gamma_f = 1,6$
- El nivel de control en la ejecución de los elementos de Hormigón Armado para el proyecto es CONTROL NORMAL.

Cargas actuantes en la Estructura Metálica y la estructura de Hormigón.

Las cargas actuantes introducidas (carga muerta, sobrecarga de uso, cargas permanentes, cargas por acción del viento o granizo, etc.) se encuentran a detalle en la sección Anexos A-2, Análisis de Cargas.

3.5 DISEÑO ESTRUCTURAL

De acuerdo a los planos arquitectónicos se procedió al respectivo análisis, cálculo y diseño estructural de todos los elementos de nuestro proyecto, por lo que a continuación se demostrará dicho procedimiento en sus tres fases:

- Estructura de sustentación de la cubierta (cerchas metálicas).
- Estructura de sustentación de la edificación (columnas y vigas).
- Cimentaciones (zapatas, viga centradora).
- Estructuras Complementarias:
 - Losa Aliviada con Vigüeta Pretensada
 - Escaleras de Hormigón Armado

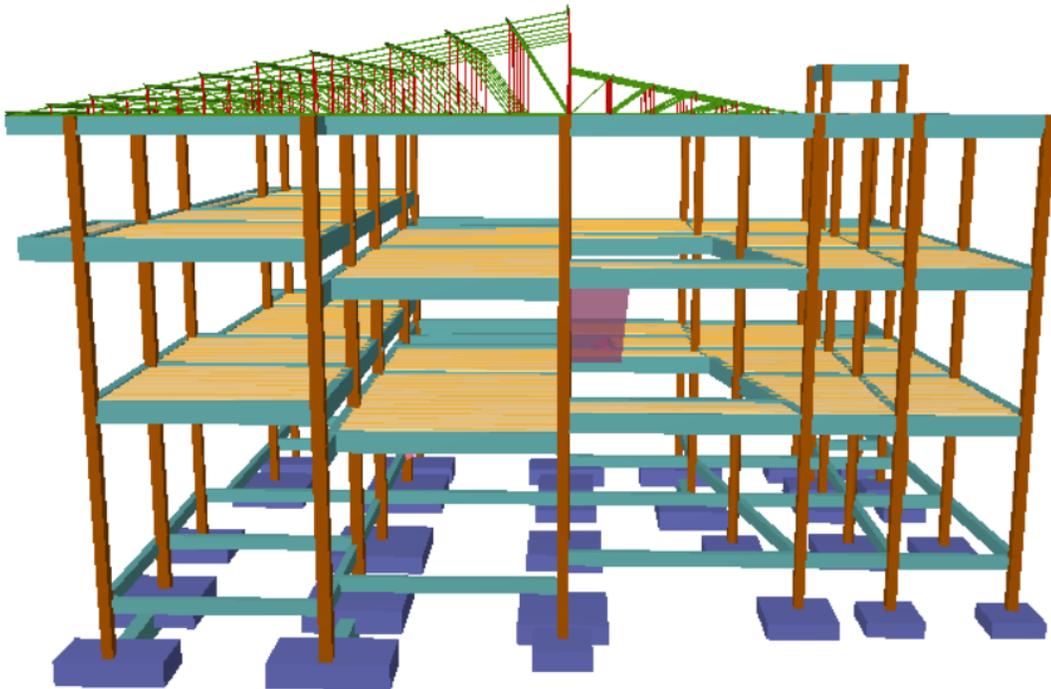


Figura 3.2. Vista lateral de la Estructura Aporticada
Nota: Elaborado mediante Cypecad v2017

3.5.1 DISEÑO DE ESTRUCTURA DE SUSTENTACIÓN DE LA CUBIERTA

El diseño de la cubierta que en nuestro caso son dos, se las realizo con cerchas metálicas de secciones cuadradas y rectangulares con apoyos fijos en los extremos o en puntos donde la estructura se encuentra apoyada sobre vigas intermedias. Las reacciones, cargas y esfuerzos presentes en la cercha fueron introducidos y obtenidos los resultados mediante el paquete de diseño estructural Cypecad 3D v2017 (para elementos metálicos), En el mismo software se modelo las estructuras metálicas sobre la estructura de hormigón armado del proyecto.

1. En el proceso de diseño se requiere ubicamos la estructura en planta que cuenta con los siguientes elementos:

- Cubierta Metálica N°1
- Cubierta Metálica N°2

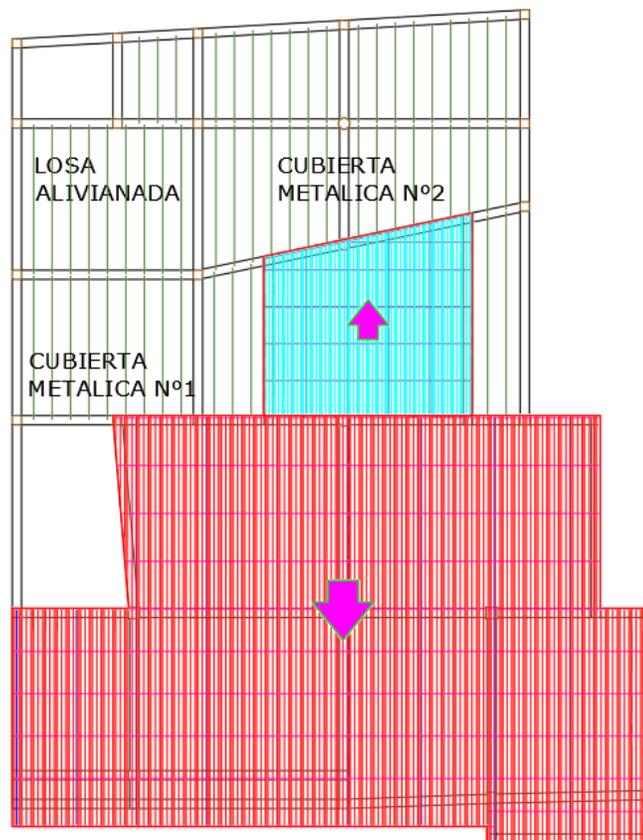


Figura 3.3. Vista en Planta de Cubierta Metálica y Losa Alivianada
Nota: Cubierta Metálica de Calamina Galvanizada y Policarbonato

2. Proceso de Idealización de las cerchas sobre los pórticos de la estructura de hormigón, donde figura apoyos fijos en cada apoyo sobre viga.

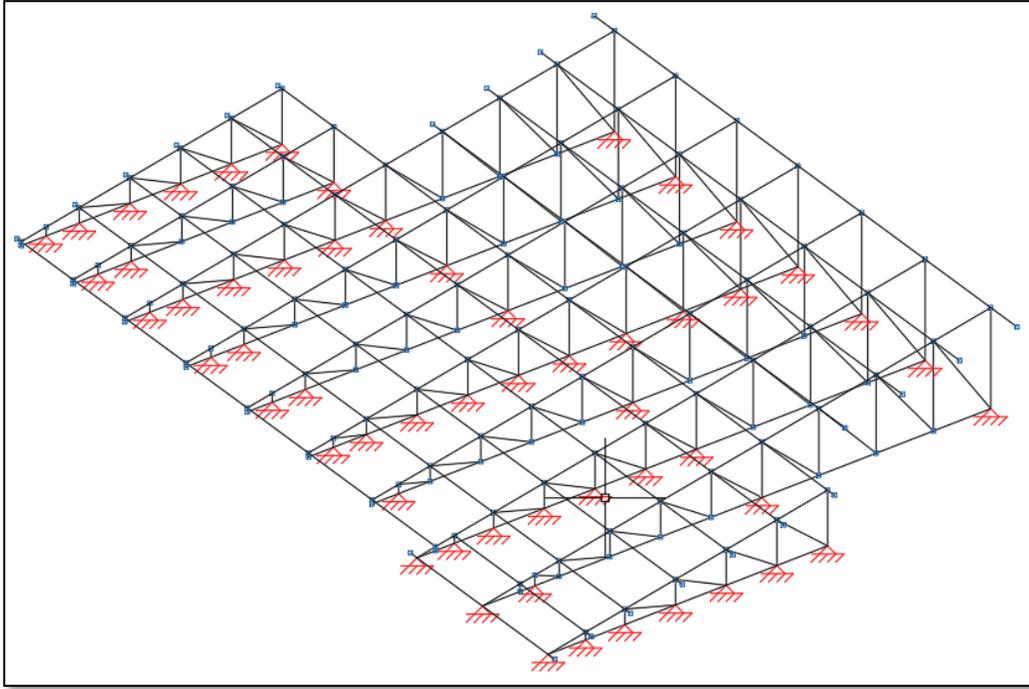


Figura 3.4. Idealización de Cubierta Metálica N°1
Nota: Idealización generada mediante Cypecad 3D

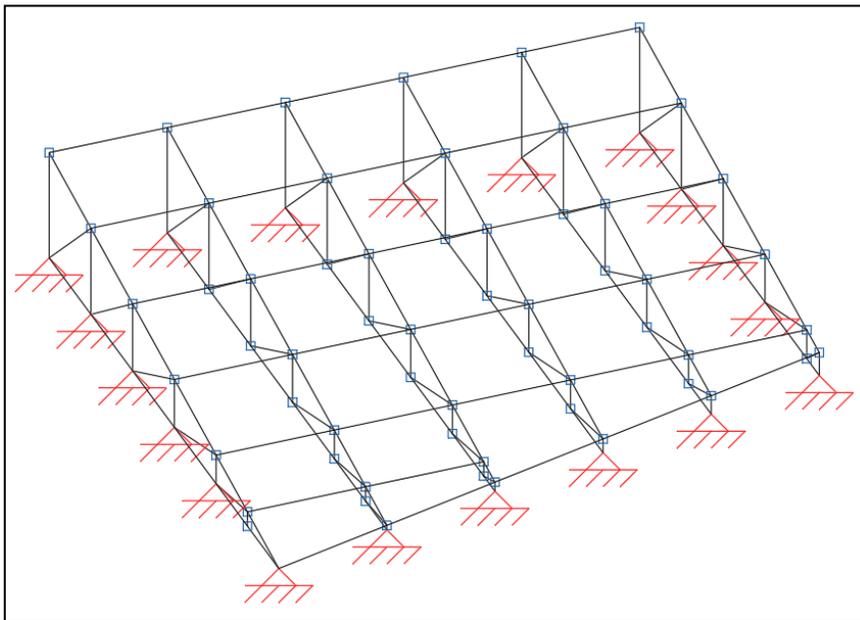


Figura 3.5. Idealización de Cubierta Metálica N°2
Nota: Idealización generada mediante Cypecad 3D

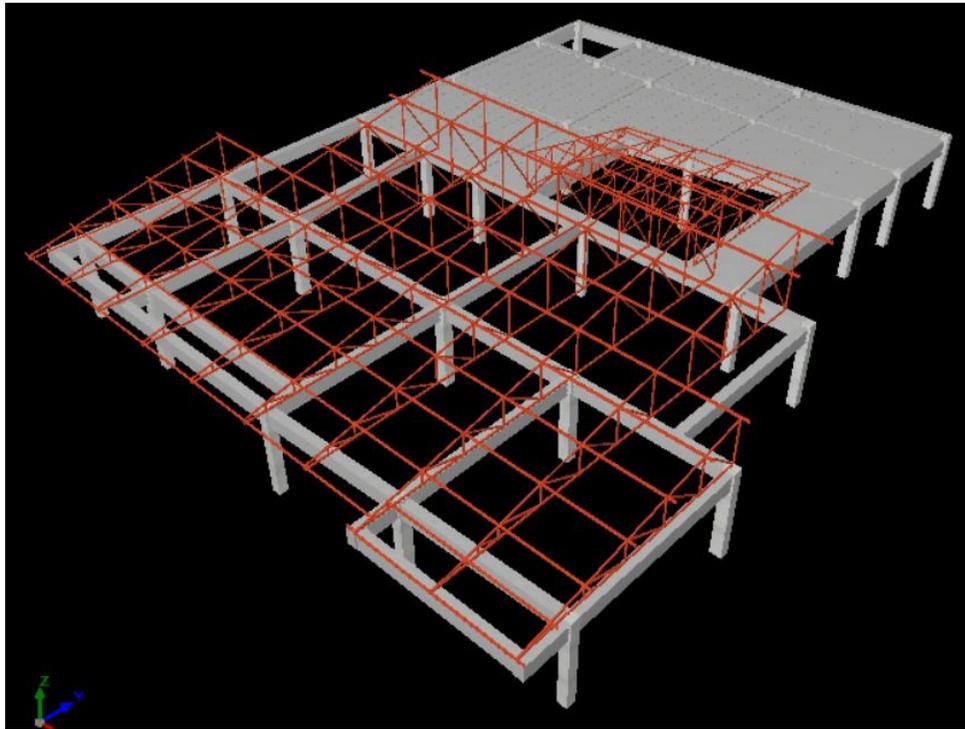


Figura 3.6. Modelado de la Estructura Metálica Cypecad 3D
Nota: Generada mediante Cypecad 3D Estructuras Metálicas

3.5.1.1 DETALLES EN CUBIERTA METÁLICA N°1

El diseño y modelado de la estructura se realizó con todos los aspectos constructivos necesarios para un buen diseño, garantizando seguridad y estabilidad de la estructura considerando las cargas actuantes, los espaciamientos entre cerchas y el mismo dimensionado de cada elemento que constituye dicha cercha. A continuación, se detalla algunos aspectos importantes en el diseño.

- Separación máxima entre Cerchas de 2.05 m.
- Separación máxima entre Correas de 1.30 m.
- Cobertura de calamina trapezoidal.
- Sección de diseño Tubo Rectangular y Cuadrado.
- Correas perfil costanero C.
- Cercha tipo Howee.

El detalle de las Hipótesis de carga utilizadas, cargas actuantes, dimensiones y verificación manual se encuentra en el **Anexo A-3** (1. Diseño de Estructura Metálica).

3.5.1.2 RESUMEN DE CUBIERTA METÁLICA N°1

En el proceso de modelado, cálculo de secciones y verificación manual se obtiene el siguiente dimensionado para cada elemento (cordón superior, inferior, diagonales, montantes y correas), de la estructura:

Tabla 3.3
Resumen de elementos para Cubierta Metálica N°1

RESUMEN PERFILES METÁLICOS A-36 CUBIERTA N°1		
Cercha 1	Cordón Inferior	TC - 40x40x0.90 mm
	Cordón Superior	TC - 40x40x0.90 mm
	Montante	TC - 40x40x0.90 mm
	Diagonal	TC - 40x40x0.90 mm
Cercha 2	Cordón Inferior	TR - 40x50x1.10 mm
	Cordón Superior	TC - 40x40x0.90 mm
	Montante	TC - 40x40x0.90 mm
	Diagonal	TC - 40x40x0.90 mm
Cercha 3	Cordón Inferior	TR - 40x50x1.10 mm
	Cordón Superior	TC - 40x40x0.90 mm
	Montante	TC - 40x40x0.90 mm
	Diagonal	TC - 40x40x0.90 mm
Cercha 4	Cordón Inferior	TR - 40x50x1.10 mm
	Cordón Superior	TC - 40x40x0.90 mm
	Montante	TC - 40x40x0.90 mm
	Diagonal	TC - 40x40x0.90 mm
Cercha 5	Cordón Inferior	TR - 40x50x1.10 mm
	Cordón Superior	TC - 40x40x0.90 mm
	Montante	TC - 40x40x0.90 mm
	Diagonal	TC - 40x40x0.90 mm
Cercha 6	Cordón Inferior	TC - 40x40x0.90 mm
	Cordón Superior	TC - 40x40x0.90 mm
	Montante	TC - 40x40x0.90 mm
	Diagonal	TC - 40x40x0.90 mm
Correas	Perfil Costanero – 80x40x15x2.00 mm	
Cobertura	Calamina Trapezoidal N°28	
Apoyo Cercha	Plancha E=3 mm (10x10 cm)	
Soldadura	Arco eléctrico y electrodo E70	

Fuente: Elaboración Propia

3.5.1.3 DETALLES EN CUBIERTA METÁLICA N°2

El diseño y modelado de la estructura se realizó con todos los aspectos constructivos necesarios para un buen diseño, garantizando seguridad y estabilidad de la estructura considerando las cargas actuantes, los espaciamientos entre cerchas y el mismo dimensionado de cada elemento que constituye dicha cercha. A continuación, se detalla algunos aspectos importantes en el diseño.

- Separación máxima entre Cerchas de 1.12 m.
- Separación máxima entre Correas de 1.00 m.
- Cercha tipo Howee.
- Cobertura de Policarbonato.
- Sección de diseño Tubo Rectangular y Cuadrado.
- Correa de diseño perfil Costanero C.

El detalle de dimensiones de cada elemento, y especificaciones se detalla en la sección de Anexos A-11, Planos Estructurales.

3.5.1.4 RESUMEN DE CUBIERTA METÁLICA N°2

En el proceso de modelado, cálculo de secciones y verificación manual se obtiene el siguiente dimensionado para cada elemento (cordón superior, inferior, diagonales, montantes y correas), de la estructura:

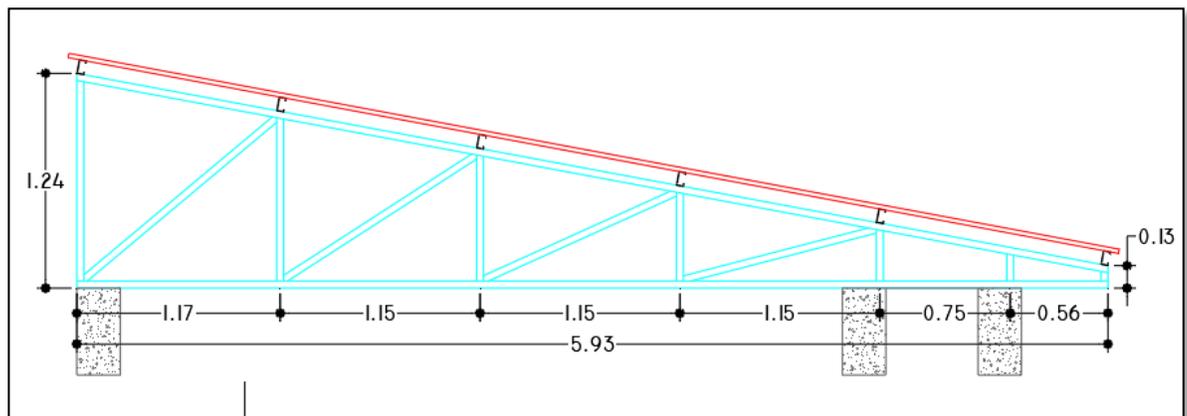


Figura 3.7. Detalles de dimensiones para cada Elemento
Nota: Especificaciones y detalles en sección Anexos A-III

Tabla 3.4
Resumen de elementos para Cubierta Metálica N°2

RESUMEN PERFILES METÁLICOS A-36 CUBIERTA N°2		
Cercha 1	Cordón Inferior	TC - 30x30x1.10 mm
	Cordón Superior	TC - 30x30x0.90 mm
	Montante	TC - 30x30x0.90 mm
	Diagonal	TC - 30x30x0.90 mm
Cercha 2	Cordón Inferior	TC - 30x30x1.10 mm
	Cordón Superior	TC - 30x30x0.90 mm
	Montante	TC - 30x30x0.90 mm
	Diagonal	TC - 30x30x0.90 mm
Cercha 3	Cordón Inferior	TC - 30x30x1.10 mm
	Cordón Superior	TC - 30x30x0.90 mm
	Montante	TC - 30x30x0.90 mm
	Diagonal	TC - 30x30x0.90 mm
Cercha 4	Cordón Inferior	TC - 30x30x1.10 mm
	Cordón Superior	TC - 30x30x0.90 mm
	Montante	TC - 30x30x0.90 mm
	Diagonal	TC - 30x30x0.90 mm
Cercha 5	Cordón Inferior	TC - 30x30x1.10 mm
	Cordón Superior	TC - 30x30x0.90 mm
	Montante	TC - 30x30x0.90 mm
	Diagonal	TC - 30x30x0.90 mm
Cercha 6	Cordón Inferior	TC - 30x30x1.10 mm
	Cordón Superior	TC - 30x30x0.90 mm
	Montante	TC - 30x30x0.90 mm
	Diagonal	TC - 30x30x0.90 mm
Correas	Perfil Costanero – 50x25x10x2.00 mm	
Cobertura	Policarbonato Traslucido E=10 mm	
Apoyo Cercha	Plancha E=3 mm (10x10 cm)	
Soldadura	Arco eléctrico y electrodo E70	

Fuente: Elaboración Propia

3.5.1.5 OBSERVACIONES EN EL DISEÑO

- La carga viva mayor presentada en el proceso del análisis fue la de granizo ya que es factor climatológico de más representatividad y que requiere mayor consideración en la zona.
- Las combinaciones de carga se consideraron a partir de la normativa AISI 1996, de donde realizando las valoraciones correspondientes se decidió trabajar con la combinación N°3, ya que esta es la que presenta el mayor valor de cálculo a considerar en el diseño de la estructura metálica.
- La modelación de la estructura y de las cerchas metálicas se realizaron de manera detallada considerando todos los apoyos existentes sobre las vigas como se puede ver en la Figura 3.6, este tipo de modelado y diseño genera que todas las cargas que se presentan en la estructura se trasladen y sumen de forma automática a la estructura de hormigón armado.
- Para el diseño de los elementos de las cerchas como ser, cordones, diagonales y montantes, se decidió por perfiles tubulares con secciones cuadradas y rectangulares ya que estos perfiles presentan una mejor trabajabilidad, presentan inercias más elevadas, reducen el tiempo de elaboración de la estructura y es muy ventajoso en el aspecto económico.



Figura 3.8. Soldadura en Perfiles Rectangulares

3.5.2 ESTRUCTURA DE SUSTENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

La estructura de sustentación trata de dos elementos de hormigón armado presentes en una estructura aporticada, dichos elementos son las columnas y vigas.

El cálculo de la columnas y vigas se las realizo con un software conocido en nuestro medio, así mismo la verificación manual de los elementos más solicitados mediante los parámetros e hipótesis recomendados en la norma Boliviana CBH-87 mediante métodos de cálculo conocidos, basados en distintas bibliografías disponibles en nuestro medio.

El software de ordenador utilizado para el modelado, cálculo y dimensionamiento final de los elementos es el CYPECAD v2017.

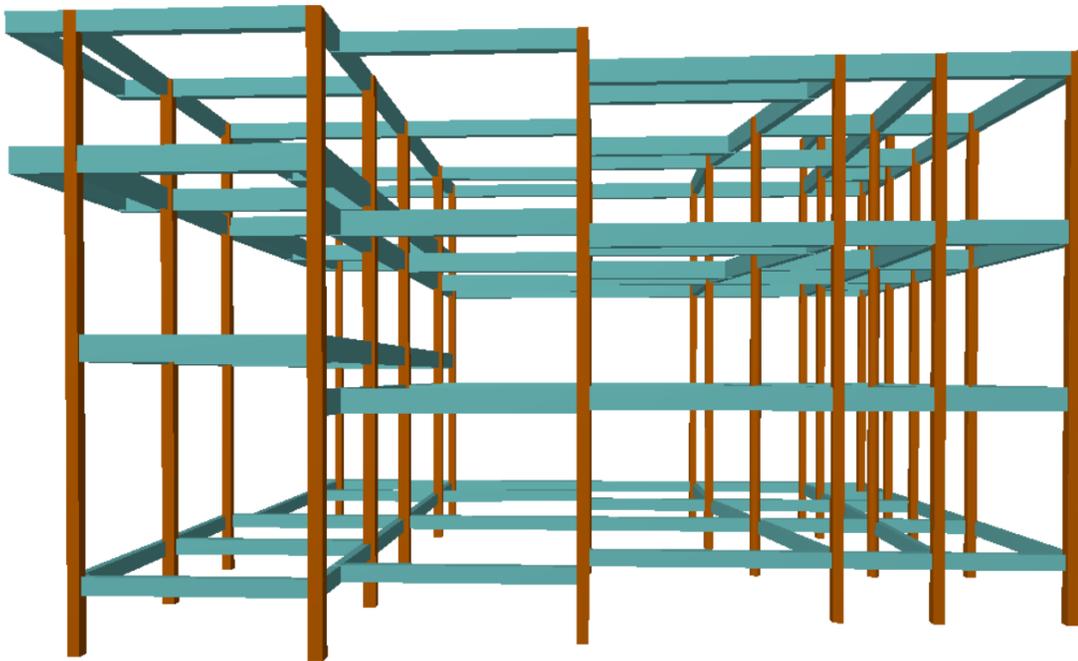


Figura 3.9. Modelado de Estructura Aporticada
Fuente: Elaboración Propia – Imagen 3D CYPECAD

3.5.2.1 HIPÓTESIS MAS DESFAVORABLE

Se considerarán las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso resulte la más desfavorable para nuestros elementos. (Utilizamos la Hipótesis I, ya que es la que representa de mejor manera a las condiciones de nuestros elementos).

$$\text{Hipótesis I: } \gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q$$

$$\text{Hipótesis II: } 0,9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q) + 0,9 \cdot \gamma_{fg} \cdot W$$

3.5.2.2 ELEMENTOS MAS SOLICITADOS

La viga más solicitada de nuestra estructura se encuentra en la segunda planta Pórtico 2, entre las columnas 19 y 23, su verificación manual se muestra a detalle en los Anexos A-3.

La columna más solicitada de nuestro edificio es la columna C20, y su verificación manual se muestra a detalle en los Anexos A-3.

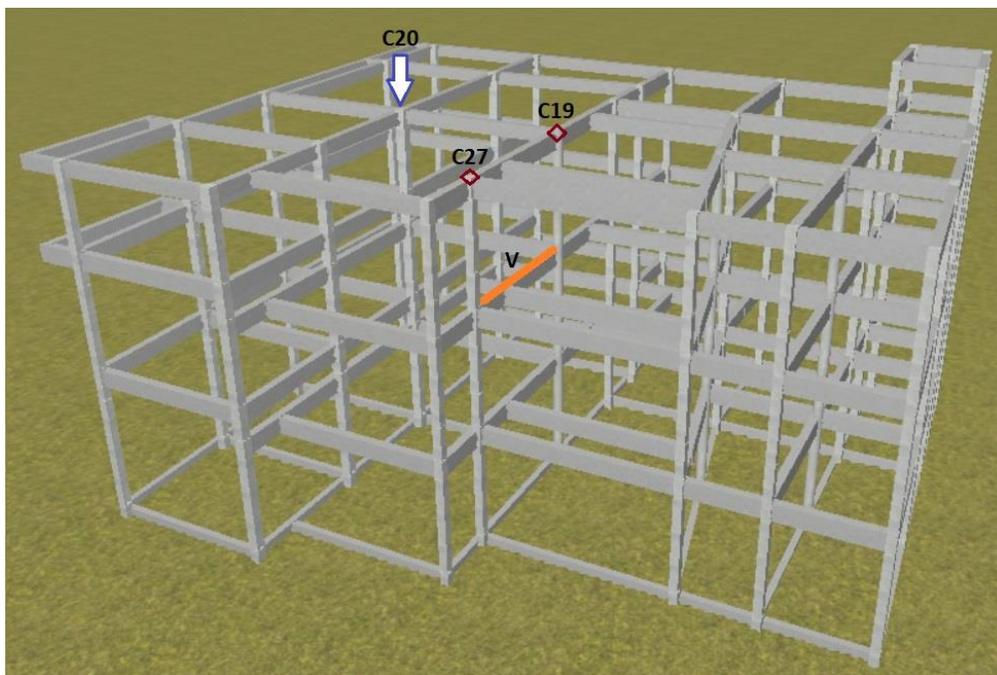


Figura 3.10. Elementos estructurales más solicitados (Vista 3D).

Fuente: Elaboración Propia – CYPECAD 3D.

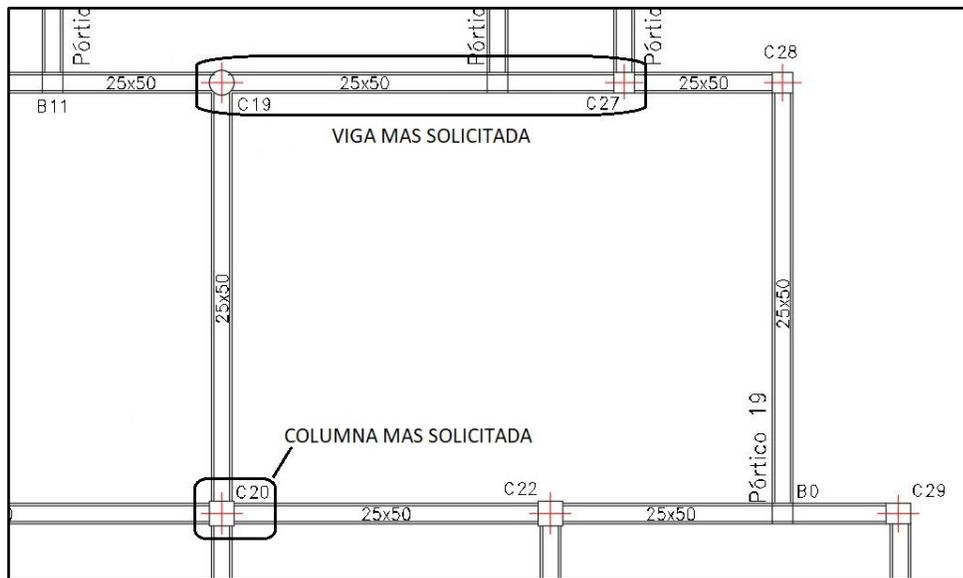


Figura 3.11. Elementos estructurales más solicitados (Vista en Planta).

Fuente: Elaboración Propia – Planos Estructurales.

3.5.3 DISEÑO DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO

El cálculo de las vigas que componen las estructuras del proyecto, se calculó mediante el software CYPECAD v2017, introduciendo los datos generales de cargas y coeficientes que se indicaron anteriormente (cargas actuantes sobre el pórtico como ser cargas de losa, cargas de mampostería y otros detallados en la sección Anexos A-2, Análisis de Cargas).

En esta etapa se reportará los resultados y el dimensionado general del cálculo manual en la viga más solicitada, que está diseñada a flexión y corte según lo establecido en la norma Boliviana CBH-87 y que se encuentra entre la columna (C19 - C27) en la cota +7,70 m.

El proceso de cálculo manual, verificaciones y el proceso de armado de la viga se halla a detalle en una planilla Excel en la sección de **Anexos A-3**, y de igual manera los planos estructurales de las vigas se muestran a detalle en los **Anexos A-11**.

Pre dimensionamiento de Viga:

La recomendación general para la altura “*h*” de la viga sea:

$$h = \frac{luz}{12} = \frac{554}{12} = 46,17 \text{ cm}$$

Por lo que se adoptaremos una altura de: $h = 50 \text{ cm}$

La base debe ser la mitad: $b = 25 \text{ cm}$

Cuadro de resumen de verificación manual para la viga seleccionada:

Para demostrar el cálculo manual realizado para la viga y la comparación con el software se muestra el siguiente resumen de los datos finales obtenidos:

Tabla 3.5
Resumen de resultados en Viga más solicitada

Viga entre C19 y C27 Nivel + 7,20 m.	Ass (cm²)	Armadura adoptada
Armadura Longitudinal (+) Inferior (Centro)	8,04	2Φ16 mm + 2Φ16 mm
Armadura Longitudinal Superior (Centro)	2,26	2 Φ12 mm
Armadura Negativa (Lado Izquierdo)	5,65	2Φ12 mm + 3Φ12 mm
Armadura Negativa (Lado Derecho)	5,65	2Φ12 mm + 3Φ12 mm
Armadura Transversal (Estribos)	9.65	Φ 6 mm c/9 cm
Diferencia Cálculo Manual y CYPECAD		1,76 %

Fuente: Elaboración Propia

3.5.3.1 OBSERVACIONES EN EL DISEÑO

- Las cuantías calculadas manualmente a comparación con las cuantías del software Cypecad son mínimas por lo cual generan el mismo dimensionado de armaduras.
- El cálculo de la armadura a compresión es innecesario por lo cual se procede al dimensionamiento de la armadura mínima recomendada por la norma (2Φ12 mm) para la sección superior de la viga.
- El armado longitudinal debido al momento negativo presente en los extremos de la viga dio como resultado un armado de (2Φ12 mm + 3Φ12 mm). Se decidió este armado solo con un diámetro en general con el fin de mantener continuidad con las barras que se presentan en las vigas continuas de la dimensionada, así mismo el espaciamiento entre las barras longitudinales sería de 3.75 cm a lo cual se considera un ancho aceptable para el vertido del hormigón.

- La cuantía calculada manualmente para el diseño a corte para ambos extremos de la viga es casi similar al generado por el programa Cypecad, ya que el programa genera distintos espaciamientos de los estribos en los extremos y en el centro de la viga, se decidió mantener un espaciamiento único de estribos en todo el tramo longitudinal de la viga, más que todo por facilidad constructiva y comprensión rápida de los planos.

3.5.3.2 CUADRO RESUMEN DE DIMENSIONES DE VIGAS

Tabla 3.6
Resumen dimensiones de Vigas

DIMENSIONES DE VIGAS	
Referencia: (m)	Dimensiones: (bxh) cm
Nivel + 0.20	(20 x 35)
Nivel + 3.70	(25 x 50)
Nivel + 4.70	(25 x 50)
Nivel + 7.20	(25 x 50)
Nivel + 8.20	(25 x 50)
Nivel + 10.70	(25 x 50)
	(25 x 40)
Nivel + 12.30	(25 x 50)

Fuente: Elaboración Propia

3.5.4 DISEÑO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO

El cálculo de las vigas que componen las estructuras del proyecto, se calculó mediante el software CYPECAD v2017, introduciendo los datos generales de cargas y coeficientes que se indicaron, (cargas actuantes sobre el pórtico como ser carga de losa, carga de mampostería y otros detallados en la sección de Anexos A-2).

En esta etapa se reportará los resultados y el dimensionado general del cálculo manual en la columna más solicitada que está diseñada a compresión excéntrica según lo establecido en la norma Boliviana CBH-87, dicha columna más solicitada C20 está ubicada en el primer tercio central de la estructura donde se muestra a más detalle en la Figura 3.10.

El proceso de cálculo manual, verificaciones, armado de la columna se encuentra a detalle en una planilla Excel en la sección de Anexos A-3, y de igual manera los planos estructurales de las vigas se muestran a detalle en los Anexos A-11.

Pre dimensionamiento de Columna:

Por recomendación de la norma, la dimensión mínima de la columna es de 25x25 cm, pero debido a momentos presentes en el proceso de cálculo se decidió aumentar sus dimensiones finales a lo cual se define el siguiente:

$$\text{Sección Cuadrada} = b \times h = 30 \times 30 \text{ cm}$$

Cuadro de resumen de verificación manual para la columna seleccionada:

Para demostrar el cálculo manual realizado para la columna y la comparación con el software se muestra el siguiente resumen de los datos finales obtenidos:

Tabla 3.7
Resumen de resultados en Columna más solicitada

Columna C20 Nivel +0.20 m. a +3.70 m	Ass (cm ²)	Armadura Adoptada
Armadura Longitudinal Principal	12.56	4Φ16 mm + 4Φ12 mm
Armadura Transversal (Estribos)	Por Norma	Φ 6 mm c/15 cm
Diferencia cálculo manual y CYPECAD		2.65%

Fuente: Elaboración Propia

3.5.4.1 OBSERVACIONES EN EL DISEÑO

- Las cuantías calculadas manualmente a comparación con las cuantías del software Cypecad son mínimas por lo cual generan el mismo dimensionado de armaduras.
- El software de Cypecad por facilidad constructiva en primera instancia dimensiono la armadura longitudinal de la columna en la disposición de (4 Φ 20 mm), 4 barras en toda la sección. Siendo la columna de una sección considerable (30x30 cm), se decidió por rearmar las barras en una distribución más homogénea en ambas caras de la columna en una disposición de (4 Φ 16 mm + 4 Φ 12 mm), es decir 8 barras en toda su sección.
- Se presento que en el proceso de cálculo y revisando los Ábacos de Roseta en bibliografías contemporáneas a la edición del CBH 87 y otras algo más modernas se restringía solo al diseño con barras del tipo (B 400 S), y en el caso particular del diseño estructural realizado se decidió usar el acero del tipo (B 500 S) el cual ya se encuentra de manera común en nuestro mercado, por lo cual se procedió a buscar ábacos más actualizados donde se considere el tipo de acero usado en el diseño.
- El software de Cypecad genera planos donde hace un uso indiscriminado de traslapes y diámetros de barras que provoca un excesivo uso de acero, por lo cual una vez calculado y finalizado el proceso de diseño se pasa a rearmar los planos, donde corregimos estos aspectos mencionados con el fin de generar planos donde se reduzca la perdida excesiva de material y de fácil compresión.

3.5.4.2 CUADRO RESUMEN DIMENSIONES DE COLUMNAS

Tabla 3.8
Resumen dimensiones de Columnas

RESUMEN DIMENSIONES			
Referencia	Dimensiones (cm)	Armadura en Arranque	
C1	(25x25) Cuadrado	4 ø 12 mm	
C2	(25x25) Cuadrado	4 ø 12 mm	
C3	(25x25) Cuadrado	4 ø 12 mm	2 ø 12 mm
C4	(25x25) Cuadrado	4 ø 12 mm	2 ø 12 mm
C5	(25x25) Cuadrado	4 ø 12 mm	2 ø 12 mm
C6	(25x25) Cuadrado	4 ø 12 mm	
C7	(25x25) Cuadrado	4 ø 12 mm	
C8	(25x25) Cuadrado	4 ø 12 mm	
C9	(25x25) Cuadrado	4 ø 12 mm	2 ø 12 mm
C10	(30x30) Cuadrado	4 ø 12 mm	4 ø 12 mm
C11	(30x30) Cuadrado	4 ø 12 mm	4 ø 12 mm
C12	(25x25) Cuadrado	4 ø 12 mm	2 ø 12 mm
C13	(25x25) Cuadrado	4 ø 12 mm	2 ø 12 mm
C14	(25x25) Cuadrado	4 ø 16 mm	2 ø 12 mm
C15	(25x25) Cuadrado	4 ø 16 mm	
C16	(25x25) Cuadrado	4 ø 12 mm	2 ø 12 mm
C17	(D = 30) Circular	6 ø 12 mm	
C18	(D = 30) Circular	6 ø 12 mm	
C19	(D = 30) Circular	6 ø 16 mm	
C20	(30x30) Cuadrado	4 ø 16 mm	4 ø 12 mm
C21	(30x30) Cuadrado	4 ø 12 mm	2 ø 12 mm
C22	(30x30) Cuadrado	4 ø 12 mm	2 ø 12 mm
C23	(30x30) Cuadrado	4 ø 12 mm	2 ø 12 mm
C24	(25x25) Cuadrado	4 ø 12 mm	2 ø 12 mm
C25	(25x25) Cuadrado	4 ø 12 mm	2 ø 12 mm
C26	(25x25) Cuadrado	4 ø 12 mm	2 ø 12 mm
C27	(30x30) Cuadrado	4 ø 12 mm	4 ø 12 mm
C28	(25x25) Cuadrado	4 ø 12 mm	2 ø 12 mm
C29	(30x30) Cuadrado	4 ø 12 mm	4 ø 12 mm
P30	(25x25) Cuadrado	4 ø 16 mm	

Fuente: Elaboración Propia

3.5.5 DISEÑO DE CIMENTACIONES

La estructura de edificación del Museo de la Biodiversidad cuenta con tres plantas, por lo que las cargas provenientes de las estructuras son moderadas, y la capacidad portante del suelo es relativamente buena, por lo que se definió utilizar tres tipos de elementos de fundación.

- Zapatas Aisladas
- Zapatas Medianeras
- Vigas Centradoras

Las zapatas tienden a ser más económicas, puesto que los volúmenes de hormigón que requieren para materializar este tipo de cimentación son reducidos en comparación con otros tipos de fundaciones, como ser las losas de fundación o cimentaciones profundas.

Después de realizar el estudio de suelos, se adoptó un nivel de fundación para todas las zapatas y vigas, a una Cota $-1,80$ m por debajo de la cota del terreno tal y como se observa en la siguiente imagen:

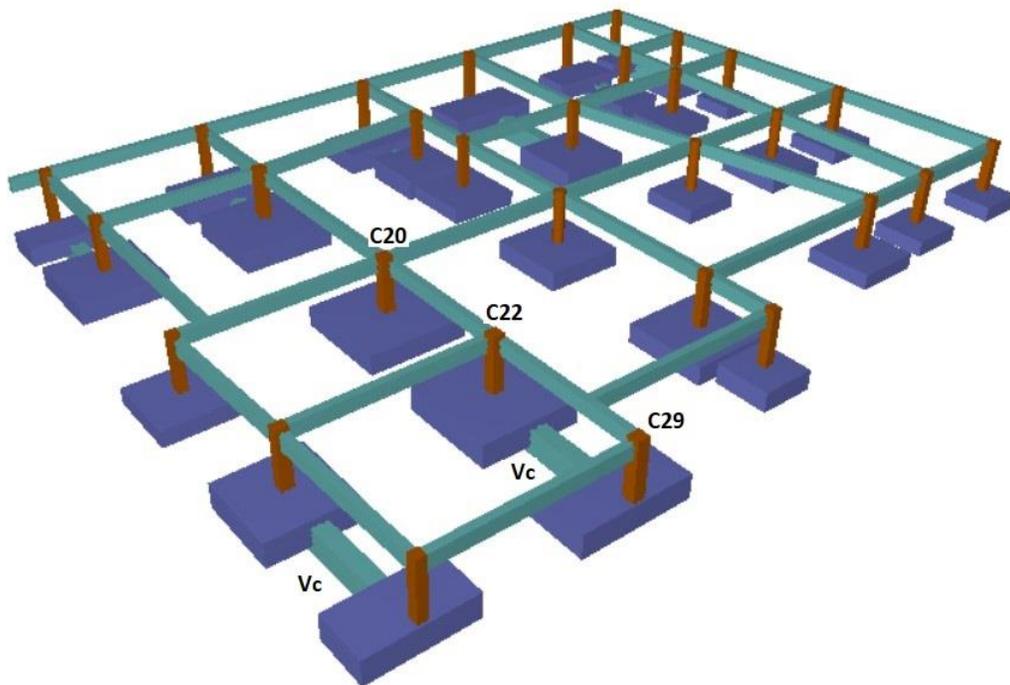


Figura 3.12. Modelado de la estructura de Cimentación.
Fuente: Elaboración Propia – Imagen 3D CYPECAD

3.5.5.1 ELEMENTOS MAS SOLICITADOS

La zapata aislada más solicitada en la estructura se encuentra en el primer tercio central, exactamente bajo la columna C20, la verificación manual y planos de este elemento se encuentra en la sección de Anexos A-3 y Anexos A-11.

La zapata medianera más solicitada en la estructura se encuentra al lado derecho, está bajo la columna C29 y apoyado a una viga centradora, la verificación manual y planos de este elemento se encuentra en la sección de Anexos A-3 y Anexos A-11.

La viga centradora más solicitada en la estructura se encuentra al lado derecho, ubicado entre las columnas C22 y C29, la verificación manual y planos de este elemento se encuentra en la sección de Anexos A-3 y Anexos A-11.

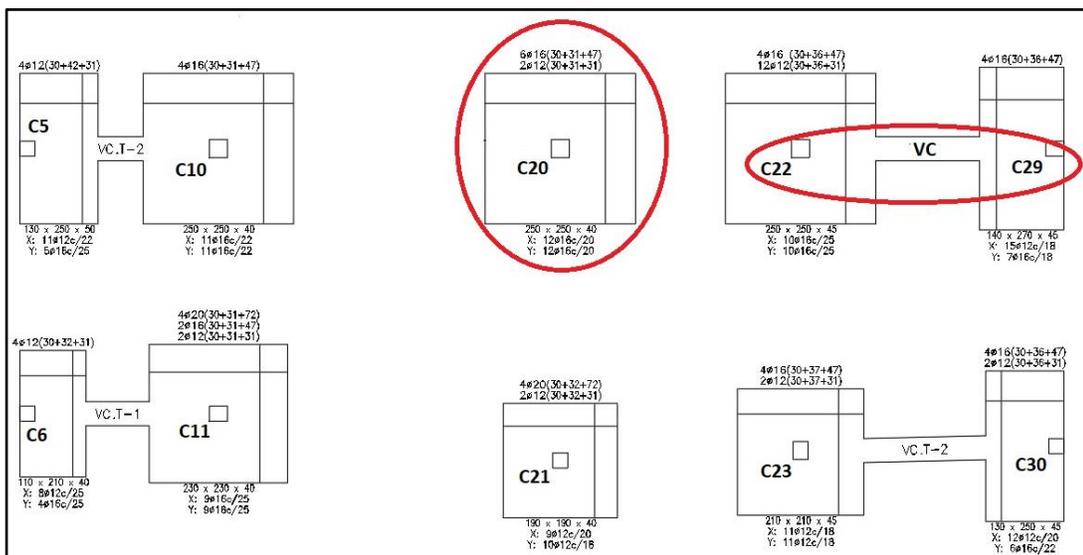


Figura 3.13. Zapata aislada y viga centradora más solicitada.

Fuente: Elaboración Propia – Plano Estructural en Autocad.

3.5.6 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS DE HORMIGÓN ARMADO

El cálculo de las zapatas que componen las estructuras del proyecto, se realizó mediante el software CYPECAD v2017, introduciendo los datos generales de cargas y coeficientes que se indicaron anteriormente (carga de uso, carga de losa, cargas de mampostería y otros más que se encuentran detallados en la sección de Anexos A-3).

En esta etapa se reportará los resultados y el dimensionado general de la zapata más cargada, diseñada según lo establecido en la norma boliviana CBH-87.

El proceso de cálculo manual, verificaciones y el proceso de armado de la zapata se halla a detalle en una planilla Excel en la sección de Anexos A-3, y de igual manera los planos estructurales de las vigas se muestran a detalle en los Anexos A-11.

Cuadro resumen de verificación manual para la zapata seleccionada:

Para demostrar el cálculo manual realizado para la zapata y la comparación con el software se muestra el siguiente resumen de los datos finales obtenidos:

Tabla 3.9
Resumen de resultados en Zapatas Aisladas

Zapata Aislada C20	Ass (cm ²)	Armadura Adoptada
Armadura en Dirección de X	22,11	11 Ø 16 c/23
Armadura en Dirección de Y	22,11	11 Ø 16 c/23
Diferencia cálculo manual y CYPECAD		2.50 %

Fuente: Elaboración Propia

3.5.6.1 TABLA RESUMEN DE DIMENSIONES DE ZAPATAS

Tabla 3.10
Resumen dimensiones de Zapatas

RESUMEN DIMENSIONES ZAPATAS		
Referencias	Geometría	Armado
C1	Zapata Medianera Ancho X: 80.0 cm Ancho Y: 140.0 cm Canto: 50.00 cm	X: 7Ø12 c/20 Y: 4Ø12 c/18
C2	Zapata Medianera Ancho X: 115.0 cm Ancho Y: 220.0 cm Canto: 50.00 cm	X: 10 Ø 12 c/22 Y: 5 Ø 16 c/25
C3	Zapata Medianera Ancho X: 140.0 cm Ancho Y: 280.0 cm Canto: 60.00 cm	X: 15 Ø 12 c/18 Y: 6 Ø 16 c/22

C4	Zapata Medianera Ancho X: 135.0 cm Ancho Y: 260.0 cm Canto: 60.00 cm	X: 14 Ø 12 c/18 Y: 6 Ø 16 c/22
C5	Zapata Medianera Ancho X: 130.0 cm Ancho Y: 250.0 cm Canto: 60.00 cm	X: 14 Ø 12 c/18 Y: 5 Ø 16 c/25
C6	Zapata Medianera Ancho X: 110.0 cm Ancho Y: 210.0 cm Canto: 50.00 cm	X: 11 Ø 12 c/18 Y: 4 Ø 16 c/25
C7	Zapata Aislada Ancho: 120.0 cm Canto: 50.00 cm	X: 5 Ø 12 c/22 Y: 5 Ø 12 c/22
C8	Zapata Aislada Ancho: 150.0 cm Canto: 50.00 cm	X: 7 Ø 12 c/22 Y: 7 Ø 12 c/22
C9	Zapata Aislada Ancho: 180.0 cm Canto: 60.00 cm	X: 10 Ø 12 c/18 Y: 10 Ø 12 c/18
C10	Zapata Aislada Ancho: 250.0 cm Canto: 60.00 cm	X: 11 Ø 16 c/22 Y: 11 Ø 16 c/22
C11	Zapata Aislada Ancho: 230.0 cm Canto: 50.00 cm	X: 9 Ø 16 c/25 Y: 9 Ø 16 c/25
C12, C24	Zapata Aislada Ancho: 130.0 cm Canto: 30.00 cm	X: 5 Ø 12 c/25 Y: 5 Ø 12 c/25
C13	Zapata Aislada Ancho: 160.0 cm Canto: 30.00 cm	X: 8 Ø 12 c/20 Y: 8 Ø 12 c/20
C14	Zapata Aislada Ancho: 210.0 cm Canto: 60.00 cm	X: 11 Ø 12 c/18 Y: 11 Ø 12 c/18

C15, C17	Zapata Aislada Ancho: 190.0 cm Canto: 40.00 cm	X: 10 Ø 12 c/18 Y: 10 Ø 12 c/18
C16, C18	Zapata Aislada Ancho: 160.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 6 Ø 12 c/25 Y: 6 Ø 12 c/25
C19	Zapata Aislada Ancho: 210.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 11 Ø 12 c/18 Y: 11 Ø 12 c/18
C20	Zapata Aislada Ancho: 260.0 cm Canto: 50.0 cm	X: 11 Ø 16 c/23 Y: 11 Ø 16 c/23
C21	Zapata Aislada Ancho: 190.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 10 Ø 12 c/18 Y: 10 Ø 12 c/18
C22	Zapata Aislada Ancho: 250.0 cm Canto: 60.0 cm	X: 10 Ø 16 c/25 Y: 10 Ø 16 c/25
C23	Zapata Aislada Ancho: 210.0 cm Canto: 60.0 cm	X: 11 Ø 12 c/18 Y: 11 Ø 12 c/18
C25	Zapata Aislada Ancho: 140.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 6 Ø 12 c/25 Y: 6 Ø 12 c/25
C26	Zapata Aislada Ancho: 175.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 8 Ø 12 c/22 Y: 8 Ø 12 c/22
C27	Zapata Aislada Ancho: 220.0 cm Canto: 50.0 cm	X: 9 Ø 16 c/25 Y: 9 Ø 16 c/25
C28	Zapata Aislada Ancho: 140.0 cm Canto: 50.0 cm	X: 8 Ø 12 c/18 Y: 8 Ø 12 c/18
C29	Zapata Medianera Ancho X: 150.0 cm Ancho Y: 280.0 cm Canto: 60.00 cm	X: 14 Ø 16 c/20 Y: 8 Ø 16 c/18
C30	Zapata Medianera Ancho X: 130.0 cm Ancho Y: 250.0 cm Canto: 60.00 cm	X: 10 Ø 16 c/25 Y: 6 Ø 16 c/22

Fuente: Elaboración Propia

3.5.6.2 OBSERVACIONES EN EL DISEÑO

- Las cuantías calculadas manualmente a comparación con las cuantías del software Cypecad son mínimas, en un promedio de 2,50%, en tal caso se genera dimensiones y un armado en barras similar al que el programa dispone en las zapatas.
- El método de la Áreas Equivalentes propuesto por Jiménez Montoya genera dimensiones de zapata y de armaduras similares a lo que software dispone, es el motivo por el cual se decidió usar este método para la verificación manual de las zapatas aisladas.
- El canto de las zapatas que se encuentran unidas a las vigas centradoras es mayor que a las demás que se encuentran libres, debido a que por recomendaciones constructivas y de cálculo se decidió mantener la altura del canto de la zapata igual que el canto de la viga centradora.
- Para el desarrollo del cálculo de las zapatas aisladas que se conectan con vigas centradoras no se considera en ningún punto alguna carga o esfuerzo debido a la viga, así que por este motivo no se necesita ninguna verificación extra en el cálculo y se procede a su desarrollo normal de dimensionamiento.

3.5.7 DISEÑO DE ZAPATA MEDIANERA CON VIGA CENTRADORA

El cálculo de las zapatas medianeras que se conectan mediante una viga centradora a otra zapata que componen la estructura del proyecto, se elaboraron mediante el software CYPECAD v2017, introduciendo los datos generales de cargas y coeficientes que se indicaron anteriormente, (cargas de uso, cargas de losa, cargas de mampostería y otros más que se encuentran detallados en la sección de Anexos A-2).

La zapata medianera definida para la verificación manual es la C29 que está ubicada en el lado derecho de la estructura conectada a la zapata aislada C22 mediante la viga centradora y estos elementos se muestran a más detalle en la Figura 3.12.

El proceso de cálculo manual, verificaciones y el proceso de dimensionado y armado de los elementos (zapata y viga), se encuentra a detalle en una planilla Excel en la

sección de Anexos A-3, y de igual manera los planos estructurales de las vigas y zapatas se muestran a detalle en los Anexos A-11.

3.5.7.1 RESUMEN DE VIGA CENTRADORA

Para demostrar el cálculo manual realizado sobre la viga centradora y la comparación con el software se muestra el siguiente resumen de los datos finales obtenidos:

$$\text{Viga Centradora} = b \times h = (30 \times 60) \text{ cm}$$

Tabla 3.11

Resumen de resultados para Viga Centradora

Viga Centradora C22 – C29 Nivel - 1.80 m.	Ass (cm ²)	Armadura adoptada
Armadura Longitudinal (+) Superior	15,70	5 Φ 20 mm
Armadura Longitudinal (-) Inferior	6,03	3 Φ 16 mm
Armadura de Piel	2,26	2 Φ 12 mm
Armadura Transversal (Estribos)	0,503	Φ 9 mm c/20 cm
Diferencia Cálculo Manual y CYPECAD		7.51 %

Fuente: Elaboración Propia

3.5.7.2 OBSERVACIONES EN EL DISEÑO

- La cuantía a flexión calculada de manera manual a comparación con la cuantía generada por el software Cypecad presenta una diferencia del 7,51 %, esta diferencia se encuentra en que Cypecad para el dimensionamiento de las vigas centradoras solo dispone de plantillas definidas dependientes de los momentos que se generan en el diseño, este defecto genero un armado con una cuantía superior a lo calculado manualmente lo cual puede resultar antieconómico en caso de ejecutarlos con el diseño del programa.
- En el diseño de la viga centradora a diferencia con el diseño de las zapatas se considera la mayoración del momento flector y similar proceso al procedimiento de cálculo en las vigas comunes y en el diseño de las zapatas que se conectan se mantiene el procedimiento de cálculo sin considerar algún esfuerzo de la viga centradora.

3.5.7.3 CUADRO RESUMEN DE VIGAS CENTRADORAS

Tabla 3.12
Resumen dimensiones Vigas Centradoras

VIGAS CENTRADORAS		
Referencias	Geometría	Armado
C1 – C7 C2 – C8	Ancho: 40.0 cm Altura: 50.0 cm	Superior: 4 Ø 16 Inferior: 3 Ø 12 Piel: 1 x 2 Ø 12 Estribo: Ø 8 c/30 cm
C3 – C14	Ancho: 40.0 cm Altura: 60.0 cm	Superior: 4 Ø 20 Inferior: 3 Ø 16 Piel: 2 x 1 Ø 12 Estribo: Ø 8 c/20 cm
C4 – C9 C5 – C10	Ancho: 40.0 cm Altura: 60.0 cm	Superior: 4 Ø 20 Inferior: 3 Ø 12 Piel: 2 x 1 Ø 12 Estribo: Ø 8 c/30 cm
C6 – C11 C27 – C28	Ancho: 40.0 cm Altura: 50.0 cm	Superior: 4 Ø 16 Inferior: 3 Ø 12 Piel: 2 x 1 Ø 12 Estribo: Ø 8 c/30 cm
C22 – C29	Ancho: 40.0 cm Altura: 60.0 cm	Superior: 5 Ø 20 Inferior: 3 Ø 16 Piel: 2 x 1 Ø 12 Estribo: Ø 8 c/20 cm
C23 – C30	Ancho: 40.0 cm Altura: 60.0 cm	Superior: 4 Ø 20 Inferior: 3 Ø 12 Piel: 2 x 1 Ø 12 Estribo: Ø 8 c/30 cm

Fuente: Elaboración Propia

3.5.7.4 RESUMEN DE ZAPATA MEDIANERA

Para demostrar el cálculo manual realizado para la zapata medianera y la comparación con el software se muestra el siguiente resumen de los datos finales obtenidos:

Tabla 3.13
Resumen de resultados de Zapata Medianera

Zapata Medianera C29	Ass (cm ²)	Armadura Adoptada
Armadura en Dirección de X	28,14	14 Ø 16 c/20 cm
Armadura en Dirección de Y	14,07	8 Ø 16 c/18 cm
Diferencia cálculo manual y CYPECAD		5.25 %

Fuente: Elaboración Propia

3.5.7.5 OBSERVACIONES EN EL DISEÑO

- Las cuantías calculadas manualmente a comparación con las cuantías del software Cypecad mantiene una variación del 5.25 %, en tal caso genera un armado en barras casi similar al programa en las dos direcciones de la zapata.
- En el proceso de revisión del diseño de las zapatas para las armaduras y las dimensiones de la misma el software genera un volumen de hormigón a considerarse algo exagerado ya que presenta un canto mayor al que se calcula de manera manual.
- Al presentarse en el software unas dimensiones del canto de zapata mayores que al cálculo manual se puede verificar que esta diferencia en volumen no afecta en nada a la cuantía calculada en ambos casos.
- Al trabajar en el diseño de la zapata se lo hace considerando que es una zapata flexible ya que este proceso nos brinda la oportunidad de modificar algunas dimensiones de zapata sin afectar la cuantía solicitada en el diseño.
- En el proceso de diseño y revisión de los resultados en Cypecad se debe verificar y rearmar las zapatas que nos genera, con el fin de tener un armado más sencillo y economizar en acero y hormigón.

3.6 DISEÑO DE ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

3.6.1. DISEÑO DE ESCALERAS DE HORMIGÓN ARMADO

La escalera que se verifica es del tipo autoportante de un solo tramo, el desarrollo del cálculo se lo puede apreciar en la parte de Anexos A-3, así como también el detalle del armado de la escalera en la parte de planos estructurales en el Anexos A-11.

También se realiza el cálculo para la escalera mediante el software CYPECAD v2017, introduciendo los datos generales de cargas y coeficientes que se indicaron anteriormente, (sobrecarga de uso sobre la escalera, cargas de mampostería y otros se encuentran detallados en la sección de Anexos A-2.

Tabla 3.14
Resumen datos generales

DATOS GENERALES	
Escalera 1	Ámbito: 1.500 m Huella: 0.320 m ContraHuella: 0.1750 m
Escalera 2	Ámbito: 1.500 m Huella: 0.295 m ContraHuella: 0.175 m

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro resumen para Escalera N°1:

Para demostrar la verificación manual realizada para la escalera de hormigón armado y la comparación con el software se muestra el siguiente resumen:

Tabla 3.15
Resumen de resultados para Escalera N°1

ESCALERA N° 1	ARMADURA		
	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	12 Ø 10 c/12 cm	16 Ø 16 c/10 cm
F-F	Transversal	38 Ø 8 c/20 cm	37 Ø 8 c/20 cm
Diferencia cálculo manual y CYPECAD			1,23 %

Fuente: Elaboración Propia

3.6.1.1 OBSERVACIONES EN EL DISEÑO DE LA ESCALERA

- Las cuantías calculadas manualmente a comparación con las cuantías del software Cypecad son mínimas, en un promedio de 1,23 %, en tal caso se genera dimensiones y un armado en barras casi similar al que el programa dispone en las escaleras.
- En el proceso de verificación manual en el diseño de la escalera de un tramo se pudo verificar que el armado inferior de las barras longitudinales donde se presenta el momento máximo, la cuantía calculada es casi similar en ambos procedimientos, pero la diferencia se presenta que en el cálculo manual de las barras longitudinales superiores el proceso de cálculo manual genera una cuantía mayor que en el software y motivo por el cual se decidió armar la escalera según el cálculo manual.

Cuadro resumen para Escalera N°2:

Para demostrar la verificación manual realizada para la escalera de hormigón armado y la comparación con el software se muestra el siguiente resumen de los datos finales obtenidos:

Tabla 3.16
Resumen de resultados para Escalera N°2

ESCALERA N°2	ARMADURA		
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	12 Ø 10 c/12 cm	9 Ø 20 c/20 cm
F-F	Transversal	34 Ø 8 c/20 cm	33 Ø 8 c/20 cm
Diferencia cálculo manual y CYPECAD			1,12 %

Fuente: Elaboración Propia

3.6.2 LOSA CON VIGUETAS PRETENSADAS

El respectivo cálculo del Momento Flector para introducir en las tablas de solicitaciones del proveedor se encuentra en la parte de **Anexos A-3**.

3.7 DESARROLLO DE LA ESTRATEGIA EN LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO

3.7.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las especificaciones técnicas se las realizaron según lo señalado en el marco teórico, las cuales se pueden ver a detalle en la sección de **Anexos A-9**.

3.7.2 PRECIOS UNITARIOS

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem se lo hizo como se definió en el marco teórico:

Tabla 3.17
Análisis de Precios Unitarios

DESCRIPCIÓN		OBSERVACIONES
A	MATERIALES	TIPO DE MATERIAL, CANTIDAD Y PRECIO
B	MANO DE OBRA	TIPO DE OBRERO Y RENDIMEINTO
E	CARGAS SOCIALES	55% DE MANO DE OBRA
F	IMPUESTO I.V.A. MANO DE OBRA	14.69% DE MANO DE OBRA
H	HERRAMIENTAS MENORES	5% DE (B+E+F)
K	GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS	10% DE EQUIPO, HERRAMIENTAS
L	UTILIDAD	10% DE (EQUIPO, HERRAMIENTAS+K)
M	IMPUESTO IT	3.09% DE (EQUIPO, HERRAMIENTAS+K+L)

Fuente: Elaboración Propia

Se puede apreciarlo a detalle en cada ítem en la sección de **Anexos A-6**.

3.7.3 CÓMPUTOS MÉTRICOS

Los cálculos métricos se realizaron según los detalles encontrados en los planos arquitectónicos y estructurales finales, los cuales se pueden ver a detalle en la sección de **Anexos A-5**.

3.7.4 PRESUPUESTO GENERAL

El presupuesto total de la obra se calculó de manera inicial realizando los cálculos métricos y obteniendo la cantidad de cada ítem; posteriormente multiplicando el precio de los diferentes ítems por la cantidad de cada ítem llegando a un presupuesto total de la obra de **2.200.828,61 Bs. (Dos Millones Doscientos Mil Ochocientos Veintiocho con 61/100 Bolivianos)**, con un costo por metro cuadrado en dólares de **323,04 (\$us/m²)**. referido a tres plantas.

Se puede ver a detalle el Presupuesto General en la sección de **Anexos A-7**.

3.7.5 CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN

El plan y cronograma de obras se lo realizó aplicando el método de barras Gant colaborado por el programa (PRESCOM 2013-2019) y se lo hizo como se definió en el marco teórico. El plazo de ejecución obtenido es de **292 días calendario**, trabajando de forma regular con 25 obreros repartidos en distintos frentes de trabajo.

Se puede ver a detalle el cronograma de ejecución en la sección de los **Anexos A-8**.

CAPITULO IV
APORTE ACADÉMICO
DETERMINACIÓN DEL ASENTAMIENTO EN ESTRUCTURAS
MEDIANTE MODELACIÓN EN CYPECAD

4.1 PROBLEMÁTICA

Cuando una estructura transmite sus cargas al terreno a través de la cimentación, se producen inevitablemente deformaciones (generalmente asentamientos).

Este comportamiento que presenta el suelo al interactuar con la estructura depende del estudio de la mecánica de suelo y la cimentación que se va emplear, no debería causar graves problemas si se toma las precauciones ante ello.

4.2 PLANTEAMIENTO

El asentamiento de una cimentación del tipo superficial se debe a la deformación del suelo en el que se apoya, causado por los esfuerzos inducidos en el por la propia cimentación, esto es debido al tipo de suelo en que se construye y en grandes rasgos al contenido de agua que conforma.

Los datos de asentamientos para estructuras ya son un requerimiento común en países con normas y reglamentos más estrictos, generalmente en nuestro medio al realizar una edificación no se toma mucho en cuenta el asentamiento producido por la estructura, pero este dato es de suma importancia para analizar a detalle el tipo de fundación a seleccionar y las dimensiones de las mismas.

4.3 OBJETIVOS DEL APORTE ACADÉMICO

Objetivo General:

Como objetivo principal es el de encontrar el Asentamiento total de la estructura en la etapa de funcionamiento con todas sus cargas ya consideradas, esto mediante el modelado de la estructura en el software CYPECAD.

Objetivos Específicos:

- Obtener el Asentamiento de la estructura mediante el Software CYPECAD.
- Identificar los tipos de asentamientos que se presentan en la estructura.
- Conocer los asentamientos admisibles que se presentan para el diseño de la estructura.
- Modelar la estructura de hormigón mediante el diseño de la interacción suelo-estructura en el software CYPECAD.
- Identificar y calcular el módulo de balasto a utilizar en según el tipo de suelo donde se realizará la fundación.
- Generar gráficos de la deformada de la estructura con el fin de verificar si el pórtico está considerando la elasticidad del terreno para el diseño y obtención del asentamiento.

4.4 METODOLOGÍA DEL APOORTE

Se aplicará un software actualizado y muy conocido en nuestro medio para el análisis de la estructura, tanto para diseñar los elementos estructurales de nuestro edificio aporticado y el análisis del asentamiento mediante el software CYPECAD v2017.

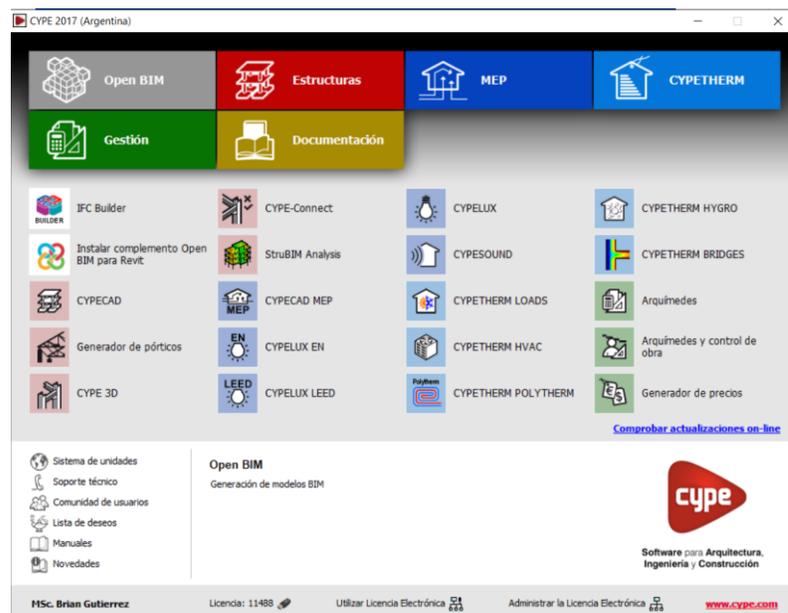


Figura 4.1. Software a utilizar para determinar el Asentamiento

4.5 ASENTAMIENTO

El asentamiento de un edificio se puede medir como el asentamiento total de la estructura, o bien, como el asentamiento diferencial entre zapatas adyacentes o entre el centro y las esquinas de un edificio.

En general, si los asentamientos totales son uniformes se pueden tolerar sin grandes dificultades, si todas las cimentaciones de un edificio se asientan 3 pulgadas, el único problema será el de acomodo de las instalaciones de servicio público que llegan al edificio y el nivel de las aceras o banquetas y las zonas de estacionamiento de vehículos.

El asentamiento total de una edificación consta de 3 partes principales:

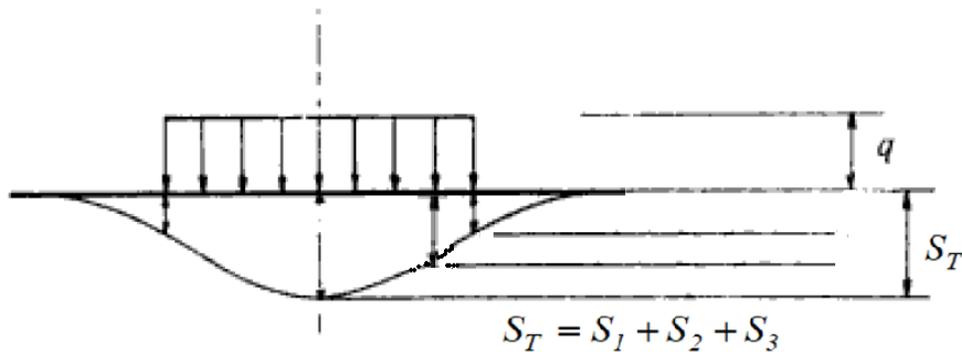


Figura 4.2. Grafica de Sumatoria de Asentamientos

Asentamiento Inmediato (S_1)

Este tipo de asentamiento se puede notar a medida que avanza la construcción y se aplican las cargas a los cimientos, esta parte en algunos manuales deja recomendaciones para evitar una falla de las cimentaciones antes de terminar la construcción.

Asentamiento por Consolidación (S_2)

Se dice que las arcillas son normalmente consolidadas cuando nunca han estado sometidas a una presión mayor que corresponde a la que soportan por el efecto de las capas de suelo sobre las mismas. Si sobre este tipo de arcilla se coloca una estructura,

es posible que sufra un fuerte asentamiento debido a la carga que se le agrega y debido a la expulsión del agua contenida en sus poros.

Gran parte del asentamiento puede producirse durante la construcción, pero el asentamiento por consolidación se produce muy lentamente y prosiguen durante varios años después de concluida la construcción.

Asentamiento por Sismos (S_3)

La licuación del suelo es otro tipo de asentamiento diferencial que se presenta durante sismos y debido a la gran fuerza ejercida durante el mismo provoca que el suelo pase de un estado sólido a un estado líquido o adquiera la consistencia de un líquido pesado el cual demostró ser muy destructivo al perder la estabilidad del suelo y falla de la estructura, se presenta generalmente en zonas costeras o cerca de ríos donde puede haber aguas subterráneas por escorrentía.

4.6 TIPOS DE ASENTAMIENTOS

1. ASENTAMIENTOS UNIFORMES

Son cuando en el subsuelo las deformaciones son igual en cualquier punto de la superficie construida, este caso se presenta en lugares en el que el tipo de suelo es el mismo en el área de construcción y también el contenido de agua considerando las cargas en sus cimentaciones iguales en cada una de ellas.

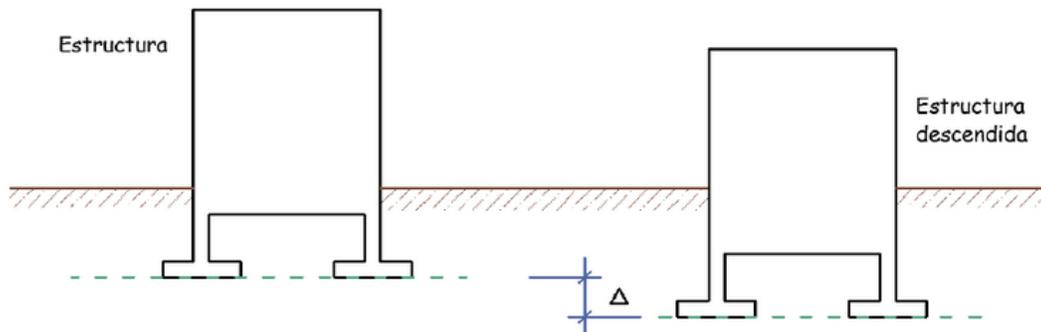


Figura 4.3. Asentamientos Uniformes

El mayor problema que tiene este tipo de asentamiento es rotura de instalaciones de servicios, generalmente no presentan fallas estructurales porque la estructura solo

presenta descenso de nivel, este caso se puede ver en algunas ciudades ejemplo la ciudad de México que hay construcciones que sufren descensos de varios centímetros incluso pudo llegar a un metro sin sufrir falla estructural.

2. ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES

Este caso es el que se presenta en la mayoría de los casos en el que la estructura tiene diferentes asentamientos de un punto a otro y cambia la magnitud y distribución de los esfuerzos con el que fue diseñado la estructura, se puede dar por la variación de la composición del suelo lo que causa que sean diferentes.

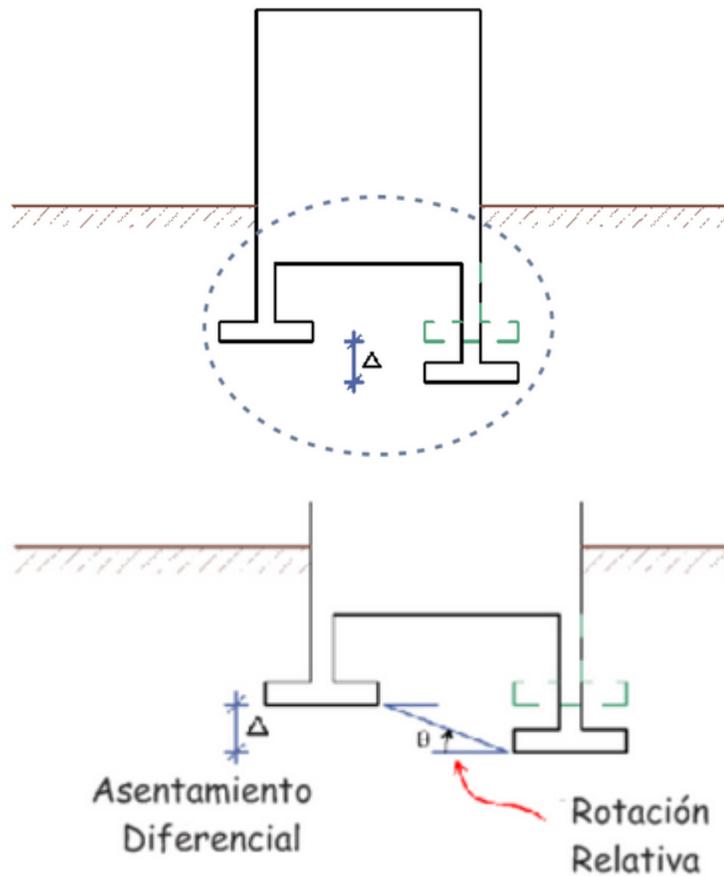


Figura 4.4. Asentamientos Diferenciales

Pueden provocar fallas funcionales debido al descuadre de ventanas y puertas, también produce cortes en elementos estructurales, giros que puede causar torsión, flexión debido a que la estructura sufre diferentes asentamientos.

Para el caso de volteo es cuando hay una pérdida de la capacidad cortante en un terreno que la composición del suelo es variable, aspecto que no se tomó en cuenta y produce esta falla.

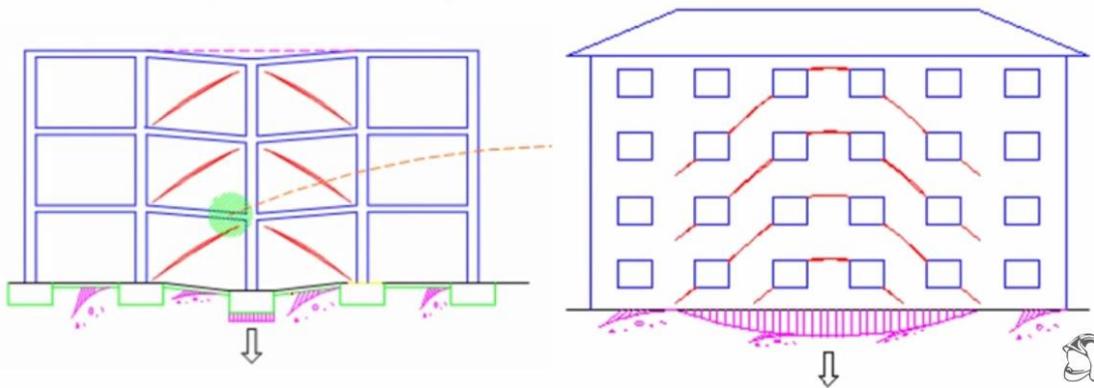


Figura 4.5. Lesiones en Estructuras por Asentamientos Diferenciales

Si el asentamiento de los cimientos es desigual, por ejemplo, en el caso de que la zapata de una columna se asiente 1 pulgada (2.54 cm), mientras que una zapata adyacente se asiente 2 pulgadas (5 cm), esto puede hacer que el edificio se distorsione y que las paredes se agrieten. Este tipo de asentamiento es mucho más difícil de tolerar. Por consiguiente, los asentamientos diferenciales tienen una importancia mucho mayor que los totales.

Tabla 4.1
Asentamientos Diferenciales

<i>Asentamientos diferenciales máximos permisibles según el tipo de estructura</i>		
<i>Tipo de estructura</i>	<i>Para arenas y para arcillas duras</i>	<i>Para arcillas suaves</i>
Cimentaciones de columnas para: a) Estructuras de acero y de concreto reforzado. b) Para columnas recubiertas de ladrillo.	0.002 L	0.002 L
	0.007 L	0.001 L

L = distancia entre ejes de columnas, en cm.

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones “Crespo Villalaz”.

Tabla 4.2
Asentamientos Totales

<i>Asentamientos máximos totales permisibles</i>	
Edificios comerciales	2.5 cm
Edificios industriales	3.5 cm
Almacenes	5.0 cm
Cimentación de máquinas	0.05 cm

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones “Crespo Villalaz”.

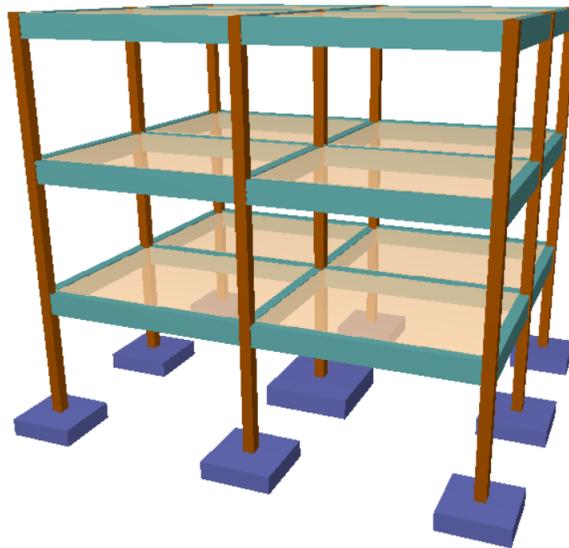
El hecho de que una estructura sufra asentamiento es inevitable lo que se trata de evitar son los asentamiento diferenciales que como anteriormente se mencionó, estos pueden causar graves fallas en una estructura, como base para ello se toma en cuenta el costo y practicidad que puede resultar las opciones disponibles para lograr dicho propósito en este punto entra la importancia de un estudio geotécnico del suelo en donde se piensa edificar para ello se debe tomar en cuenta los sondeos a realizar tanto a que profundidad como también el número de muestras con tal de que detalle las características del lugar.

Después de ello al realizar los ensayos de laboratorio conocer las propiedades básicas del suelo como: peso unitario, humedad y clasificación completa para cada uno de los estratos y tener la estratigrafía que tiene, también determinar las propiedades de resistencia de cada uno de los materiales típicos encontrados en el sitio mediante compresión simple o corte directo en suelos cohesivos y corte directo en suelos granulares.

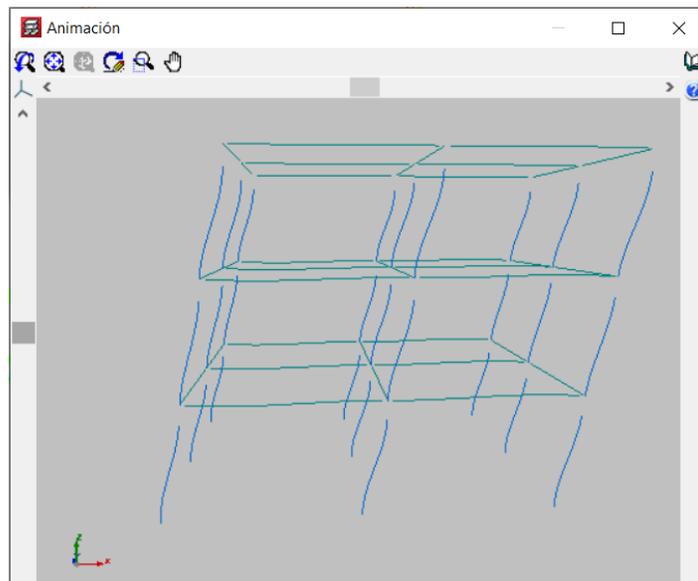
Para lo que es la parte de la cimentación depende de la capacidad cortante del terreno, en cuyo caso el asentamiento tiene 3 importancias aspecto, condiciones de servicio y daños que puedan sufrir la estructura, dimensiones, cargas, deformaciones y esfuerzos. También se debe tener una estimación del asentamiento que puede ser inmediato o inicial y por consolidación como se mencionó anteriormente.

4.7 PROCEDIMIENTO DE CALCULO DE ASENTAMIENTO

Paso N°1 – Se presenta el modelado de una estructura aporticada, con elementos de fundación compuesto por zapatas aisladas.



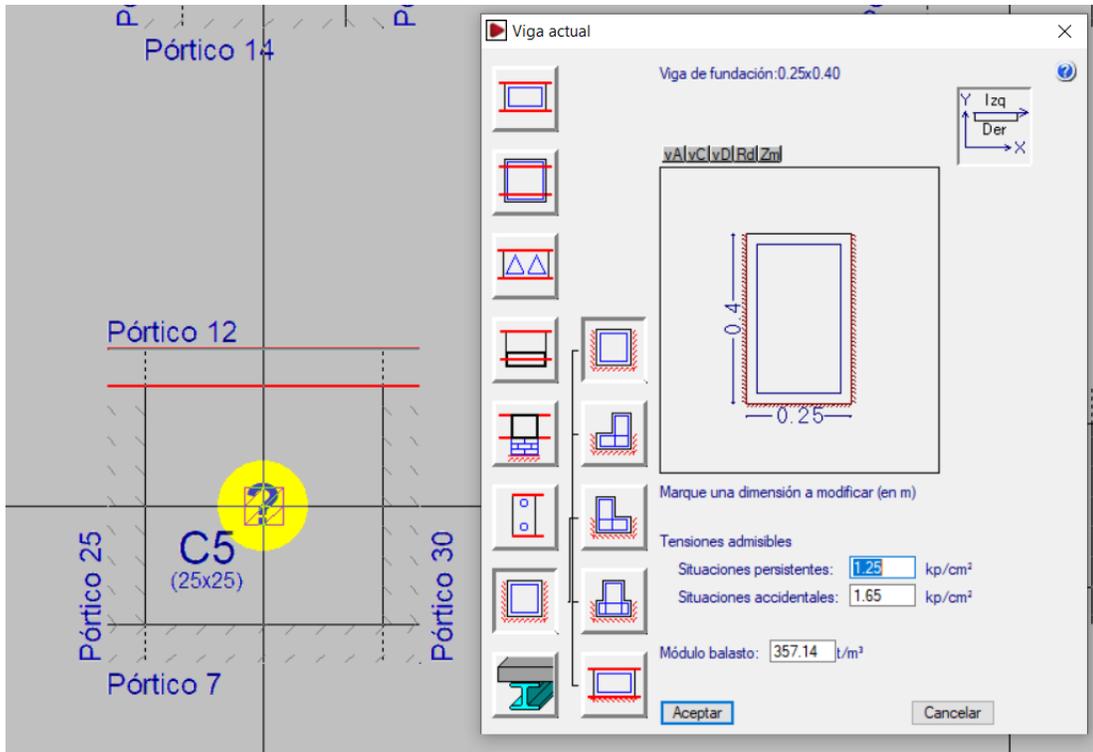
Paso N°2 – Una vez modelado se pasa a revisar la deformada de la estructura la cual nos muestra que la cimentación esta fuera del modelo y que esto considera que el pórtico está totalmente empotrado al terreno.



Este tipo de diseño o modelado no permite conseguir los asentamientos que se presentan en la edificación, ya que la estructura no está interactuando con la elasticidad del terreno ya que se sabe que el suelo siempre se comporta como si fuera un lecho elástico.

Para trabajar con la elasticidad del terreno en las fundaciones se requiere modelar la misma estructura, pero en vez de zapatas se utilizará losas de fundación.

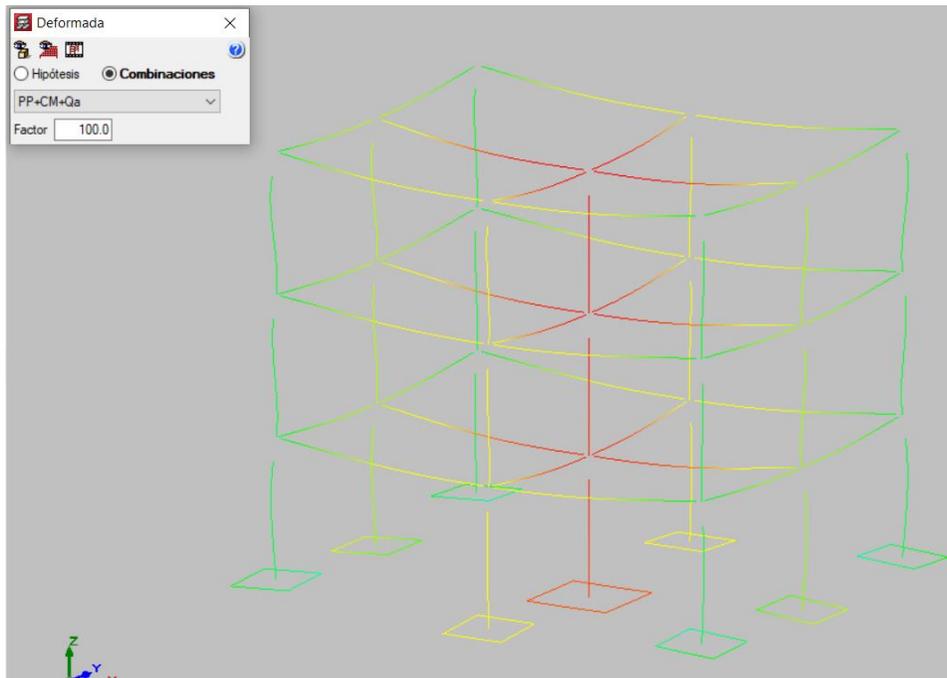
Paso N°4 – Una vez modelado la estructura aporticada se procede a diseñar las fundaciones como si estas fueran losas y vigas de fundación, ya que esta es la manera de poder considerar que nuestro edificio trabaja sobre un terreno con elasticidad. Para esto introducimos los datos del módulo de balasto calculado para los elementos que conformaran la losa de fundación.



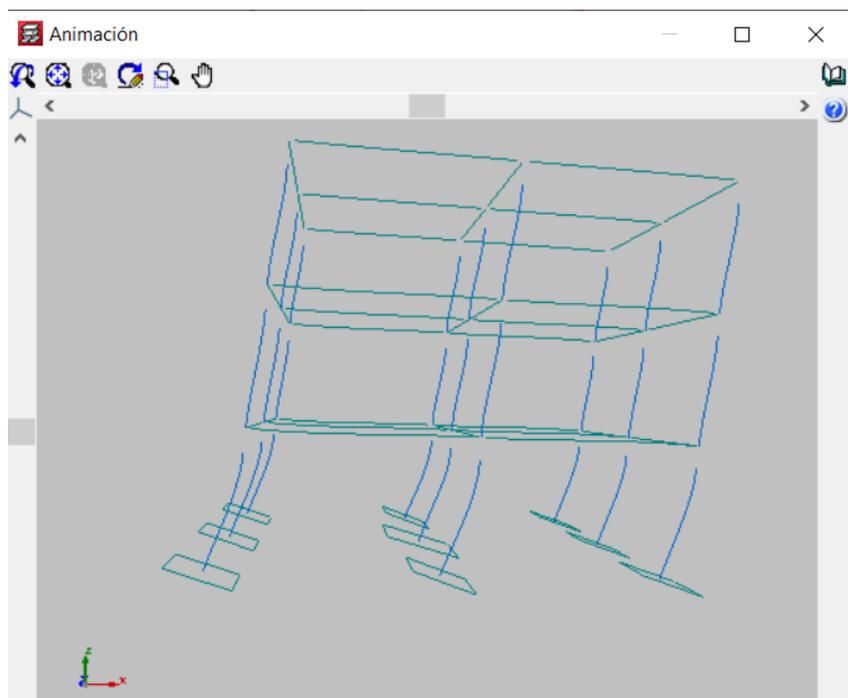
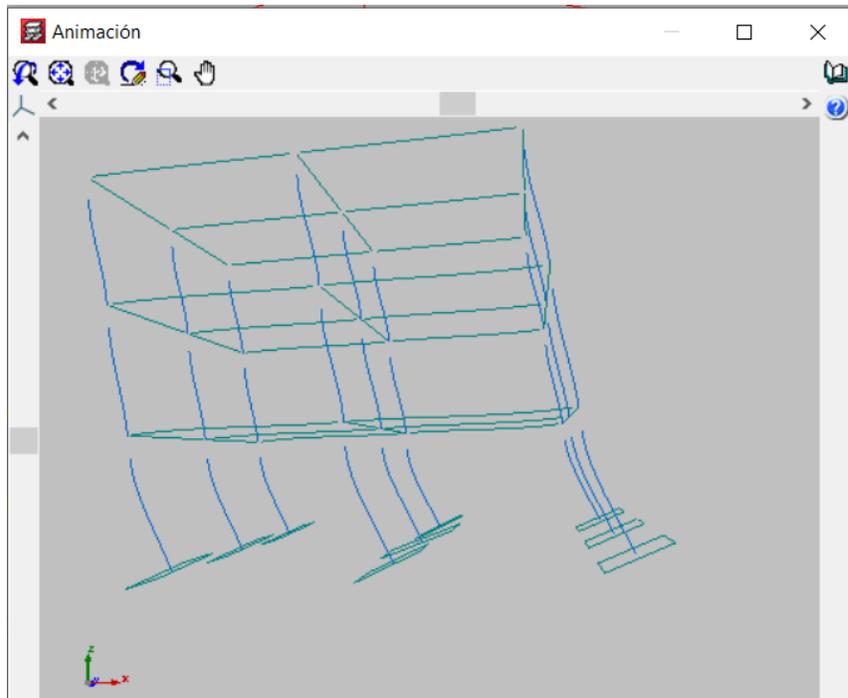
Paso N°5 – Una vez modelado todos los elementos considerando losas de fundación, se procede a realizar el cálculo para verificar si las dimensiones de los elementos están bien dimensionadas.



Paso N°6 – Pasada la verificación de los elementos pasamos a revisar la deformada de la estructura, es aquí entonces donde podemos ver que el modelado de la cimentación con el módulo de balasto nos muestra las fundaciones, esto decir que nuestra estructura ahora si esta interactuando con el terreno.

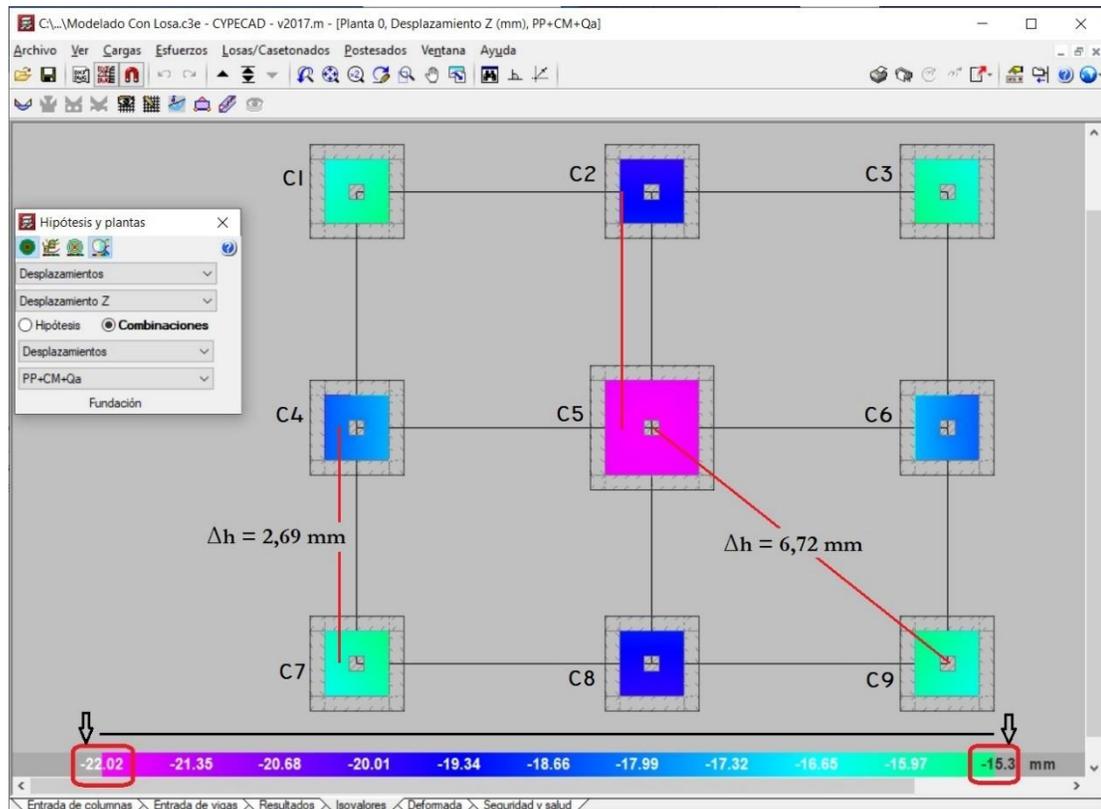


Paso N°7 – Cuando realizamos la animación de la estructura podemos observar que las cimentaciones se mueven o levantan actuando como un muelle, esto pasa al interactuar la estructura de cimentación con el suelo, cuando sucede esto el software nos da recién la opción de poder analizar los asentamientos que se presentan.



Paso N°8 – Se puede revisar los asentamientos presentes en la estructura accediendo a la pestaña de Isovalores del software.

Se presenta los valores de asentamientos en gama de colores existiendo un asentamiento diferencial que va desde el rango de (-15,30 mm a -22,02 mm), esto quiere decir que se presenta un asentamiento máximo diferencial de $S_d = 6,72$ mm entre los ejes de las columnas.



Paso N°9 – Debido a que se realizó la introducción del modulo de balasto respectivo a cada elemento se puede conocer los asentamientos en cada cimiento, a continuación, realizamos el análisis respectivo de los elementos.

Nivel de Fundación = +0,00 mm

Asentamiento en C1 – C3 – C7 – C7 = -15,30 mm

Asentamiento en C2 – C8 = -19,34 mm

Asentamiento en C4 – C6 = -17,32 mm

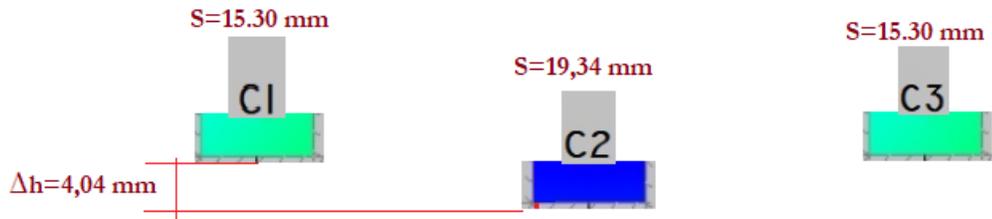
Asentamiento en C5 = -22,02 mm

Asentamiento Total $S_T = N_F - C5 = 0,00 - (-22,02) = 22,02$ mm

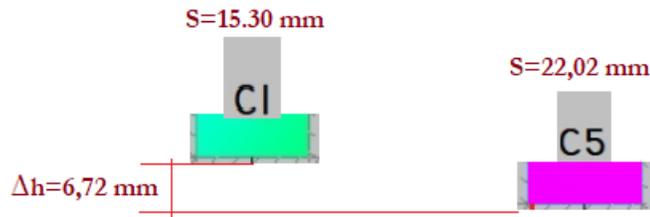
$$S_T = 0,00 - (-22,02) = 22,02 \text{ mm}$$

Asentamientos Diferenciales:

Se muestra el análisis del asentamiento diferencial entre las columnas C1 – C2.



Se muestra el análisis del asentamiento entre las columnas C1 – C5.



Se puede verificar en el análisis que el asentamiento máximo entre columnas se presenta entre C1 y C5 cual tiene una diferencia de 6,72 mm, este rango de asentamiento diferencial esta entre el rango permisible para evitar lesiones en la estructura el cual no debe pasar de 25 mm.

4.9 CONCLUSIONES

- El asentamiento obtenido por CYPECAD en cierta manera se puede asumir como el asentamiento total presentado en etapa de puesta en servicio ya que el modelado considera las cargas de la estructura y también está considerando la interacción suelo-estructura mediante el módulo de balasto.
- Mediante el análisis de los Isovalores en la modelación de CYPECAD se puede obtener fácilmente los asentamientos en cada elemento y mediante estos datos se puede calcular los asentamientos uniformes y diferenciales en la estructura.
- El asentamiento uniforme en toda la estructura no suele generar daños estructurales de consideración, pero si daños en instalaciones sanitarias y de servicios por lo cual el asentamiento permisible puede variar demasiado, pero por seguridad se considera los asentamientos propuesto por Crespo Villalaz en la Tabla 4.1.

- CYPECAD no genera los desplazamientos de la estructura cuando estas trabajan con elementos de fundación como ser vigas de atado, zapatas flexibles o rígidas ya que asume que estas trabajan como un todo rígido con el suelo.

4.8 RECOMENDACIONES

- Es recomendable ampliar el conocimiento en el tema de INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, ya que este es el método de diseño que CYPECAD utiliza para el cálculo de la estructura.
- Para diseños de estructuras reales es recomendable introducir datos y parámetros reales obtenidos mediante los estudios de suelos correspondientes, así mismo profundizar el análisis del modulo de balasto para cada elemento de las cimentaciones, ya que el módulo varía según la dimensión de la zapata o losa de fundación.
- Se recomienda realizar un estudio profundo y detallado para la determinación del asentamiento por consolidación en cada diseño ya que este asentamiento al presentarse en tiempos muy extendidos el programa CYPECAD no tiende a tomarlo en cuenta.
- Se recomendaría que para cada diseño estructural se realice el respectivo calculo y determinación de los asentamientos diferenciales de la obra, este detalle nos brindaría una ventaja constructiva, ya que al conocer a detalle los puntos donde se producirán los asentamientos de consideración, se buscaría manuales y métodos como contrarrestar estas dificultades en obra.
- Para el caso de análisis de asentamientos debido a sismo sería de gran utilidad elaborarlo para los diseños en la ciudad de Tarija y sus alrededores, si bien no estamos en una zona sísmica elevada, se presentan sismos que muchas veces producen pequeños asentamientos y agrietamiento en estructuras, esto especialmente en zonas de la ciudad que tienen suelos blandos o capacidad portante del terreno muy bajas.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Una vez concluido con el diseño final del museo de la biodiversidad de Padcaya las conclusiones que se obtuvieron son las que se menciona a continuación:

- Se planteó desde el inicio en el diseño del proyecto se definió utilizar el software más conocido en nuestro medio (CYPECAD), y así mismo realizar la respectiva verificación manual de los resultados de los elementos mas solicitados de nuestra estructura, tal procedimiento de diseño mediante modelación en el software y la verificación manual de los elementos presenta que los resultados en los cálculos tienen diferencias muy pequeñas de los cuales estos no inciden en la etapa del armado estructural de los mismos.
- En el proceso de diseño y modelación de la estructura requiere una correcta ubicación de los elementos estructurales, esto es fundamental para obtener secciones y armaduras similares o semejantes en la mayoría de los pórticos de la estructura sin descuidar la seguridad y estética. Al ser los elementos estructurales similares o simétricos se facilitará el proceso constructivo.
- En el cálculo del presupuesto de obra referente a cada ítem donde se presenta algún elemento de hormigón armado se realizó la introducción de la cuantía correspondiente a cada uno, esto con el fin de obtener un presupuesto real y de acuerdo a la cantidad de acero que se requerirá para cada elemento.
- Al medir 21,20 m el lado más largo de la estructura del proyecto, este valor se encuentra por debajo del rango establecido por norma por lo tanto se determinó en no considerar juntas de dilatación en la estructura de H°A°.
- De acuerdo al suelo que se encontró en la zona de emplazamiento con capacidad portante a la compresión de 1.25 kg/cm², se determinó dotar a la estructura de zapatas del tipo flexibles y vigas centradoras como fundaciones.

- El costo estimado del proyecto según el presupuesto que contempla obra gruesa y fina es de 2.200.828,61 Bs., teniendo un costo aproximado por metro cuadrado de 323,04 \$us/m², este presupuesto no contempla supervisión, equipamiento e instalaciones eléctricas.
- El tiempo de ejecución de la obra es 292 días calendario, presentando varios frentes de trabajo continuo según el planeamiento y cronograma de ejecución.

CONCLUSIONES PARA CUBIERTA METÁLICA

- En el proceso del cálculo y selección de cargas a considerar en el diseño de la cubierta metálica se definió utilizar la carga de granizo, ya que esta presenta la carga de mayor representatividad. Uno de los mayores factores que incidió en esto fue la pendiente de la cubierta del 20%, ya que con esta pendiente se considera que la carga de granizo trabaja sobre la cubierta como si esta fuera horizontal, además otro factor importante es el aspecto climático de la zona en donde se presentaron granizadas de consideración.
- El diseño de la estructura de la cubierta metálica se realizó mediante el software CYPECAD 3D, que es una aplicación que se encuentra ligada a CYPECAD, que nos permite realizar el modelado de la estructura de forma tridimensional y apoyada a nuestra estructura de hormigón, este detalle en el diseño y la modelación de la estructura nos garantiza que todas las cargas que aplicamos a la cubierta son cargados en los apoyos que sustentan a la estructura metálica.
- Para el diseño de los elementos de la estructura metálica se definió utilizar perfiles tubulares cuadrados y rectangulares, esta selección se debe a varios factores, como ser facilidad constructiva, fácil disponibilidad del material en el mercado local, manejabilidad, inercia de la sección, económico, etc.
- En el respectivo proceso de cálculo manual y la comparación con el dimensionamiento del software se pudo verificar que los resultados son relativamente similares en la obtención de las secciones, por lo cual se considera garantizado el diseño estructural de estos elementos.

CONCLUSIONES PARA VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO

- En el dimensionamiento de las vigas principales que soportan las losas se definió por una sección de (25x50 cm), estas dimensiones se consideraron por pre dimensionamiento previo, recomendaciones de norma y mas que todo por cálculos estructurales en donde se consideran todas las cargas que debe soportar el elemento en la etapa de funcionamiento.
- Para las vigas de sobrecimiento se definió las dimensiones de (20x35 cm), ya que estas vigas solo recibirán las cargas de los muros y así mismo se usará estas vigas con el fin de rigidizar la estructura aporticada mediante el arriostre entre los elementos de la estructura y así no generar columnas largas.
- En el respectivo proceso de calculo manual y la comparación con el dimensionamiento del software se pudo verificar que los resultados son relativamente similares en las cuantías y el armado de las secciones, por lo cual se considera garantizado el diseño estructural de estos elementos.

CONCLUSIONES PARA COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO

- En el diseño de la estructura aporticada se definieron distintas dimensiones en las secciones de las columnas, presentando una sección mínima de (25x25 cm), la cual es la dimensión mínima considerada por norma en los diseños estructurales de hormigón, además de esta se presentaron columnas circulares de (D=30 cm) que es netamente de diseño estético y arquitectónico, pero totalmente funcional.
- Como resultado de cargas mas grandes presentados en ciertos puntos de la estructura se generaron columnas de secciones de (30x30 cm), la cual es la dimensión máxima presentada en el diseño estructural y así mismo es la sección definida para la columna más solicitada en el diseño.
- En el respectivo proceso de cálculo manual y la comparación con el dimensionamiento del software se pudo verificar que los resultados son relativamente similares en las cuantías y el armado de las secciones, por lo cual se considera garantizado el diseño estructural de estos elementos.

CONCLUSIONES PARA FUNDACIONES DE HORMIGÓN ARMADO

- Para los elementos presentes en las fundaciones se definió por el diseño de zapatas del tipo flexible en toda la estructura, tanto para zapatas aisladas y zapatas medianeras, esto con el fin de reducir el volumen de hormigón presente en las fundaciones ya que otro tipo de fundación generaría un costo mas elevado en el presupuesto final de obra.
- En el proceso de diseño se presentaron zapatas medianeras de grandes dimensiones que en ciertos casos se sobreponían entre ellos y generaban volúmenes de hormigón considerables. Con el fin de solucionar y reducir estas dimensiones se opto por realizar el diseño considerando vigas centradoras que se unieran con las zapatas aisladas, este diseño soluciono el sobredimensionamiento de las zapatas medianeras que presentaban estos problemas.
- En el respectivo proceso de cálculo manual y la comparación con el dimensionamiento del software se pudo verificar que los resultados son relativamente similares en las cuantías y el armado de las secciones, por lo cual se considera garantizado el diseño estructural de estos elementos.
- El diseño estructural realizado con el programa CYPECAD da una armadura mayorada en un porcentaje comprendido entre el 5 al 10% en comparación con la verificación manual de los elementos más solicitados.

CONCLUSIONES PARA LOSA ALIVIANADA

- Con el uso de viguetas prefabricadas se logra un ahorro primero en mano de obra, tiempo de ejecución, ahorro considerable en encofrados lo que finalmente se traduce en un ahorro económico, motivo por el cual se seleccionó losa alivianada de viguetas pretensadas.
- Para un buen diseño de la losa y para realizar un pedido optimo de las viguetas se realizó pre dimensionamiento para obtener el numero cordones que necesitara nuestra losa, esto dio como resultado viguetas pretensadas de 4 Cordones con tres hilos 4x(3x2.40 mm).

5.2 RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES PARA LOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN A°

- En el diseño que se realizó mediante CYPECAD se recomienda como prioridad la revisión de los planos estructurales con el fin de editar y ordenar las armaduras que genera el programa, ya que este tiende a sobredimensionar longitudes de barras, traslapes innecesarios, sobreposición de algunas armaduras y otros detalles, el fin de realizar este procedimiento minucioso es el de generar planos fácilmente comprensibles, armados más sencillos y reducir el volumen de acero el cual incidirá de gran manera en nuestro presupuesto.
- En el diseño de las vigas de debe verificar el armado de los estribos, ya que en el diseño se presentan esfuerzos cortantes diferentes en los extremos y que esto genera que el número de estribos y los espaciamientos sean muy diferentes entre un extremo y el otro, por lo cual se recomienda rearmar el estribado de las vigas uniformizando el espaciamiento según donde el esfuerzo cortante sea el mayor.
- En el proceso de revisión de los planos de columnas se recomienda uniformizar las barras en el extremo inferior, es decir en la parte de unión de la columna con la zapata ya que en esta sección el programa genera traslapes innecesarios.
- Se recomienda realizar los estudios topográficos como de laboratorio de suelos de una manera responsable, para así contar con datos reales para su posterior diseño estructural contando con las solicitudes y restricciones del lugar de emplazamiento de la obra.
- En el momento de la revisión de las dimensiones de las zapatas se puede observar que el software tiende a generar volúmenes excesivos de hormigón, aprovechando que el programa trabaja con zapatas del tipo flexible esto nos da la facilidad de modificar las dimensiones de esta, pudiendo realizar variaciones en sus dimensiones con el fin de reducir el volumen de hormigón excesivo presentado en el diseño.

- Se recomienda que al momento de realizar la solicitud de las viguetas de hormigón pretensado se la realicé según el momento flector máximo calculado en la estructura, esto nos garantiza que el proveedor nos entregué la vigueta de acuerdo a las características y cargas consideradas para nuestra estructura, ya que el proveedor muchas veces solo considera la sobrecarga de uso de la estructura y la luz máxima omitiendo otras cargas que muchas veces solo es conocida por el calculista.
- Es recomendable colocar los estribos lo menos separado posible, pero respetando las recomendaciones de la norma, pues así se mejoran las condiciones de adherencia y fisuración.
- Las barras de acero que constituyen las armaduras de los elementos de hormigón armado deben tener separaciones optimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente y de forma que no quede con espacios vacíos o cangrejeras.
- Es fundamental el recubrimiento de las piezas de hormigón armado, puesto que su función es proteger las armaduras, tanto de corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental a buena compactación del hormigón de recubrimiento aún más que su espesor.
- Para lograr la resistencia requerida en diseño se debe de utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones.

RECOMENDACIONES PARA LA CUBIERTA METÁLICA

- En el análisis de cargas para la estructura metálica se recomienda realizarlo de manera minuciosa observando los distintos factores que se presentan en el entorno, como ser el que se presento en el diseño para el municipio de Padcaya en donde los factores climáticos son muy variados, presentándose vientos fuertes en algunas zonas y granizos de consideración.
- Al modelar con el software de CYPECAD 3D en el diseño de la estructura metálica se recomienda realizarlo de manera meticulosa considerando todas las

articulaciones presentes en las cerchas así mismo manteniendo los parámetros de diseño considerados en normas o manuales como ser, distancia entre correas, separación de cerchas, luz entre apoyos, etc.

- En el diseño en CYPECAD 3D es necesario introducir perfiles o secciones de los materiales de acero que se encuentran en nuestro mercado, ya que el software posee una base de datos de materiales disponibles para otros países y que no son muy comunes en nuestro medio.
- Es recomendable que en la ejecución de la estructura metálica se sigan los parámetros y recomendaciones técnicas en la elaboración de las mismas, tipo de electrodo a utilizar, tipo de soldadura, pintura antioxidante y otros parámetros que se indican en especificaciones técnicas y manuales de ejecución.
- Para evitar que la estructura sea afectada por la oxidación en sus elementos expuestos a la intemperie, se debe realizar el mantenimiento y limpieza de la cubierta metálica y principalmente en su impermeabilización con pintura anticorrosiva.