

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

El hospital de segundo nivel, es la instancia de referencia de los establecimientos de primer nivel de atención en el ámbito de su Red Funcional de Servicios de Salud, de mayor capacidad resolutive proporciona servicios integrados de atención, tanto a las personas como al medio ambiente con la plena participación de la comunidad.

Está organizado para satisfacer las necesidades de asistencia sanitaria esencial, reúne las condiciones de infraestructura, personal, equipamiento y tecnología adecuados para una atención ambulatoria. Su actividad involucra la solución de los problemas de salud del área donde se encuentra situado (área de salud) y está íntimamente vinculado con el hospital de distrito.

Sin embargo, a pesar de los esfuerzos realizados, aún persiste una inadecuada organización en la oferta de servicios, la cual se expresa con un crecimiento desordenado de la oferta en cada realidad local sanitaria del país, coexistiendo diferentes denominaciones de establecimientos de salud de similar complejidad, creando una confusión una difícil accesibilidad para los usuarios.

Los Hospitales de Segundo Nivel han venido ocupando en nuestro país un lugar muy importante para el cuidado de la salud, pero debido a las restricciones económicas y a la idea de que la atención para la salud solo se tomaba en cuenta cuando no existía otra alternativa apropiada, lo que originó se modifiquen los principios e ideologías de la población que han regido sobre la atención de la salud dentro de nuestra sociedad.

Sin embargo, las principales causas por las que la gente no acude para ser atendida se deben a los largos recorridos que deben realizar para recibir la atención, además el tiempo que deben esperar para ser atendidos, por motivos de falta de capacidad y saturación de los Centros de atención en Salud. Por consecuencia muchas veces no llegan a ser atendidos a tiempo, agravándose las enfermedades que pudieron ser tratables fácilmente y en el peor de los casos provocando la mortandad, también incide directamente la falta o la insuficiente información, todo por la ausencia de un centro de atención próximo.

Con la presencia de un Hospital de Segundo Nivel se pueden obtener los siguientes servicios:

- 1 Consulta ambulatoria general en medicina general, pediatría y obstetricia.
- 2 Atención odontológica.
- 3 Especialidades de Medicina Interna.
- 4 Atención en Ginecología y Obstetricia.
- 5 Cirugía general
- 6 Servicios de Pediatría
- 7 Servicio de Anestesiología.
- 8 Atención a domicilio de acuerdo a la organización de los programas locales y los recursos.
- 9 Programas de visitas médicas y de enfermería para supervisión, promoción de salud, prestación de servicios, controles y participación comunitaria al resto de la red y comunidades del área de influencia.
- 10 Atención de enfermería
- 11 Control de la natalidad, control prenatal.
- 12 Control del crecimiento y desarrollo del menor de 4 años.
- 13 Vigilancia y control epidemiológico de las enfermedades de mayor riesgo y de los riesgos ambientales (cadena alimentaria, focos de vectores y reservorios, saneamiento básico, contaminantes industriales básicos, higiene laboral).
- 14 Ejerce funciones de docencia asistencial e investigación, articulado con establecimientos de primer nivel, tercer nivel y la medicina tradicional, mediante el componente de referencia y contrarreferencia.

La oferta de servicios de salud está constituida por recursos humanos, infraestructura, equipamiento tecnológico y financiamiento, que, organizados adecuadamente, deben solucionar las necesidades de salud de la población.

Diagnóstico del sistema de salud

El sistema de salud atraviesa por un momento crítico que puede determinar su colapso en el breve plazo ya que se debate en un escenario de crisis social y política que puede derivar en el deterioro de la salud y el bienestar de la población boliviana.

1.2. Situación Actual

Conociendo el gran crecimiento poblacional existente en el Municipio de San Lorenzo y la gran expansión poblacional de sus habitantes, los Servicios Básicos de Salud son cada vez más inaccesibles, debido a estos 2 factores, por tanto, se debe descentralizar estos servicios.

Entre alguna de estas zonas alejadas que tienen un difícil acceso a la atención en salud necesaria por falta de equipamiento adecuado podemos citar al Municipio de San Lorenzo de la provincia Méndez, que se ve con la necesidad de la construcción de una Hospital de Segundo Nivel, debido a que los habitantes de esta zona deben recorrer distancias mayores a 16 Km. para poder acceder a servicios más adecuados de salud.

Son 23.856 los habitantes los que viven en el Municipio de San Lorenzo y en todo el radio de acción, información obtenida mediante el Instituto Nacional de Estadística, siendo en su mayoría mujeres y niños, los cuales son las personas que tienen prioridad para recibir atenciones de salud, ya que el Ministerio de Salud tiene como uno de sus lineamientos lograr una mejora en la atención de la salud materno-infantil, con la consiguiente reducción de la mortalidad de este grupo objetivo, debido a que contraen enfermedades con mayor facilidad. Pudiendo lograr esto que con la construcción de un Hospital adecuado con el equipo necesario para una excelente atención de salud.

1.3. Componentes del Proyecto e Identificación del Problema

Diversas familias del Municipio de San Lorenzo, departamento de Tarija, han presentado quejas a sus respectivos representantes de los barrios, debido a que, para acceder a la atención médica necesaria más cercana, es necesario recorrer largas distancias.

Según estas familias, ello afecta principalmente a la salud de los niños y las madres gestantes, que son quienes requieren una oportuna atención de salud. Se detectó el problema que motiva las quejas y que el proyecto intentará solucionar.

Se pudo constatar con los datos proporcionados por el Módulo de Información Básica del SEDES, la gran dificultad de estas comunidades del Municipio para poder tener acceso a la atención adecuada de Salud, teniendo que recorrer una distancia promedio de 18 Km. para tener acceso a la atención en Salud necesaria.

Entre algunos problemas encontrados podemos citar:

- Las mujeres en edad fértil (15 a 45 años) contraen enfermedades que aparecen al momento del embarazo y parto como: embarazos de alto riesgo obstétrico, embarazos en madres muy jóvenes, partos múltiples y frecuentes, como aquellos atendidos en los propios hogares sin condiciones sanitarias adecuadas.
- En la población en edad productiva, la tuberculosis, Chagas y otras, provocan mortalidad e intervienen negativamente sobre el grupo familiar.
- Un 61% de familias fueron identificadas con problemas de salud de riesgo (SEDES).
- Altas tasas de mortalidad.
- Enfermedades tratadas a destiempo.
- Información escasa e insuficiente.
- Altos costos de traslado para las familias debido a que el traslado hacia el centro de salud más próxima se realiza en un tiempo excesivo.
- Baja cobertura de servicios de salud materno-infantil.
- Desconocimiento por parte de las familias de los beneficios de una adecuada atención en Salud
- Baja calidad de la educación ofrecida en escuelas sobre aspectos de salud.

No se detectan a tiempo las complicaciones y enfermedades asociadas con el período peri natal y el primer año de vida del niño.

1.4. Planteamiento del Problema

Tomando en cuenta lo señalado anteriormente, podemos establecer que existe un difícil acceso a los servicios de salud que se tienen en algunas zonas del departamento. Siendo estas personas las más afectadas, ya que no cuentan con información suficiente y tampoco son atendidos.

Para lograr las metas planteadas se debe promover la descentralización de la salud, es por eso que se pretende construir un Hospital de Segundo Nivel en el Municipio de San Lorenzo perteneciente a la provincia Méndez. Notando que las comunidades de estudio presentan problemas para la atención en salud.

Propósito que permitirá mejorar la calidad de vida del individuo, de la familia y de la comunidad preservando su salud y mejorando el nivel de atención en Municipio. También se pretende alcanzar un impacto económico positivo en la población y por ende en las instituciones de salud, logrando disminuir el gasto médico, priorizando las necesidades de dicha población y maximizando la atención sanitaria en pacientes graves que requieren cuidados inmediatos y especializados.

Por esto se ve la necesidad de la construcción de un Hospital de Segundo Nivel, el cual cumplirá con las siguientes funciones:

Prestar servicios de salud a toda la población que se encuentre bajo su área de influencia, como parte integrante de la red del Municipio, instrumentando los mecanismos de referencia y contrarreferencia de pacientes y de la información.

Desarrollar el enfoque del Escudo Epidemiológico en la identificación de riesgos y búsqueda de datos en la población.

Fomentar y desarrollar el trabajo en equipo y la comunicación e interacción de la comunidad, dando prioridad, a las funciones prioritarias de atención prenatal, anemia por embarazo, control prenatal, control del crecimiento y desarrollo del niño sano, inmunizaciones, atención de diarreas infecciosas y enfermedades respiratorias agudas, coordinando las acciones con el Seguro Básico de Salud y la atención a la tercera edad.

Desarrollar los sistemas de vigilancia y control epidemiológico como parte del subsistema de información que refleje las condiciones de salud locales y de prestación de servicios.

- Realizar la programación operativa sobre la base de las prioridades establecidas por el modelo de atención y el proceso de planificación participativa de salud.
- Proporcionar educación y capacitación permanente a través de cursos y servicios al personal institucional y comunitario y evaluar su desempeño.

- Ofrecer a la población la atención en las cuatro especialidades básicas; pediatría, gineco-obstetricia, cirugía general y medicina interna.
- Informar, educar y dar comunicación social a la población.

Con esto se puede llegar a cubrir a la población afectada, por no contar con atención en salud y así seguir promoviendo la descentralización de los servicios de salud, como se está llevando a cabo en otros sectores del Departamento.

1.5. Formulación del Problema

¿De qué manera se puede contribuir a descentralizar la atención médica del Hospital General, para una atención más eficiente en favor de la salud pública en la ciudad de Tarija?

1.6. Sistematización del Problema

De la alternativa definida “Diseño Estructural Hospital de Segundo Nivel San Lorenzo”, el planteo estructural que se hace es: cubierta estructurada por cerchas compuestas de perfiles metálicos conformados en frío, columnas y vigas de hormigón armado, losa casetonada con nervaduras y zapatas aisladas de hormigón armado, las cuales son técnica y económicamente aptas para el diseño estructural.

1.7. Objetivos

1.7.1. Objetivo General

Realizar el análisis, diseño y cálculo estructural del Hospital de Segundo Nivel para el Municipio de San Lorenzo, bajo la normativa boliviana CBH-87 y normativa AISI - LRFD.

1.7.2. Objetivos Específicos

- Realizar el levantamiento topográfico del terreno de implementación del proyecto.
- Interpretar y validar el estudio de suelos provisto por las autoridades competentes para así determinar la resistencia admisible del suelo en la zona.
- Realizar los planos estructurales generales y de detalles.
- Realizar las especificaciones técnicas de la obra.
- Realizar los cálculos métricos.
- Realizar los precios unitarios.

- Realizar el cronograma de ejecución para la obra.

1.8. Justificación

1.8.1. Académica

La realización del diseño estructural del presente proyecto tiene como objetivo la culminación de los estudios académicos adquiridos por mi persona, en el cual se aplicará todo el saber acumulado como estudiante durante todos los años cursados de la carrera para la correcta elaboración de este mismo.

El presente proyecto tiene como finalidad del cumplimiento de mi meta como estudiante universitario de mis estudios universitarios al realizar la correcta aplicación de todo saber obtenido durante el transcurso de mi carrera universitaria, con el deseo de poder finalizar dichos estudios de manera correcta, aplicaré todos los conocimientos conseguidos durante toda la carrera, para poder realizar un correcto proyecto de grado con base científica, sosteniéndome de toda enseñanza otorgada por los docentes de la carrera, para que de esta manera yo como estudiante de Ingeniería Civil de la prestigiosa Universidad Juan Misael Saracho, pueda demostrar, de manera positiva, que realicé un aprovechamiento académico correspondiente para todos los años de enseñanza dados por los educadores en las materias cursadas.

De esta manera poder demostrar como agradecimiento a todo saber recibido durante todos los años de carrera, que yo como estudiante de la prestigiosa Universidad Juan Misael Saracho y futuro profesional, que puedo aplicar todo lo aprendido de manera correcta, demostrando así mi valía para poder ejercer mi carrera de la mejor manera posible en el futuro como profesional.

1.8.2. Técnico

El lugar de construcción del Hospital de Segundo Nivel San Lorenzo, cumple con todas las características técnicas requeridas para este tipo de obras, afirmación que se hace en base a la información tanto topográfica como geológica y estudio de suelos del lugar de emplazamiento de la obra

1.8.3. Social

El diseño fue presentado con la finalidad de poder solventar un problema presente en la comunidad del Municipio de San Lorenzo, el cual sería el mejoramiento de la calidad del sistema de salud presente en el lugar anteriormente mencionado.

La elaboración del diseño estructural presente es para poder solucionar el problema presente en el Municipio de San Lorenzo referente a su sistema de salud esperando mejorar este servicio dado a la comunidad, de esta manera poder zanjar este problema al proveer el diseño estructural de un Hospital de segundo nivel para el Municipio, ofreciendo mejores servicios, una atención de mejor calidad y disminuyendo la mortalidad del lugar, de igual manera poder ayudar no solo a la comunidad, sino también hacerlo con el sistema de salud presente en la ciudad de Tarija, al poder descongestionar los hospitales presentes en la ciudad, al tener una infraestructura adecuada para que la población tenga la confianza y la seguridad de poder recurrir a dicho hospital.

Como finalidad del presente proyecto, se desea realizar el correcto Diseño Estructural del Hospital de Segundo Nivel en San Lorenzo; y de ser proyectado en la realidad el proyecto, será un aporte al sistema de salud tanto del municipio como del departamento.

1.9. Alcance

1.9.1. General

El alcance para el proyecto es el diseño estructural de la infraestructura, limitado a determinación de secciones, fundaciones, cubiertas, etc. Todo elemento estructural requerido con su respectiva memoria de cálculo, no teniendo que realizar las instalaciones eléctricas y sanitarias para el diseño.

1.9.2. Análisis de Alternativas de Diseño

Se planteó usar las siguientes alternativas para los correspondientes pasos presentes en el proyecto:

Tipo de fundación a ser aplicada:

Fundaciones Superficiales

Cálculo mediante un Programa computarizado:

- Uso del programa CypeCad 2018

Uso estructural de diferentes tipos de losas para el diseño:

Losas Casetonadas

1.9.3. Resultados a Lograr

Los resultados esperados a lograr como estudiante es realizar la correcta elaboración del Diseño Estructural del presente proyecto, aplicando los conocimientos asimilados por mi persona para este fin.

Esperando así el poder concluir de manera positiva con mis estudios universitarios en la Universidad Juan Misael Saracho, demostrando el aprovechamiento académico tomado como estudiante y futuro profesional.

Así mismo para este diseño se espera lograr realizar un diseño económico y que cumpla con la resistencia necesaria, tomando en cuenta las bases de un Ingeniero Civil adoptado durante los años de estudio, para que la estructura cumpla su función al brindar los servicios correspondientes de salud para la población del Municipio.

1.10. Descripción General del Área del Proyecto

La ubicación que se tiene para la construcción del Hospital de Segundo Nivel es en el Municipio de San Lorenzo, este lugar fue elegido porque se encuentra ubicado en una zona en la cual existe una población concentrada, además teniendo la ventaja de que se conecta con otras comunidades aledañas a la ubicación, teniendo así un radio de acción de gran magnitud y de fácil acceso.

1.10.1. Localización del proyecto

La localización del proyecto “Construcción Hospital de Segundo Nivel San Lorenzo” es:

País:	Bolivia
Departamento:	Tarija
Provincia:	Méndez
Sección:	Primera
Municipio	San Lorenzo
Comunidad de Estudio:	San Lorenzo

Este proyecto se ubica a 300 m. Carretera al Tarija-San Lorenzo.

Figura N° 1.1 Ubicación del área del Proyecto



Fuente: Google Earth

Para la construcción del Hospital de Segundo Nivel se cuenta con un área verde que tiene una superficie aproximada de 17850 m², ubicada en el Municipio de San Lorenzo, de la Provincia Méndez.

Para el estudio de la localización se abordó el problema de lo macro a lo micro, explorando primero, dentro de un conjunto de criterios para la ubicación del proyecto en el distrito y dentro de estas áreas geográficas se eligió el sector más apropiado.

Se tuvieron los siguientes criterios para la elección del área por micro localización los cuales fueron:

- Existencia de vías de comunicación y medios de transporte
- Servicios públicos básicos
- Condiciones ambientales y de salubridad
- Sistema de circulación y tránsito
- Tamaño mínimo necesario.
- Disponibilidad de área para los requerimientos actuales y futuras ampliaciones.

Donde se vio factible con la micro localización la construcción del Hospital en un área verde ubicada en San Lorenzo.

1.10.2. Ubicación Geográfica

El Departamento de Tarija se ubica en el extremo Sur Este del país, entre los paralelos 20° 53' 00" y 22° 52' 30" de latitud Sur y entre los meridianos 65° 25' 48" y 62° 15' 34" de longitud Oeste. La provincia Méndez se sitúa entre los paralelos 20° 57' y 21° 36' de latitud Sud; y 64° 23' y 65° 15' de longitud Oeste.

El Municipio de San Lorenzo se encuentra ubicado en la zona oriental del departamento y limita con el departamento de Chuquisaca, la provincia Avilés, la provincia Cercado y la provincia O'Connor. Su capital de la primera sección de la provincia es San Lorenzo.

La Red Municipal de Salud Méndez, está constituida por un Directorio de Salud (DILOS), por un equipo de Gerencia de Red de Salud y por los servicios de salud rural. (Brazo operativo de la Gerencia).

Figura N°1.2 Mapa Geográfico del Municipio de San Lorenzo



Fuente: Instituto Geográfico Militar

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1. Norma de Diseño

Las normas de diseño constituyen el fundamento teórico y práctico que se basa todo reglamento legal de construcción. En Bolivia existe una Norma la cual se empleará para el diseño, siendo esta la del Ministerio de Urbanismo y Vivienda. (1987), “Norma Boliviana del Hormigón Armado”. CBH-87, la cual tiene su origen en el código Español, el cual sigue a la escuela Europea.

La escuela europea emplea la Filosofía Racional, crea su modelo a partir de hipótesis o principios teóricos, para luego ponerlos a prueba en laboratorio en la etapa de la verificación, cabe recordar que es un modelo de pirámide truncada inestable, ya que si falla el modelo en la verificación todo el esquema mental colapsa porque las hipótesis no son verdaderas y hay que revisarlas o en su defecto eliminarlas. Como se podrá dar cuenta la escuela Europea es más rica a nivel académico y de investigación teórica.

2.2. Características del Cálculo de Materiales

2.2.1. Hormigón

El Concreto u Hormigón es un material semejante a la piedra, que se obtiene mediante una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena y grava u otro agregado y agua. El cemento y el agua interactúan químicamente para unir las partículas de agregado y conformar una masa sólida. Es necesario agregar agua, además de aquella que se requiere para la reacción química, con el fin de dar a la mezcla la manejabilidad adecuada que permita llenar las formaletas y rodear el acero de refuerzo embebido, antes de que se inicie el endurecimiento. Se pueden obtener concretos en un amplio intervalo de propiedades de resistencia ajustando apropiadamente las proporciones de los materiales constitutivos. Los factores que hacen del concreto un material de construcción universal son tan evidentes que éste se ha utilizado de la manera más diversa hasta el presente, por miles de años, probablemente desde la antigüedad en Egipto. Uno de estos factores consiste en la facilidad con la cual, mientras se encuentra en estado plástico, puede depositarse y llenar los moldes y formaletas de casi cualquier forma. Su alta resistencia al fuego y al clima son ventajas evidentes.

El refuerzo, conformado usualmente por barras circulares de acero con deformaciones superficiales apropiadas para proporcionar anclaje y la adherencia necesaria, se coloca en las formaletas antes del vaciado del concreto. Una vez que las barras estén completamente rodeadas por la masa de concreto endurecido, comienzan a formar parte integral del elemento. El resultado de la unión de estos dos materiales se conoce como Concreto Reforzado u Hormigón Armado, éste combina muchas de las ventajas de cada uno: el costo relativamente bajo, la capacidad de moldeo del concreto, junto con la alta resistencia frente a la tensión y la mayor ductilidad y dureza del acero. Precisamente esta combinación es la que permite la casi ilimitada variedad de usos y posibilidades del concreto reforzado en la construcción de edificios, puentes, presas, tanques, depósitos y muchas otras estructuras.

2.3. Hormigón Armado

2.3.1. Introducción

El uso de hormigón armado es relativamente reciente. Su invención se atribuye a Joseph-Louis Lambot en 1848. Sin embargo, la primera patente se debe al jardinero parisino Joseph Monier que lo usó en 1868, primero para usos relacionados con recipientes de jardinería, y más tarde para su uso en vigas y otras estructuras en obras de ferrocarriles..

Existen varias características responsables del éxito del hormigón armado:

- El coeficiente de dilatación del hormigón es similar al del acero, siendo despreciables las tensiones internas por cambios de temperatura.
- Cuando el hormigón fragua se contrae y presiona fuertemente las barras de acero, creando además fuerte adherencia química. Las barras, o fibras, suelen tener resaltes en su superficie, llamadas corrugas o trefilado, que favorecen la adherencia física con el hormigón.
- El hormigón que rodea a las barras de acero genera un fenómeno de confinamiento que impide su pandeo, optimizando su empleo estructural.

La simple teoría de vigas de Euler-Bernoulli no es adecuada para el cálculo de vigas o pilares de hormigón armado. Los elementos resistentes de hormigón armado presentan un mecanismo resistente

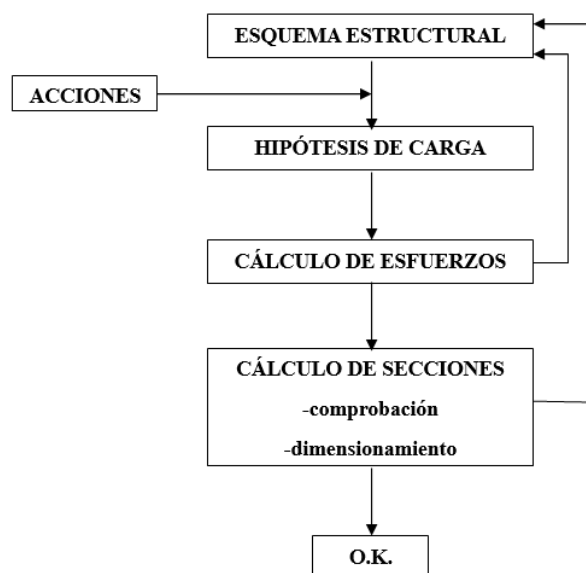
más complejo debido a la concurrencia de dos materiales diferentes, hormigón y acero, con módulos de Young muy diferentes.

2.4. Bases de Cálculo

2.4.1. Introducción

En sentido estricto, el cálculo de una estructura consiste esencialmente en comprobar que se satisfacen las condiciones de equilibrio de esfuerzos y de compatibilidad de deformaciones. Pero en su sentido más amplio, el cálculo de una estructura incluye también la fase previa de establecimiento del tipo estructural. Este proceso se compone normalmente, cualquiera que sea el material constituyente de la estructura, de las siguientes etapas (figura 2.4):

Figura 2.1 Proceso de Cálculo de una estructura



Fuente: Jiménez Montoya, “Hormigón Armado” (14ª Edición)

- Establecimiento del esquema estructural, que suele ser una simplificación de la estructura real a efectos de cálculo, fijando su disposición general, forma de trabajo, dimensiones, condiciones de apoyo, etc.
- Consideración de todas las acciones que pueden actuar sobre la estructura, no sólo las acciones físicas (que son las que intervienen en los cálculos) sino también las acciones químicas, que afectan a la durabilidad de la estructura.

c) Determinación de las hipótesis de carga, que son las diferentes combinaciones de las acciones (no incompatibles entre sí) que debe soportar la estructura, y que deben elegirse de forma que se produzcan en ella los efectos más desfavorables.

d) Cálculo de esfuerzos, imaginando la estructura cortada en una serie de secciones características (centros de luces, apoyos, etc.) y obteniendo para cada hipótesis de carga, al considerar el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones, las solicitaciones que actúan en estas secciones. Dichas solicitaciones (o conjuntos de esfuerzos) no son sino las resultantes de todas las tensiones ejercidas, en la sección, por una parte de la pieza cortada sobre la otra parte.

Una vez calculados los esfuerzos puede ocurrir que su magnitud no resulte proporcionada, por exceso o por defecto, a las dimensiones originalmente otorgadas a las secciones de la estructura, en cuyo caso deberán corregirse y habrá que repetir el proceso.

e) Cálculo de secciones que, según los casos, consiste en una u otra de las operaciones siguientes:

- Comprobación de que una sección previamente conocida es capaz de resistir las solicitaciones más desfavorables que pueden actuar sobre ella;
- Dimensionamiento de una sección aún no definida completamente, para que pueda soportar tales solicitaciones.

Si en el dimensionamiento se alteran de forma importante las dimensiones de las secciones, puede resultar necesario un nuevo cálculo de la estructura. En el hormigón armado esto no es así, ya que el dimensionamiento se reduce, por lo general, a la determinación de las armaduras necesarias en cada sección, sin modificar las dimensiones de las mismas.

2.4.2. Cálculo de Esfuerzos

Según doctrina moderna (Código Modelo CEB-FIP 1990 e Instrucción española 1999) el cálculo de esfuerzos puede efectuarse según cuatro procedimientos diferentes:

- a) *Análisis lineal*, suponiendo un comportamiento perfectamente elástico y haciendo valer la ley de Hooke en la estructura, con proporcionalidad entre acciones, solicitaciones y deformaciones.
- b) *Análisis no lineal*, considerando el comportamiento no lineal de los materiales, a partir de ciertos valores de las tensiones.

c) *Análisis lineal con redistribución limitada*, determinando los esfuerzos como en el caso a) y efectuando después una redistribución de los mismos que satisfaga las condiciones de equilibrio.

d) *Análisis plástico*, basado en un comportamiento plástico, total o parcial, de los materiales. El primer procedimiento es el más utilizado, especialmente en estructuras ordinarias de edificación. Con él, la resolución de la etapa del cálculo de esfuerzos es prácticamente independiente del material de que está compuesta la estructura, ya que éste se introduce exclusivamente a través de su módulo de elasticidad. Esta etapa se resuelve aplicando los métodos de la Resistencia de Materiales, en el caso de que la estructura esté formada por piezas lineales (barras), y los de la Elasticidad plana o tridimensional en el caso de que no sea así. El cálculo elástico de esfuerzos no ha experimentado modernamente modificaciones de concepto, aunque sí de tratamiento, gracias al empleo de ordenadores

A diferencia del cálculo de esfuerzos, el cálculo de secciones está influido por el material que constituye la estructura. Esta etapa del cálculo sí ha experimentado modificaciones importantes en las últimas décadas, en el caso de estructuras de hormigón armado.

2.4.3. Método de los Estados Límites

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

Se denominan estados límites aquellas situaciones tales que, al ser rebasadas, colocan a la estructura fuera de servicio. Los estados límites pueden clasificarse en:

- Estados límites últimos, que son los que corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura; y
- Estados límites de utilización (también llamados estados límites de servicio) que corresponden a la máxima capacidad de servicio de la estructura.

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

- Equilibrio, caracterizado por la pérdida de estabilidad estática (vuelco, deslizamiento, subpresión, etc.). Se estudia a nivel de estructura o elemento estructural completo.

- Agotamiento, caracterizado por el agotamiento resistente de una o varias secciones críticas, sea por rotura o por deformación plástica excesiva.
- Pandeo, sea de una parte o del conjunto de la estructura. Se estudia a nivel de elemento estructural o de toda la estructura.
- Fatiga, caracterizado por la rotura de uno o varios materiales de la estructura, por efecto de la fatiga bajo la acción de cargas repetidas. Se estudia a nivel de sección.
- Además, en estructuras de hormigón armado, deben considerarse los estados límites últimos de:
- Adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras de acero y el hormigón que las rodea. Se estudia a nivel de sección.
- Anclaje, caracterizado por el cedimiento de un anclaje. Se estudia de forma local en las zonas de anclaje.

Los estados límites de utilización se relacionan con la funcionalidad, estética y durabilidad de la estructura y dependen de la función que ésta deba cumplir. En estructuras de hormigón armado los más importantes son los de:

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

2.4.4. Valores de las Resistencias de los Materiales

Se define como resistencia característica del hormigón f_{ck} , aquella que presenta un nivel de confianza del 95 por 100; es decir, que existe una probabilidad de 0,95 de que se presenten valores individuales de resistencia (medida por rotura de probetas) más altos que f_{ck} .

Se define como resistencia característica de proyecto (o resistencia especificada) el valor de f_{ck} que el proyectista adopta como base de sus cálculos y especifica en los documentos del proyecto (planos y pliego de condiciones técnicas).

2.4.5. Resistencia de Cálculo de los Materiales

Se define como *resistencia de cálculo* del hormigón f_{cd} , el cociente entre su resistencia característica f_{ck} , y el coeficiente de minoración γ_c :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}.$$

Análogamente, se define como *resistencia de cálculo* del acero, f_{yd} , el cociente entre su límite elástico característico f_{yk} y el coeficiente de minoración γ_s :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}.$$

Los coeficientes γ_c y γ_s tratan de cubrir la posibilidad de reducciones de resistencia de los materiales y los restantes factores indicados en la Cuadro N° 2.2. Sus valores vienen especificados en las Normas de cada país.

Cuando se trata de conocer el comportamiento de la estructura en servicio (cálculo en estados límites de utilización) debe trabajarse con el valor característico, por lo que $\gamma_c = \gamma_s = 1$ para tales casos.

Cuadro N° 2.1: Coeficientes de minoración de resistencia de los materiales

Material	Coeficiente básico	Nivel de Control	Corrección
Acero	$\gamma_s=1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	+
		Intenso	-0.05
Hormigón	$\gamma_c=1.5$	Reducido	+0.05
		Normal	+
		Intenso	-0.05

Fuente: Norma Boliviana Del Hormigón Armado CBH-87

Cuadro N° 2.2: Coeficientes de ponderación de las acciones

Coeficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f=1.6$	Nivel de control en la ejecución.	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	-0.10
		Medios	0
		Muy importantes	+0.20

Fuente: Norma Boliviana Del Hormigón Armado CBH-87

2.4.6. Valores Característicos de las Acciones

Como ya dijimos, cualquier causa capaz de producir estados tensionales en una estructura, o de modificar los existentes, se denomina *acción*. A continuación clasificaremos las acciones según diferentes criterios, recordando antes que se trata *aquí* únicamente de acciones físicas (mecánicas, como las cargas y pesos propios, y no mecánicas, como la temperatura y la retracción), que son las que intervienen en los cálculos. Además de estas *acciones físicas* el proyectista debe considerar las *acciones químicas*, que afectan a la durabilidad y que, tradicionalmente, no son tenidas en cuenta en los cálculos.

Según su naturaleza, las acciones se clasifican en *directas* e *indirectas*. Las *acciones directas* son fuerzas concentradas o distribuidas que producen tensiones de forma directa. Las acciones indirectas no son fuerzas, sino *deformaciones impuestas*, capaces de engendrar tensiones si la pieza no puede tomar libremente dichas deformaciones (caso de los efectos térmicos o reológicos, asientos de apoyo, etc.).

Según que causen o no una aceleración significativa en la pieza o estructura, las acciones pueden ser *dinámicas* o *estáticas*. En general, las acciones se consideran estáticas y su posible efecto dinámico se tiene en cuenta aumentando su magnitud mediante la aplicación de coeficientes apropiados.

Según su variación en el tiempo, las acciones pueden ser *permanentes*, *variables* o *accidentales*. Esta es la clasificación más importante, por sus efectos en el cálculo. Las *acciones permanentes*, G , son aquéllas que actúan en todo momento y son constantes en magnitud y posición, como el peso propio de la estructura, la carga muerta y el empuje de tierras; existen también *acciones permanentes de valor no constante*, G^* , que son aquéllas que actúan en todo momento pero con valor variable, tales como la retracción. Las *acciones variables*, Q , varían frecuentemente respecto a su valor medio: cargas de tráfico o de uso, viento, nieve, temperatura, etc. Por último, las *acciones accidentales*, A , son aquéllas que, siendo de gran importancia, tienen muy baja probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la estructura: impactos, explosiones, avalanchas, tornados, etc. Los efectos sísmicos pueden considerarse de este tipo, si bien reciben un tratamiento diferenciado en las hipótesis de carga.

Finalmente, según su variación en el espacio, las acciones se clasifican en *fijas* (que se aplican siempre en la misma posición, como el peso propio) y *libres* (cuya posición puede variar, como las cargas de uso). En general, las acciones fijas son permanentes y las libres son variables, pero no siempre es así: un contenedor de un líquido colgado de una viga es un ejemplo de carga fija y variable, en tanto que la tabiquería de un edificio es un ejemplo de carga libre y permanente.

2.4.7. Valores de las Acciones del Proyecto

Las normas de diseño estructural definen el concepto de “valores característicos” bajo un criterio probabilístico. La Norma Boliviana del Hormigón Armado considera por ejemplo como valor característico de las acciones, los que presentan una probabilidad de un 95% de no ser sobrepasados (por el lado de los valores más desfavorables) durante el período de vida útil de la estructura.

Para el caso de hospitales y centros de salud, los valores usuales de cargas vivas a considerar son 200 kg/m² para áreas de internados. Para áreas de salas de operaciones, laboratorios y otras deben calcularse pero no deben ser menores a 300 Kg/m².

Para el diseño de elementos estructurales tales como costaneras, cerchas, losas planas, vigas, columnas, muros y fundaciones, se permite reducir las sobrecargas mínimas de uso mínimas especificadas en consideración del área tributaria soportada por el elemento estructural considerado.

El dimensionamiento y verificación de una estructura y/o de cada uno de los componentes se efectuará en función del material a utilizarse

Cuadro N° 2.3: Tipo de diseño según material a emplearse

Estructura	Tipo de diseño
Hormigón armado	Estados límites
Estructuras metálicas	Factores de carga y de resistencia o esfuerzos permisibles
Estructuras de madera	Esfuerzos permisibles
Hormigón pretensado	Esfuerzos permisibles o estados límites

Fuente: Guía de diseño para centros de salud

2.4.8. Sobrecarga del Viento

2.4.8.1. Presión Dinámica Básica

La velocidad del viento produce una presión dinámica en los puntos donde la velocidad se anula, de valor:

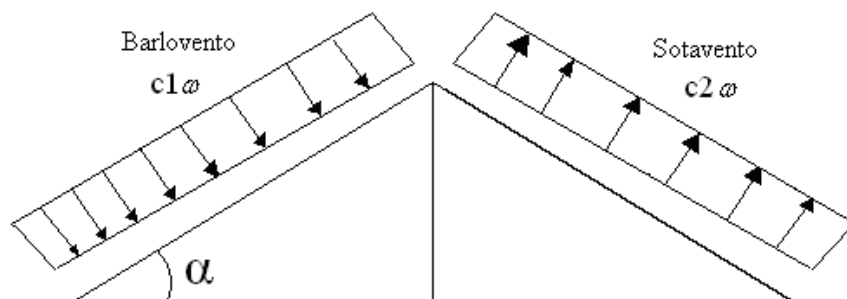
$$P = \frac{V^2}{16}$$

Donde:

V= Velocidad del viento (m/s), para el proyecto se tomó una velocidad de 34 m/s

P= Presión dinámica del viento (kg/m²)

Figura N° 2.2: Barlovento y Sotavento



Fuente: Elaboración Propia

Cuadro N° 2.4: Coeficientes de Viento

Ángulo α	Barlovento c1	Sotavento c2
90°	+ 0,8	- 0,4
80°	+ 0,8	- 0,4
70°	+ 0,8	- 0,4
60°	+ 0,8	- 0,4
50°	+ 0,6	- 0,4
40°	+ 0,4	- 0,4
30°	+ 0,2	- 0,4
20°	0	- 0,4
10°	- 0,2	- 0,4
0°	- 0,4	- 0,4
Valores intermedios pueden interpolarse linealmente		

Fuente: CBH-87

2.5. Elementos Estructurales

2.5.1. Losas

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

Las losas planas son las más comunes en edificios. Por la forma de trabajo de sus elementos, esto es, la forma en que llevan la carga a sus apoyos, podemos clasificar las losas en: cáscaras o membranas y en losas planas. Las losas planas llevan la carga a sus apoyos por trabajo a flexión y cortante de sus elementos constitutivos, en ellas es importante la rigidez a flexión que depende directamente de la altura de la losa.

2.5.1.1. Tipos de Losas

De acuerdo con su constitución se pueden clasificar en:

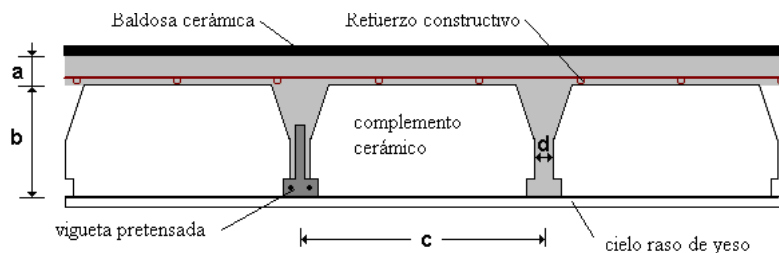
- a) Losas macizas
- b) Losas alivianadas

Las losas aligeradas son aquellas que forman vacíos en un patrón rectilíneo que aligera la carga muerta debido al peso propio. Estas losas son más eficientes que las losas macizas ya que permiten tener espesores mayores sin aumentar el volumen de concreto con respecto a una losa maciza.

2.5.1.1.1. Losa Alivianada

Las características geométricas de la Losa Alivianada, empleando viguetas prefabricadas y un complemento cerámico como elemento aligerante es:

Figura N° 2.3: Geometría de la Losa Alivianada



Fuente: Detalles Constructivos en Edificación, Rivera Edgar. (2004)

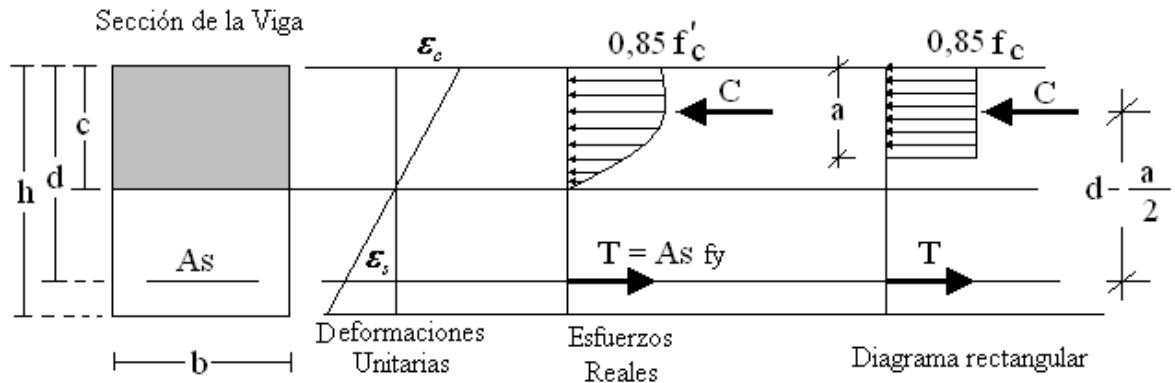
La vigueta T de hormigón pretensado es el elemento más conocido y probado para todo tipo de losas. Es un producto de fabricación industrial con calidad garantizada y con características siempre uniformes que reemplaza a las viguetas de fabricación artesanal de hormigón armado común.

2.5.1.2. Dimensionamiento

Para dimensionar losas por este método, se obtienen los momentos flexionantes utilizando los coeficientes de momentos. Los momentos axiales obtenidos son momentos por unidad de ancho, por ejemplo, kg-m/m. después se calcula el peralte y el porcentaje de refuerzo utilizando las fórmulas de flexión, como si se tratase de vigas de ancho unitario. Por ejemplo, si los momentos están en unidades de kg-m/m, se considera que la losa está formada por vigas de un metro de ancho sujetas a los momentos flexionantes determinados a partir de los coeficientes de momentos.

Se recurrirá al diagrama rectangular para el cálculo de los esfuerzos para encontrar las armaduras necesarias.

Figura N°2.4: Diagrama de Esfuerzos en la Sección de la Viga



Fuente: Norma Boliviana Del Hormigón Armado CBH-87

Para la estructura del Centro de Salud Torrecillas la losa maciza de hormigón armado armadas en dos direcciones. Para determinar manualmente los momentos actuantes en las losas, lo realizamos con la ayuda de las Tablas de Czerny.

2.5.1.3. Cálculo de Armadura

según la norma, determinamos el área de armadura que requiere la losa con las siguientes fórmulas:

$$M_d = 1,6 \cdot M$$

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

b_w = ancho de la pieza, analizamos para un metro de ancho

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,332 \rightarrow \text{Para losas de hormigón con un acero } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Con el valor encontrado de μ_d , entramos en la tabla universal de cálculo y encontramos el valor de la cuantía mecánica w_s .

El área de armadura para la losa será:

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

Se debe calcular el área mínima que necesita la pieza, para esto, encontramos la cuantía geométrica mínima ($w_{s \text{ min}}$) del Anexo A Cuadro A.1

Con la cuantía geométrica mínima encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza.

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

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

2.5.2. Vigas

Las vigas son elementos lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitados principalmente a flexión, donde existen fibras comprimidas y fibras traccionadas.

Las condiciones que, en principio, debe satisfacer todo análisis estructural son las de equilibrio y las de compatibilidad teniendo en cuenta el comportamiento tenso-deformacional de los materiales.

2.5.2.1. Dimensionamiento

Está basado en la hipótesis de comportamiento elástico-lineal de los materiales constituyentes y en la consideración del equilibrio en la estructura sin deformar. En este caso se puede utilizar la sección bruta de hormigón para el cálculo de las solicitaciones.

en cuanto a las dimensiones máximas que pueden tener las vigas y, en ocasiones, al intentar diseñar a flexión tales vigas, se encuentra que es necesario un armado de tracción que supera los porcentajes de la cuantía balanceada especificados por los códigos, o sencillamente ya no existe armadura capaz de resistir el momento flector solicitante. En este caso se puede utilizar el siguiente procedimiento:

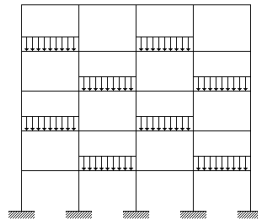
- Se calcula el momento flector que es capaz de resistir la sección de hormigón armado cuando utiliza la cuantía máxima permitida por los códigos.
- Se calcula la parte de momento flector solicitante que no alcanza a ser resistida por la cuantía de armado definida anteriormente, y que debe ser resistida con armadura de tracción adicional y con armadura de compresión.
- Se calcula una primera aproximación del acero adicional de tracción y el acero de compresión requeridos para resistir la parte del momento flector solicitante que no puede ser resistida por la cuantía de armado máxima definida por los códigos.
- Se calcula el momento flector real que resiste el armado propuesto.
- Iterativamente se corrige el armado de tracción y compresión hasta obtener el diseño más económico.

2.5.2.2. Diseño a Flexión

Para determinar las máximas solicitaciones en los elementos viga, se debe cargar la estructura de siguiente manera:

Para determinar los máximos momentos positivos en los tramos cargados:

Figura N° 2.5: Acción de la carga para la obtención de los máximos momentos positivos por tramos



Fuente: Elaboración Propia

Por otro lado, para la obtención de los máximos momentos negativos en los apoyos de las vigas principales se debe cargar la estructura como se observa en la siguiente figura, se carga dos luces adyacentes y una no.

Figura N° 2.6: Acción de la carga para la obtención de los máximos momentos negativos en el punto A



Fuente: Elaboración Propia

2.5.2.3. Cálculo de la Armadura Longitudinal

Para calcular la armadura longitudinal en vigas rectangulares, sometidas a flexión simple o compuesta, se deben determinar los siguientes valores:

El momento de cálculo (momento mayorado) será:

$$M_d = 1,6 \cdot M_o$$

La resistencia de cálculo del hormigón y del acero respectivamente es:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad ; \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

El momento reducido de cálculo μ_d será:

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

Si: $\mu_d \leq 0.2961 \rightarrow$ No se necesita armadura a compresión (Canto igual o superior al mínimo)

$\mu_d \geq 0.2961 \rightarrow$ Sí se necesita armadura a compresión (Canto inferior al mínimo)

El valor límite de canto mínimo es 0,2961 que le corresponde un momento reducido de 0,365.

Con el momento reducido de cálculo entramos en el Cuadro A.5 del Anexo A y obtenemos la cuantía mecánica

La armadura será: $A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$

Se debe calcular el área mínima que necesita la pieza, para esto, encontramos la cuantía geométrica mínima referida a la sección total de hormigón. En el anexo A cuadro A.1

Con la cuantía geométrica mínima encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

2.5.2.4. Cálculo de la Armadura Transversal (Estribos)

Según la norma las ecuaciones para el cálculo de la armadura transversal en vigas son las siguientes:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \rightarrow [kg/cm^2]$$

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

Si: $V_d \leq V_{u1}$

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

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$V_{u2} = V_{su} + V_{cu}$$

$$V_{su} = \sum A_{\alpha} \cdot f_{yad} \cdot 0.9 \cdot d (\text{sen} \alpha + \cos \alpha)$$

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

$$V_d \leq V_{u1} ; V_d \leq V_{u2} ; V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

El área de armadura encontrada es para todas las piernas que tiene el estribo, por lo tanto si se quiere encontrar el área para una pierna de se debe dividir el área encontrada entre el número de piernas.

El cálculo a flexión es uno de los principales en las secciones de hormigón. Podemos decir que siempre habrá esfuerzos a flexión en una estructura. Si estos esfuerzos son únicamente momentos flectores, estaremos en flexión simple. Esto sucede en las vigas biapoyadas, por ejemplo. Si los momentos van acompañados de esfuerzos axiales estaremos en flexión compuesta, cosa que sucede en los pilares de una estructura, por ejemplo.

Obtenidos los esfuerzos finales (con las acciones debidamente ponderadas) en las secciones críticas, y a partir de unas dimensiones de la sección dadas, podemos aplicar las fórmulas que nos darán el área de acero necesaria.

A partir de las dimensiones y la armadura podremos realizar la comprobación con el diagrama de momentos / axiles en el que podremos situar los diferentes estados de carga y comprobar si están “dentro” de la zona de seguridad.

Para dimensionar una sección a flexión simple se debe buscar el plano de agotamiento, que se conocerá si se conoce la posición de la fibra neutra, x .

La otra incógnita del problema es la cantidad de armadura de tracción, A_s .

Las dos incógnitas (x , A_s) se obtienen mediante la utilización de las ecuaciones de equilibrio de axiles y momentos.

2.5.3. Columnas

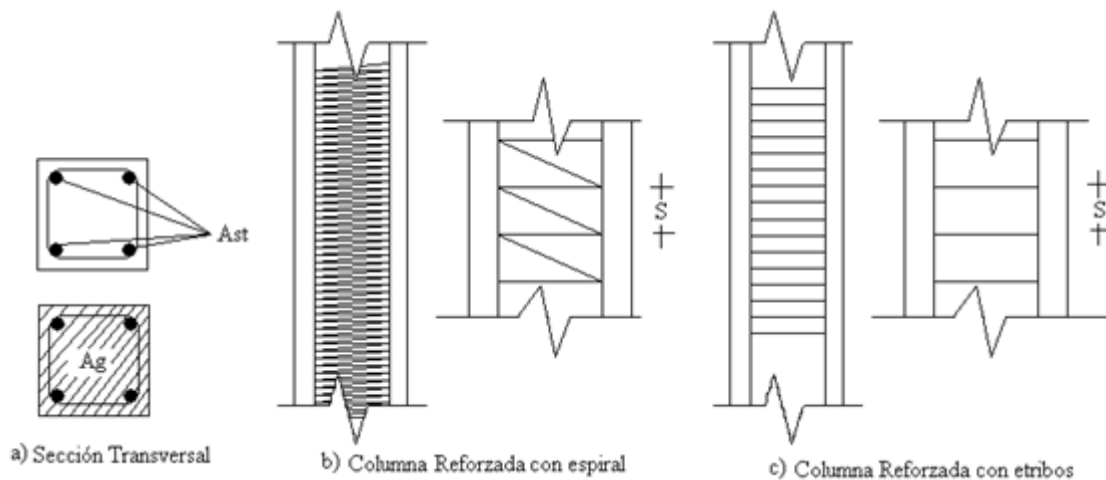
Los soportes o pilares de hormigón armado constituyen piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es predominante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y, en último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente.

Es de esta forma que las columnas pueden clasificarse en:

- Columnas Cortas.
- Columnas Esbeltas

Figura N°2.7: Detalles Estructurales de Columnas



Fuente: Jiménez Montoya, “Hormigón Armado” (14ª Edición)

Las columnas necesitan llevar estribos por las siguientes razones =

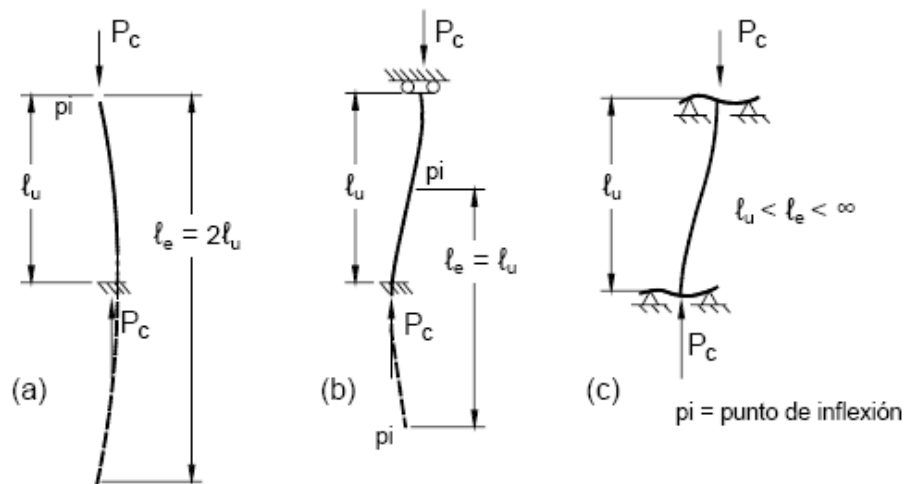
- Para mantener a las barras lo más rectas posible (no sufran ninguna excentricidad).
- Para mantener confinada a las barras de acero longitudinales para que no traten de salir hacia afuera del eje.

2.5.3.1. Longitud Efectiva y Esbelteces.

El diseño de las columnas consiste básicamente en seleccionar una sección transversal adecuada para la misma, con armadura para soportar las combinaciones requeridas de cargas axiales mayoradas P_u y momentos (de primer orden) mayorados M_u , incluyendo la consideración de los efectos de la esbeltez de la columna (momentos de segundo orden). La esbeltez de una columna se expresa en términos de su relación de esbeltez $k\ell_u/r$, donde k es un factor de longitud efectiva (que depende de las condiciones de vínculo de los extremos de la columna), ℓ_u es la longitud de la columna entre apoyos y r es el radio de giro de la sección transversal de la columna.

En las estructuras reales rara vez las columnas son perfectamente articuladas o empotradas, sino que sus extremos están parcialmente restringidos contra la rotación por los elementos solidarios a la columna. En consecuencia, la longitud efectiva está comprendida entre $\ell_u/2$ y ℓ_u , siempre que esté impedido el desplazamiento lateral de un extremo de la columna respecto del otro. El valor real de la longitud efectiva depende de la rigidez de los elementos solidarios a los extremos superior e inferior de la columna.

Figura N° 2.8: Longitud efectiva, ℓ_e (condición desplazable)



Fuente: Jiménez Montoya, “Hormigón Armado” (14ª Edición)

2.5.3.2. Armadura Longitudinal

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor $<$ de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la

sección. En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

- a) La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35 cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar el pandeo de la misma
- b) Los recubrimientos de las armaduras principales deben estar comprendidos entre dos cinco centímetros, no debiendo ser inferiores al diámetro de las barras ni al tamaño máx' del árido.

La armadura es constituida por barras longitudinales que son éstas 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.

Compresión simple: La compresión simple corresponde al caso en que la sollicitación externa es el esfuerzo normal que se encuentra en el baricentro de la sección.

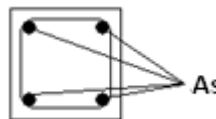
Excentricidad mínima de cálculo: debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro la Norma Boliviana considera una excentricidad constructiva (dependiendo la dirección en que se está considerando el pandeo) de:

$$e \geq \begin{cases} h/20 & \text{6} & b/20 \\ & 2 \text{ cm.} \end{cases}$$

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:

$$f_{cd} = 0,9 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Armadura longitudinal: en caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas y para una 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:

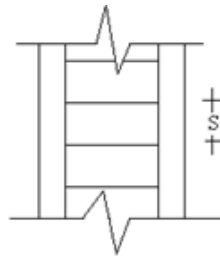
$$A_s = \frac{\gamma_m \cdot N_d - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}}$$

La armadura mínima es: $A_{s \min} = 0,008 \cdot A_c$

La armadura máxima es: $A_{s \max} = 0,08 \cdot A_c$

2.5.3.3. Armadura Transversal

para el cálculo de la armadura transversal en las columnas, la separación entre estribos será:



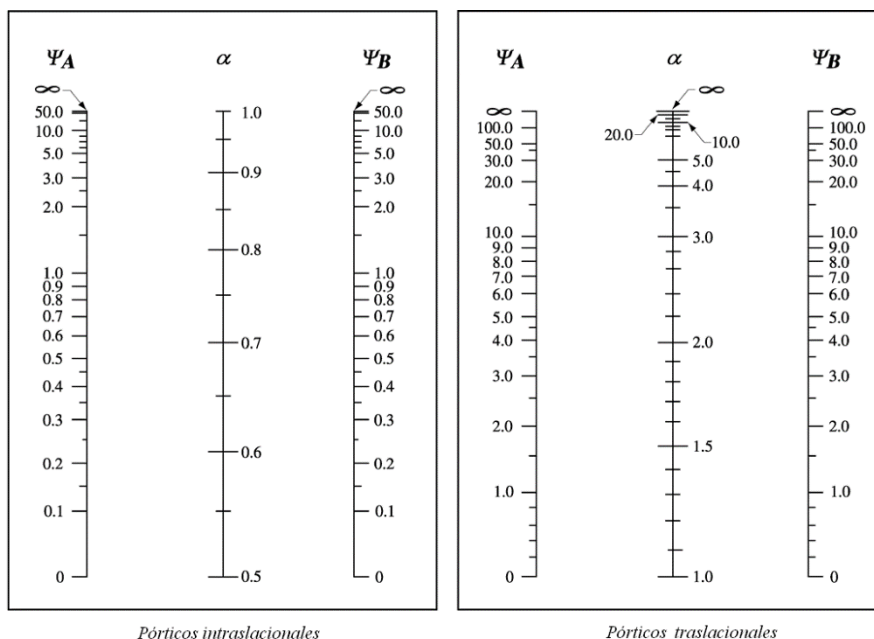
$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} \\ 15 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \end{cases}$$

El diámetro del estribo será:

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

Los estribos deben colocarse en toda la altura de la columna, inclusive en los nudos con las vigas.

Figura N° 2.9: Factores de longitud efectiva para elementos comprimidos



Fuente: Norma Boliviana Del Hormigón Armado CBH-87

2.5.4. Zapatas y Cimientos

La cimentación es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o roca subyacente. Todos los suelos se comprimen en forma considerable al someterse a cargas y causan asentamientos en la estructura soportada. Para limitar los asentamientos de la estructura deberemos transmitir la carga de la estructura hasta un estrato de suelo que tenga la resistencia suficiente y distribuir la carga sobre un área suficientemente grande de este estrato para minimizar las presiones de contacto.

La exploración del terreno es necesaria para proporcionar al ingeniero proyectista datos sobre:

- La profundidad de la capa freática.
- Las diferentes capas del terreno conociendo su inclinación, espesor y características mecánicas (compresión simple, ensayo triaxial, etc.) y químicas (sulfatos, carbonatos, etc.).
- Muestras del suelo para conocer otras características mecánicas y la capacidad de asientos sobre suelos inalterados.

Sobre el número y profundidad de las tomas a realizar, bien mediante excavaciones o mucho más frecuente mediante sondeos mecánicos. La cimentación constituye el elemento intermedio que

permite transmitir las cargas que soporta una estructura al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad portante del suelo, y que las deformaciones producidas en éste sean admisibles para la estructura.

2.5.4.1. Dimensionamiento de Zapatas.

Se emplean zapatas aisladas para cimentar soportes, y se disponen centradas salvo las de medianería y esquina. También se emplean zapatas aisladas bajo soportes duplicados de juntas estructurales. Si el terreno resistente es superficial son preferibles zapatas de hormigón armado.

Las dimensiones de la zapata se obtienen del cálculo geotécnico, mientras que el canto se obtiene del cálculo estructural (dimensionamiento de zapata como elemento de hormigón armado).

2.5.4.2. Cálculo a Flexión.

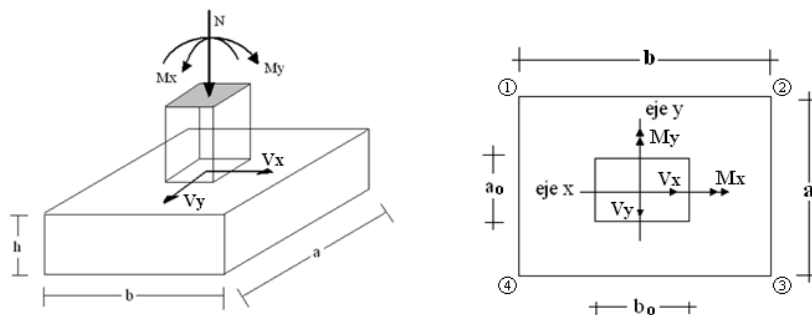
Como se ha indicado, en el caso de zapatas flexibles (aquéllas en las que el mayor de sus vuelos cumple la condición $v > 2h$), la determinación de la armadura de tracción debe hacerse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones (aunque en la dirección más corta suele bastar con disponer la armadura mínima).

2.5.4.3. Dimensionamiento de la Armadura Principal.

En el caso de zapatas de base cuadrada, las armaduras se distribuirán uniformemente en las dos direcciones paralelas a los lados de la base.

El cálculo de las zapatas aisladas lo realizamos de la siguiente manera:

Figura N° 2.10: Cargas que actúan en una zapata



Fuente: Elaboración Propia

Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

Momento en el eje x (M_x), Momento en el eje y (M_y), Cortante en el eje x (V_x), Cortante en el eje y (V_y), Carga vertical que llega a la zapata (N).

Para calcular el peso propio de la zapata, asumimos un valor igual al 5% del total de la carga N .

$$P.P_{zapata} = 1,05 \cdot N$$

Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, encontramos el área mínima que deberá tener la misma:

$$A_{nec} = \frac{N}{\sigma_{adm}}$$

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 el punto más crítico:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A} \pm \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

Para que la zapata no trabaje a tracción, se recomienda que el $\sigma_{min} \geq 0$

Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con la siguiente fórmula:

$$d \geq \begin{cases} d_1 = \sqrt{\frac{a_o \cdot b_o}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} \\ d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_o)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_o)}{4 + k} \end{cases}$$

Donde:

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{real}}$$

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

$$\gamma_f = 1,6$$

El σ_{real} puede ser el $\sigma_{m\acute{a}x}$ ó el σ_{adm}

Asumimos recubrimiento de la zapata de 5 cm.

Por lo tanto la altura de la zapata será igual a $d + 5\text{cm}$.

La altura mínima que deberá tener una zapata es de 20 cm.

Una vez determinadas las dimensiones que tendrá la zapata, calculamos el peso propio real de la zapata con la siguiente fórmula:

$$P.P_{zapata} = \gamma_{H^o} \cdot Volumen$$

La carga vertical N total será la sumatoria de la carga N más el peso propio de la zapata.

Cada fuerza cortante actuante en la zapata, generan un momento flexor, y éste sumado con el momento flexor inicial, producen un nuevo momento. Dichos momentos serán:

$$M_{ox} = M_x \pm V_x \cdot h$$

$$M_{oy} = M_y \pm V_y \cdot h$$

Una vez encontrados los esfuerzos en los extremos de la zapata, se realizan las verificaciones de estabilidad.

Verificación al vuelco

$$\gamma_{Va} = \frac{(N + P.P_{zapata}) \cdot a/2}{M_a + V_a \cdot h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{(N + P.P_{zapata}) \cdot b/2}{M_b + V_b \cdot h} \geq 1,5$$

Verificación al deslizamiento

Para suelo sin cohesión:

$$\gamma_s = \frac{(N + P.P_{zap}) \cdot \tan \varphi_d}{V} \geq 1,5 ; \quad \varphi_d = \frac{2}{3} \cdot \varphi \quad \varphi = \text{ángulo de rozamiento interno}$$

Para suelo cohesivo:

$$\gamma_s = \frac{A \cdot C_d}{V} \geq 1,5 ; \quad C_d = 0,5 \cdot \text{Cohesión}$$

2.5.4.4. 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 15 cm de la cara de la comuna del bloque más comprimido.

Luego el momento mayorado será:

$$M_{ed} = 1,6 \cdot M_e$$

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

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

El área de armadura será:

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

Del Cuadro N° A.1 (Anexo A), escogemos la cuantía mínima $w_{s \text{ mín}}$ y con ésta determinamos la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b \cdot d$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

2.5.4.5. Comprobación a Punzonamiento.

Sólo en casos muy poco frecuentes de cargas elevadas y suelos de baja resistencia, en los que resulten zapatas con vuelos excepcionalmente altos, $v > 3,5/t$, puede ser determinante la comprobación a punzonamiento.

2.6. Escalera

El diseño de las escaleras se lo realizara como el diseño de losas, el diseño de escaleras tipo losa de hormigón armado son las más empleadas en la construcción ya que el material posee gran resistencia y protección contra incendios, posee buen aislamiento acústico y puede dejarse el material a la vista como acabado final.

Las losas se comportan como vigas de hormigón armado trabajando a la flexión. Sus apoyos pueden estar en los muros (practicando rozas), forjados y jácenos.

En forjados y vigas la armadura de la losa se conecta a la general del edificio, estableciéndose unión consolidada.

Las losas pueden adoptar formas quebradas formando descansillos; también tiene la ventaja de que este material, hormigón, se puede moldear adoptando la forma de la escalera: curvas o mixtas, conforme al encofrado previo.

El paso normal de una persona sobre terreno horizontal mide entre 55 y 65 cm. de longitud. En terrenos en subida, el paso se acorta, en ascensión vertical se reduce a la mitad.

Para que una escalera sea cómoda, las huellas (H) y las contrahuellas (C) deben guardar una proporción; esto se logra aplicando fórmulas, veamos las más usuales:

La Regla de la Longitud Media del Paso

$$2 \times C + H = 64 \text{ cm. (entre 61 y 65);}$$

Donde C es la altura del peldaño o contrahuella y H es la huella es decir la superficie donde apoya el pie.

Fórmula de la Seguridad

$$H \text{ (huella)} + C \text{ (contrahuella)} = 46 \text{ cm}$$

Fórmula de la Comodidad

$$H - C = 12 \text{ y } H + 2C = 63$$

Calculemos para una contrahuella de 18 cm:

$$H + 2 \times 18 = 63, \text{ despejamos la ecuación y}$$

$$H = 63 - 36 = 27 \text{ cm, donde H es la huella.}$$

Del mismo modo, para pendientes mucho menores, de ángulo pequeño, se utilizan en rampas o en la combinación de rampas y escaleras.

Anchura

El proyecto de una escalera además de la relación huella/contrahuella, considera las dimensiones correspondientes a su anchura, a las dimensiones del recinto o la caja de escaleras donde se sitúa la misma.

De acuerdo a la normativa vigente, el ancho útil de una escalera, es la luz libre entre pasamano y pasamano o entre pasamano y muro.

2.7. Cubierta

Las cerchas son estructuras planas de perímetro en forma de poligonal, construida por elementos longitudinales o cuerdas y barras verticales o diagonales sometidas principalmente a esfuerzos de tracción o compresión.

Una estructura isostática totalmente logra su estabilidad mediante una estructura base que es el triángulo y asegura su estabilidad si al triángulo base se le aumenta dos barras formando un nudo.

Grado estático = $2 \text{ N}^\circ \text{ de nudos} - \text{N}^\circ \text{ de barras} - \text{N}^\circ \text{ de reacciones}$
Cargas en cubiertas

Para estudiar las cargas tomadas en cuenta en la cubierta, se tienen las siguientes:

- Peso propio de la armadura
- Cobertura, planchas de asbesto cemento de 5 mm
- Correas, cabios y otros elementos
- Sobrecarga de diseño
- Granizo
- Viento

2.7.1. Elementos Estructurales de una Cubierta

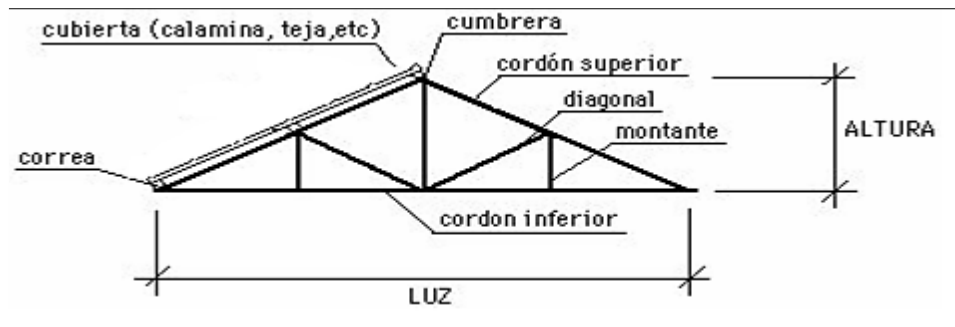
Las cerchas son estructuras planas de perímetro en forma poligonal, constituida por elementos longitudinales o cuerdas y barras verticales o diagonales sometidas principalmente a esfuerzos de tracción o compresión.

La cubierta en estudio cuenta con varios elementos estructurales; Una cercha formada por piezas

metálicas que adoptan diferentes nombres según su ubicación, unidas entre sí forman triángulos, los encuentros se denominan nudos, los cuales para el cálculo estático se consideran como rótulas; además de las correas que conectan cercha con cercha.

Cada una de estas piezas está sometida a compresión o tracción de acuerdo a los esfuerzos a los que esté sometido.

Figura 2.11: Elementos estructurales de una cubierta



Fuente: Elaboración Propia

2.7.2. Combinaciones de Carga

La norma LRFD nos muestra las siguientes combinaciones:

$$U = 1,4 D \text{ (Ecuación A4-1 del LRFD)}$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) \text{ (Ecuación A4-2 del LRFD)}$$

$$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1,0 L \text{ o } 0,8 W) \text{ (Ecuación A4-3 del LRFD)}$$

$$U = 1,2 D + 1,0 E + (1,0 L \text{ o } 0,2 S) \text{ (Ecuación A4-5 del LRFD)}$$

$$U = 1,2 D + 1,3 W + 1,0 L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) \text{ (Ecuación A4-4 del LRFD)}$$

$$U = 0,9 D \pm (1,3 W \text{ o } 1,0 E) \text{ (Ecuación A4-6 del LRFD)}$$

Donde:

U: Carga última

D: Cargas muertas

L: Cargas vivas

L_r: Cargas vivas en techos

S: Cargas de nieve

R: Carga inicial de lluvia o hielo

W: Carga de Viento

E: Sismo

2.8. 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 precios unitarios para la elaboración del presupuesto y así realizar el planeamiento y cronograma respectivo.

2.8.1. Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forma parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato.

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

2.8.2. 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; tomando 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 7%, para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14.94% y un valor del IT del 3.09%.

2.8.3. Cálculos Métricos

Los cálculos métricos se calculan de manera general más o menos complejos 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 definitiva del proyecto.

El trabajo se divide por etapas, cada una de las cuales constituye un rubro del presupuesto, esta clasificación por actividades deberá ser hecha con criterio de separar todas las partes que sean

susceptibles de costo distinto no sólo para facilitar la formación del presupuesto, sino también porque éste es un documento de contrato y sirve como lista indicativa de los trabajos a ejecutar.

2.8.4. Presupuesto

El presupuesto de la obra se lo determina de acuerdo a los 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 presupuesto puede generar pérdidas para la empresa encargada de la construcción de la obra.

2.8.5. Planeamiento y Cronograma de Obra

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 planteamiento y determinar el cronograma de la obra.

El cronograma se lo realizó utilizando el método de barras Gantt utilizando los siguientes pasos:

1. Dibujar los ejes horizontal y vertical.
2. Escribir los nombres de las tareas sobre el eje vertical.
3. Se dibujan los bloques correspondientes a las tareas que no tienen predecesoras. Se sitúan de manera que el lado izquierdo de los bloques coincida con el instante cero del proyecto (su inicio).
4. A continuación, se dibujan los bloques correspondientes a las tareas que sólo dependen de las tareas ya introducidas en el diagrama. Se repite este punto hasta haber dibujado todas las tareas.

En resumen, para la planificación de actividades relativamente simples, el gráfico de Gantt representa un instrumento de bajo costo y extrema simplicidad en su utilización.

CAPÍTULO 3

INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Datos de Campo y Gabinete

Los datos que se obtuvieron para realizar el Diseño Estructural del Hospital de Segundo Nivel fueron los siguientes:

3.1.1. Estudio del Suelo

El estudio de suelos se proporcionó por las autoridades a cargo del proyecto, mostrándose los mismos en el anexo C, obteniéndose las características principales del terreno de estudio.

Para el presente proyecto se realizó la interpretación de los estudios realizados, reflejándose en una tabla resumen con todos los valores necesarios de todos los pozos de estudio, teniendo un factor de seguridad de 1.2.

Cuadro N° 3.1: Ensayo De Penetración Estandar (Spt)

SONDEO SPT	PROFUNDIDAD DEL ENSAYO (m)	N° DE GOLPES	RESISTENCIA σ_N (kg/cm ²)	RESISTENCIA ADMISIBLE σ_N (kg/cm ²)
pozo 1 sondeo 01	0.0 - 2.0	13	2.9	2.4
pozo 1 sondeo 02	2.0 - 4.0	9	1.25	1
pozo 2 sondeo 01	0.0 - 2.0	12	2.75	2.3
pozo 2 sondeo 02	2.0 - 4.0	18	3.4	2.9
pozo 3 sondeo 01	0.0 - 2.0	10	2.5	2.1
pozo 3 sondeo 02	2.0 - 4.0	16	3.3	2.8

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro N° 3.2: Límites De Atterberg

SONDEO	LÍMITES			OBSERVACIONES
	LL	LP	IP	
pozo 1 sondeo 01	25.77	20.61	5.16	suelo con poca plasticidad
pozo 1 sondeo 02	34.31	19.22	15.09	suelo con plasticidad media
pozo 2 sondeo 01	30.07	24.19	5.88	suelo con poca plasticidad
pozo 2 sondeo 02	21.39	18.47	2.92	suelo con poca plasticidad
pozo 3 sondeo 01	25.04	21.66	3.38	suelo con poca plasticidad
pozo 3 sondeo 02	24.57	21.49	3.08	suelo con poca plasticidad

Fuente: Elaboración Propia**Cuadro N° 3.3: Clasificación De Suelos**

SONDEO	GRANULOMETRÍA			CLASIFICACIÓN	
	GRAVA %	ARENA%	FINOS%	AASHTO	SUCS
pozo 1 sondeo 01	73.4	21.44	5.16	Material gravoso de textura gruesa y poco fino [A-1a (0)]	Grava bien graduada con Limo y Arena [GM]
pozo 1 sondeo 02	0	24.13	75.88	Material arcilloso con partículas finas [A-6 (10)]	Limo con Arena [ML]
pozo 2 sondeo 01	75.63	13.29	11.09	Material gravoso de textura gruesa y poco fino [A-1a (0)]	Grava bien graduada con Limo y Arena [GM]
pozo 2 sondeo 02	32.03	47.2	20.78	Material arenoso con grava y poco fino [A-1b (0)]	Arena Limosa con Grava [SM]
pozo 3 sondeo 01	49.3	43.44	7.26	Material gravoso de textura gruesa y poco fino [A-1a (0)]	Grava bien graduada con Limo y Arena [GM]

pozo 3 sondeo 02	26.1	62	11.9	Material arenoso con grava y poco fino [A-1b (0)]	Grava Limo Arcillosa con Arena [GM]
------------------	------	----	------	---	-------------------------------------

Fuente: Elaboración Propia

3.1.2. Validación del Estudio de Suelos

Para la validación de los estudios de suelos presentados por la institución competente, se realizó mediante el método de Meyerhof, modificado del método de Terzaghi, para verificar que los valores de la capacidad portante de suelo obtenido de las autoridades sean correctos.

Base de fundación (B): 1.5 m

Profundidad de Desplante (Df): 2.0 m

Número de Golpes en Campo (N): 13

LL= 25.77

IP= 5.16

$$\gamma = 18.84 \text{ KN}/\text{m}^3$$

$$q = \gamma * Df \rightarrow q = 1884 * 2 \rightarrow q = 3768 \text{ kg}/\text{m}^2 = 0.3768 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

Obtenemos la resistencia de corte no drenada en base a “N” SPT. Y estudio de laboratorio

HARA (1971)

$$C_{ua} = 29 \text{ kPa} \cdot N^{0.72} \rightarrow C_{ua} = 29 \cdot 13^{0.72} \rightarrow C_{ua} = 1.84 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

STROUD (1974)

k= 3.5 kPa k valor entre 3.5 – 6.5 kPa

$$C_{us} = k \cdot N \rightarrow C_{us} = 3.5 \cdot 13 \rightarrow C_{us} = 0.46 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

Se escoge el menor entre estos dos valores:

$$C_u = \min(C_{us}, C_{ua}) = 0.46 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

Obtención de los factores Nc, Nq, N_γ $\phi = 0$

$$N_c = 5.14 \quad N_q = 1.00 \quad N_\gamma = 0.00$$

$$\text{Factores} \quad L=B \quad \frac{D_f}{B} = \frac{2}{1.5} = 1.33$$

Forma

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \rightarrow F_{cs} = 1 + \left(\frac{1.5}{2.0}\right) \cdot \left(\frac{1.00}{5.14}\right) \rightarrow F_{cs} = 1.15$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \tan(\phi) \quad \phi = 1 \rightarrow F_{qs} = 1 + \left(\frac{1.5}{2.0}\right) \cdot \tan(1) \rightarrow F_{qs} = 1.01$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B}{L}\right) \rightarrow F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{1.5}{2.0}\right) \rightarrow F_{\gamma s} = 0.7$$

Profundidad

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \cdot \tan\left(\frac{D_f}{B}\right)^{-1} \rightarrow F_{cd} = 1 + 0.4 \cdot \tan\left(\frac{2}{1.5}\right)^{-1} \rightarrow F_{cd} = 1.1$$

$$F_{qd} = 1$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Inclinación

Tomando en cuenta que presenta un ángulo $\beta=0$; los valores de estos factores son:

$$F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$$

3.1.2.1. Ecuación general de la capacidad de carga Meyerhof 1963 p.143 B. Das

$$q_u = C_u \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

$$q_u = 3.37 \quad FS = 3$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

$$q_{adm} = 1.12$$

3.1.3. Levantamiento Topográfico

Se realizó el levantamiento topográfico utilizando estación total obteniendo un total de 162 puntos, para poder realizar las curvas de nivel y ubicar las coordenadas del terreno.

Pudiendo observarse la topografía del terreno en el anexo B, siendo una elaboración efectuada por mi persona para el presente proyecto.

3.2. Información Técnica.

Para el diseño y cálculo de la estructura de hormigón armado se utilizará la Norma Boliviana del Hormigón CBH-87. Además del Manual de Diseño AISC – LRFD.

3.3. Diseño Arquitectónico.

El diseño arquitectónico fue realizado empleando la Guía Nacional de diseño y construcción de establecimientos de salud de primer y segundo nivel de atención. 2013, respetando las dimensiones y características indicadas, pudiendo observar las características respectivas en el Anexo H (Planos)

3.4. Parámetros de Diseño

Los datos básicos que se utilizaron para elaborar el proyecto son los que se mencionan a continuación:

Para el caso de hospitales y centros de salud, los valores usuales de cargas vivas a considerar son 200 kg/m² (2 KN/m²) para áreas de internados. Para áreas de salas de operaciones, laboratorios y otras deben calcularse, pero no deben ser menores a 300 Kg/m² (3 KN/m²) (Guía Nacional de diseño y construcción de establecimientos de salud de primer y segundo nivel de atención).

Los coeficientes que se muestran son que se utilizaron para calcular todos los elementos estructurales del proyecto (vigas, columnas, la escalera, fundaciones, etc.) (Norma Boliviana del Hormigón Armado. CBH-87. Pág. 51)

$$\gamma_c = 1.50 \text{ (coef. de minoración para el hormigón)}$$

$$\gamma_y = 1.15 \text{ (coef. de minoración para el acero)}$$

$$\gamma_c = 1.60 \text{ (coef. de mayoración de cargas)}$$

3.4.1. Características de los Materiales

La resistencia de los materiales que se utilizaron son los que se indican a continuación:

$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia característica del acero) (Aceros Arequipa, Ficha Técnica Fierros Corrugados)

En el caso del Hormigón se usó un hormigón con las siguientes resistencias Características de compresión a los 28 días:

Cuadro N°3.4: Resistencia del hormigón

Elemento	Resistencia	Nivel de Control	Factor de Minoración
Entrepisos	250 kg/cm ²	Normal	1,5
Vigas	250 kg/cm ²	Normal	1,5
Columnas	250 kg/cm ²	Normal	1,5
Muros	250 kg/cm ²	Normal	1,5
Zapatas	250 kg/cm ²	Normal	1,5

Fuente: Elaboración propia

Además, presenta las siguientes características:

Cuadro N°3.5: Propiedades del Hormigón

Elemento	Peso Especifico	Módulo de Elasticidad	Módulo de Poisson
Entrepisos	0,0025 Kg/cm ³	2.48541,5 Kg/cm ²	0,2
Vigas	0,0025 Kg/cm ³	2.48541,5 Kg/cm ²	0,2
Columnas	0,0025 Kg/cm ³	2.48541,5 Kg/cm ²	0,2
Muros	0,0025 Kg/cm ³	2.48541,5 Kg/cm ²	0,2
Zapatas	0,0025 Kg/cm ³	2.48541,5 Kg/cm ²	0,2

Fuente: Elaboración Propia

3.4.2. Determinación de Cargas

Primero definimos la carga por peso propio para todos los elementos, (vigas y columnas), luego definimos la carga muerta para las losas, finalmente definimos las cargas vivas que se prevé tener en la construcción (Norma Boliviana del Hormigón Armado. CBH-87. Bolivia 1987), todas estas en kg/m². (100kg/m² = 0.1 Tn/m²)

El análisis de las cargas actuantes se encuentran en el anexo D

3.5. Hipótesis de Cargas

Como se empleará para el diseño la Norma Boliviana del Hormigón Armado se emplearán las hipótesis de carga más desfavorables que la reglamentación plantea a continuación:

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

Hipótesis II: $0.9 (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q) + 0.9 \cdot \gamma_{fg} \cdot W$

En estas expresiones:

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

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

W = Valor característico del viento

Cuando existan diversas acciones Q de distintos orígenes y de actuación conjunta compatible, siendo pequeña la probabilidad de que algunas de ellas actúen simultáneamente con sus valores característicos, se adoptara el valor Q que sea predominante.

3.6. Cálculo y Diseño Estructural

3.6.1. Diseño de Losas

Para el diseño se emplearon losas Casetonadas, siendo parte el aporte académico que se realizó de lo obtenido en base a normativas presentes en otros países; al ser este cálculo el aporte académico para el proyecto, el cálculo se puede observar en el capítulo IV.

3.6.2. Diseño de la Cubierta

El cálculo de las cubiertas se lo realizará manualmente usando como guía el manual de estructuras metálicas, la norma AISC y la AISI, empleando perfiles estructurales laminados en Frío.

Presentándose el cálculo correspondiente a continuación.

3.6.2.1. Determinación de Cargas

La cercha metálica que se decidió realizar su verificación está ubicada en el Bloque Central:

VERIFICACIÓN DE LA CERCHA METÁLICA

CALCULO DE CARGAS

- CARGA DE MANTENIMIENTO (VIVA)
- CARGA PERMANENTE (MUERTA)
- CARGA DE GRANIZO
- CARGA DE VIENTO

CARGA DE MANTENIMIENTO

$$qviva = 80 \frac{kgf}{m^2}$$

(Jack McCormac (1991). Diseño de Estructuras de acero 5a edición)

CARGA PERMANENTE

Calamina	4.59 kg/m ²
Accesorios	5 kg/m ²
Peso propio Aproximado	12 kg/m ²
TOTAL	20.65 kg/m ²

(Jack McCormac (1991). Diseño de Estructuras de acero 5a edición)

CARGA DE VIENTO

$$P = \frac{V^2}{16} \quad W = C \cdot P$$

$$W_{vientobarlovento} = 33.80 \frac{kg}{m^2}$$

$$W_{vientosotavento} = -67.60 \frac{kg}{m^2}$$

Velocidad = 52 m/s (Weather Spark, Tiempo Tarija-Bolivia; para un período de retorno de 50 años en la zona de ejecución de la obra)

$$C1_{barlovento} = 0.20$$

$$C2_{sotavento} = -0.40$$

CARGA DE GRANIZO

$$S = \rho_s * H_s$$

$$S = 15 \text{ kg/m}^2$$

$$\rho_s = 150 \text{ kg/m}^3$$

$$H_s = 0.1 \text{ m}$$

(Jack McCormac (1991). Diseño de Estructuras de acero 5a edición)

Con todas las cargas determinadas se toma en cuenta el área de influencia que corresponde para la cercha a analizar, siendo esta área de 3 metros, obteniendo una carga lineal de:

$q_{\text{mantenimiento}} =$	240.00 kg/m
$q_{\text{viento}} =$	367.50 kg/m
$q_{\text{permanente}} =$	61.95 kg/m
$q_{\text{granizo}} =$	45.00 kg/m

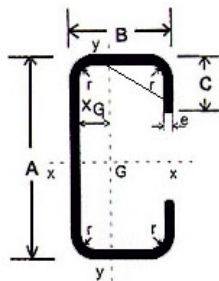
3.6.2.2. Combinaciones de Carga

1.4·Carga Muerta + 1.2·Carga Viva =	374.73 kg/m
1.4·Carga Muerta + 1.2·Carga Viva + Carga Granizo =	419.73 kg/m
1.4·Carga Muerta + 1.2·Carga Viva + Carga de Viento =	461.43 kg/m
1.4·Carga Muerta + 1.2·Carga de Viento + Carga de Granizo =	235.78 kg/m
Máxima =	461.43 kg/m

3.6.2.3. Determinación de la Sección

Figura N°3.1 Tabla de Perfiles Metálicos

Perfil Estructural "C"



NORMAS DE FABRICACIÓN: IRAM - IAS - U500 - 205 - 3 (Para vivienda industrializada, paneles, cabriadas, entrepisos)								
Medidas	Sección cm ²	Peso mts	Valores Estáticos Relativos a los ejes XX'-YY'					
			Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Xy cm ³	ix cm	iy cm
60x40x15x1.60	2.42	1.99	14.35	5.79	4.78	2.45	2.42	1.54
60x40x15x2.00	3.14	2.46	17.94	7.23	5.98	3.06	2.39	1.52
80x40x15x1.60	2.87	2.25	29.03	6.73	7.26	2.66	3.18	1.53
80x40x15x2.00	3.54	2.78	35.25	8.07	8.81	3.18	3.16	1.51
80x40x15x2.50	4.34	3.41	42.45	9.56	10.61	3.76	3.13	1.48
80x50x15x1.60	3.19	2.51	33.95	11.46	8.49	3.69	3.26	1.89

Fuente: Tablas de Propiedades de Perfiles Conformados en Frío

(ENABOLCO (2015), Perfiles de acero)

El acero usado es un acero ASTM A36 disponible en el mercado como se observa a continuación, de la distribuidora Aceros Arequipa:

Figura N°3.2: Ficha Técnica Perfil de Acero

DIMENSIONES Y PESOS NOMINALES:

DENOMINACION	Alma (W)	Ramas (B, B1)	Ridigizador (C)	Espesor (t)	Peso/ Barra	Piezas/ 1t
PERFIL C 50x25x10x1.80mmx6.00mt	50	25	10	1.80	8.90	112
PERFIL C 80x40x15x1.80mmx6.00mt	80	40	15	1.80	14.75	68
PERFIL C 100x50x15x1.80mmx6.00mt	100	50	15	1.80	17.97	56
PERFIL C 50x25x10x2.00mmx6.00mt	50	25	10	2.00	9.82	102
PERFIL C 80x40x15x2.00mmx6.00mt	80	40	15	2.00	16.39	61
PERFIL C 100x50x15x2.00mmx6.00mt	100	50	15	2.00	19.93	50

PROPIEDADES MECÁNICAS:

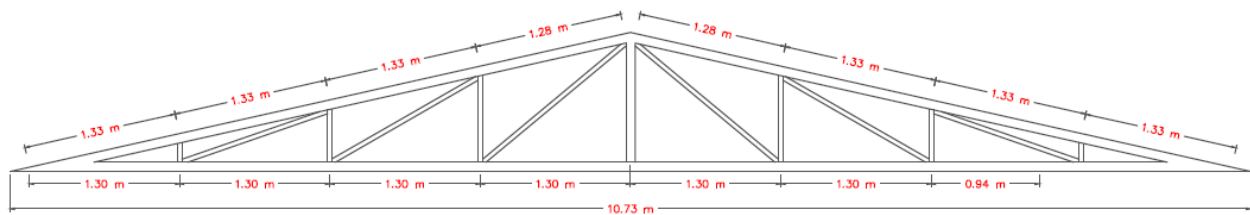
Norma	Límite de Fluencia MPa [kg/mm ²]	Resistencia a la Tracción kg/mm ² [MPa]	Alargamiento en 200mm (%)
ASTM A36	250 [25.50] mín	400 – 550 [40.80 – 56.10]	20 mín.

Fuente: Aceros Arequipa

El tipo de acero a utilizar en la cubierta presenta las siguientes características:

- Límite de Fluencia = $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Límite de Ruptura = $F_r = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad = $E = 2038902 \text{ kg/cm}^2$

Figura N°3.3: Cercha Metálica

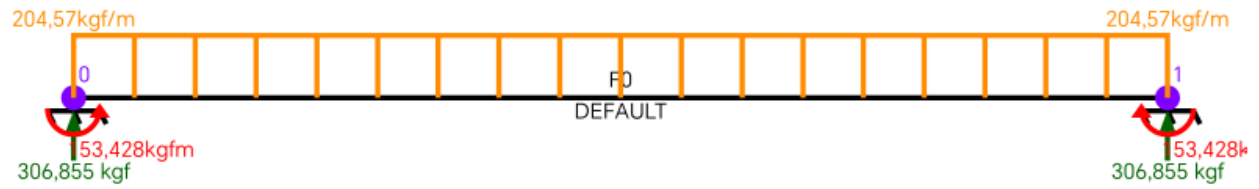


Fuente: Elaboración Propia

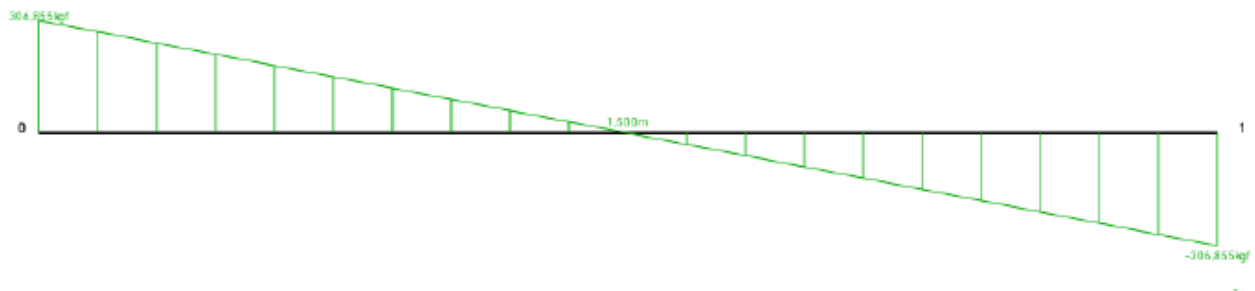
3.6.2.4. Cálculo de las Correas

Tomando en cuenta las cargas aplicadas, se tomó el área de aplicación de la correa, obteniéndose los diagramas correspondientes para la carga aplicada:

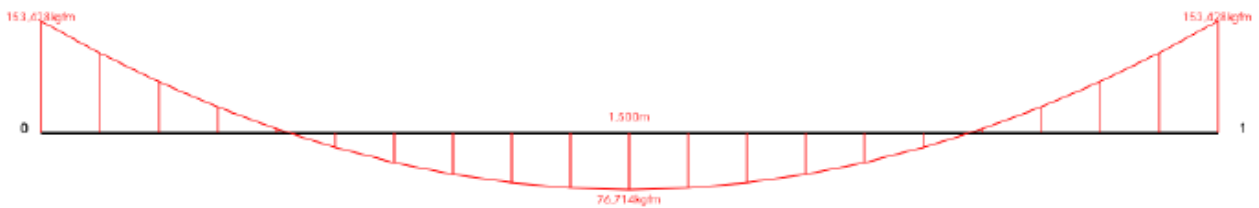
Figura N°3.4: Fuerzas, Cortantes y Momentos de la Correa



Shear Force Diagram



Bending Moment Diagram



Fuente: Elaboración Propia

De esta manera obtenemos los momentos en los ejes correspondientes:

$$\Theta = 12.61^\circ$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{\max} = 153.48 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$V_{\max} = 306.86 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = M_{\max} \cdot \cos(\theta) \rightarrow M_{ux} = 153.48 \cdot \cos(12.61)$$

$$M_{ux} = 33.51 \text{ kg/cm}$$

$$M_{uy} = M_{\max} \cdot \sin(\theta) \rightarrow M_{uy} = 153.48 \cdot \sin(12.61)$$

$$M_{uy} = 33.51 \text{ kg/cm}$$

Se toma en cuenta el mayor de los dos momentos para la selección del perfil:

$$Z_x = \frac{M_{ux}}{\phi b \cdot F_y} \rightarrow Z_x = \frac{33.51 \cdot 100}{0.90 \cdot 2530}$$

$$Z_x = 1.47 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = \frac{M_{uy}}{\phi b \cdot F_y} \rightarrow Z_y = \frac{149.78 \cdot 100}{0.90 \cdot 2530}$$

$$Z_y = 6.58 \text{ cm}^3$$

El perfil a utilizar es un CA 100x50x15x3, que presenta las siguientes características:

H= 100 mm

B= 50 mm

C= 15 mm

t= 3 mm

$Z_x = 22.6 \text{ cm}^3$

$Z_y = 9.55 \text{ cm}^3$

$I_x = 103.54 \text{ cm}^4$

$I_y = 25.83 \text{ cm}^4$

Cálculo del Momento Nominal:

$$M_{nx} = F_y \cdot Z_x \rightarrow M_{nx} = 2530 \cdot 22.6$$

$$M_{nx} = 571.78 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ny} = F_y \cdot Z_y \rightarrow M_{ny} = 2530 \cdot 9.55$$

$$M_{ny} = 241.62 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Verificación de la resistencia en flexión asimétrica:

$$\left(\frac{M_{ux}}{\phi b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1$$

Donde ϕb es un factor de resistencia según LRFD de valor 0.9 para vigas que están sometidas a flexión:

$$\left(\frac{33.51}{0.9 \cdot 571.78} + \frac{149.78}{0.9 \cdot 241.62} \right) \leq 1$$

$$0.75 \leq 1 \text{ CUMPLE LA RESISTENCIA!!!}$$

Verificación a deflexión en eje X:

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{300}{300} = 1.00 \text{ ; } f = \frac{5}{384} \cdot \frac{w_{uy} \cdot L^4}{E \cdot I_x} = 0.16$$

$$f = 0.16 \text{ cm} < 1.00 \text{ cm OK!!!}$$

Verificación a deflexión en eje Y:

$$f = 0.93 \text{ cm} < 1.00 \text{ cm} \text{ OK!!!}$$

LA SECCIÓN SELECCIONADA PARA LAS CORREAS DE LA CUBIERTA METÁLICA CUMPLE Y PRESENTA LA RESISTENCIA NECESARIA PARA LAS CARGA APLICADAS

3.6.2.5. Cálculo de las Secciones

3.6.2.5.1. Cálculo a Tracción

Para el cálculo de la Cercha, se tomó una sección CA 80x40x15x2; en el caso de los tirantes y el péndolo, se usó dos de estas secciones unidas.

Se tomó en cuenta el elemento con la mayor tracción aplicada para el diseño del elemento:

Figura N°3.5: Elemento Traccionado de la Cercha



Fuente: Elaboración Propia

$$P_n = 9171.755 \text{ kg} = \tau_{act}$$

$$E = 2038902 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 7.08 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = \phi F_y \quad \sigma_{adm} = 0.90 \cdot 2530$$

$$\sigma_{adm} = 2277 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo Actuante

$$\sigma_{act} = \frac{\tau_{act}}{A} \rightarrow \sigma_{act} = \frac{9171.755}{7.08}$$

$$\sigma_{act} = 1295.44 \text{ kg/cm}^2$$

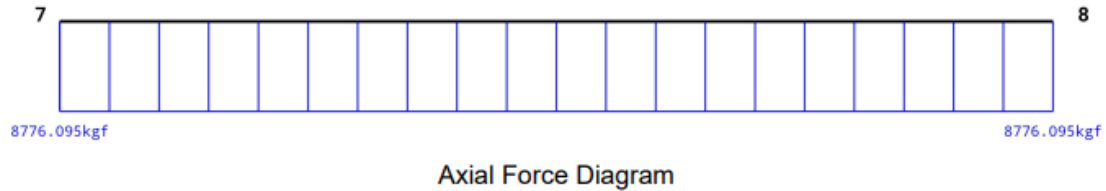
$$\text{Por lo tanto: } \sigma_{act} < \sigma_{adm} \rightarrow 1295.44 \text{ kg/cm}^2 < 2277 \text{ kg/cm}^2 \text{ LA SECCIÓN CUMPLE!!}$$

LA SECCIÓN SELECCIONADA CUMPLE

3.6.2.5.2. Calculo a Compresión

Se seleccionó el elemento que presenta una mayor carga axial en compresión para el diseño del elemento, siendo la sección de doble canal:

Figura N°3.6: Elemento a Compresión de la Cercha



Fuente: Elaboración Propia

$$P_{act} = 8776.098 \text{ kg}$$

$$A = 7.08 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 3.16 \text{ cm}$$

$$r_y = 3.02 \text{ cm}$$

$$b = 76 \text{ mm}$$

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

$$h = 76 \text{ mm}$$

$$E = 2038902 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Longitud} = 1.33 \text{ m} = 133 \text{ cm}$$

Verificación si el perfil es compacto en ALA y ALMA

$$\frac{b}{t} < 2.08 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{76}{2} < 2.08 \sqrt{\frac{2038902}{2530}}$$

$$38 < 59.047 \rightarrow \text{Sección compacta en ALA y ALMA}$$

Calcular la longitud efectiva considerando los apoyos como apoyos articulados

$$K = 1$$

$$L = 133 \text{ cm}$$

$$L_{efec} = K * L$$

$$L_{efec} = 1 \cdot 133$$

$$L_{efec} = 133 \text{ cm}$$

Cálculo de la relación de Esbeltez

$$\lambda_x = \frac{L_{efec}}{r_x} \rightarrow \lambda_x = \frac{133}{3.16}$$

$$\lambda_x = 42.088 < 60 \quad CUMPLE!!$$

$$\lambda_y = \frac{L_{efec}}{r_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{133}{3.02}$$

$$\lambda_y = 44.039 < 200 \quad CUMPLE!!$$

Adoptamos el valor mayor

$$\lambda_c = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \rightarrow \lambda_c = \frac{44.039}{\pi} \sqrt{\frac{2530}{2038902}}$$
$$\lambda_c = 0.49$$

Si:

$$\lambda_c \leq 1.5 \text{ PANDEO INELASTICO}$$

$$\lambda_c > 1.5 \text{ PANDEO ELASTICO}$$

Entonces:

$$0.49 \leq 1.5 \text{ PANDEO INELASTICO}$$

Cálculo del Esfuerzo Crítico:

$$1. - \sigma_{crit} = 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y \text{ para } \lambda_c \leq 1.5$$

$$2. - \sigma_{crit} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y \text{ para } \lambda_c > 1.5$$

Usamos la Ecuación 1:

$$\sigma_{crit} = 0.658^{0.62^2} \cdot 2530$$

$$\sigma_{crit} = 2154.004 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la Fuerza Nominal Actante:

$$P_{nom} = A \cdot \sigma_{crit} \rightarrow P_{nom} = 7.08 \cdot 2154.004$$

$$P_{nom} = 15078.028 \text{ kg}$$

Aplicando Factor de Seguridad:

$$\phi = 0.85$$

$$P_{adm} = \phi \cdot P_{nom} \rightarrow P_{adm} = 0.85 \cdot 15078.028$$

$$P_{adm} = 12816.324 \text{ kg}$$

Finalmente comprobamos con la fuerza actuante:

$$P_{act} < P_{adm}$$

$$8776.098 \text{ kg} < 12816.324 \text{ kg} \text{ CUMPLE!!}$$

LA SECCIÓN SELECCIONADA CUMPLE

Se realizó el cálculo para la mitad de la cercha, tomando en cuenta la simetría de la misma, para lo cual se tomó los elementos con la mayor carga, para diseñar y determinar si la sección en cuestión resiste a las cargas aplicadas.

3.6.2.6. Cálculo de las Uniones Soldadas

Todos los elementos de la viga celosía: cordón superior, cordón inferior, diagonal, tendrán uniones soldadas, de esta manera se generará un elemento rígido, la verificación de estas uniones se realiza a continuación teniendo solo la verificación de una unión.

Resistencia del metal de soldadura:

La resistencia de diseño de una soldadura especifica se toma como el menor de los valores entre Fws (que es la resistencia nominal de la soldadura) y FMB (resistencia nominal del material base).
E70=4820kg/cm²

$$Fw = 0.6 \cdot E70$$

$$Fw = 0.6 \cdot 4820 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 28920 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia por centímetro:

$$Fws = 0.707 \cdot w \cdot \phi_s \cdot Fw$$

Para el filete de 45° o lados iguales es el más conveniente, el grueso de la garganta (te) es igual 0.707 veces del tamaño de la soldadura (w). Para este caso las dimensiones de sus lados es igual a un ¼ de pulgada, que es igual a 6.35 mm.

Entonces tenemos:

$$w = 0.635 \text{ cm} = 6.35 \text{ mm}$$

$$te = 0.707 \cdot w = 0.707 \cdot 0.635 \text{ cm} = 0.449 \text{ cm}$$

Calculando Fws tenemos:

$\phi_s=0.75$ Cuando se tiene tensión y compresión paralela al eje de la soldadura

$$F_{ws}=0.707 \cdot w \cdot \phi_s v F_w=0.707 \cdot 0.635 \text{ cm} \cdot 0.75 \cdot 2892 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ws}=973.762 \text{ kg/cm}$$

Resistencia del Metal Base:

$$f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e (0.707 \cdot w) = 0.449 \text{ cm}$$

$$F_{mb}=0.9 \cdot f_y \cdot t_e$$

$$F_{mb}=0.9 \cdot 2530 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0.449 \text{ cm}=1022.247 \text{ kg/cm}$$

Entonces nuestra resistencia de diseño de la soldadura será igual al valor de F_{ws} , puesto que $F_{ws} \leq F_{mb}$.

$$\text{Resistencia de diseño} = F_{ws} = 973.762 \text{ kg/cm}$$

Longitud de Filete Requerida:

La longitud mínima de una soldadura de filete no debe ser menor a 4 veces la dimensión nominal del lado de la soldadura.

$$L = \frac{P_u}{F_{mb}}$$

$$P_u=4482 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{mb}=1022.248 \text{ kg/cm}$$

$$L = \frac{4482}{1022.248} = 4.38 \text{ cm}$$

3.6.2.7. Diseño de Uniones en los Apoyos

Cuando los extremos de los elementos metálicos están soportados por apoyo directo sobre concreto, es necesario distribuir las reacciones de las vigas por medio de placas de apoyo.

Área de la Placa Base:

La placa base ira apoyada sobre las columnas y vigas de hormigón armado donde se apoyara la cercha metálica. La placa de apoyo a diseñar será la correspondiente al apoyo fijo de una de las cerchas.

Para el cálculo del área de la placa base tenemos la siguiente ecuación:

$$A = \frac{P_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f_c}$$

Dónde:

P_u = esfuerzo de cálculo = 4.213 tn = 4213 kg.

f_c = Resistencia característica del hormigón = 250 kg/cm²

Φ = factor de minoración = 0.60

A = área necesaria para la placa de anclaje.

$$A = \frac{4213}{0.6 \cdot 0.85 \cdot f_{250}} = 33.043 \text{ cm}^2$$

Determinación de los lados de la placa:

$$a = \sqrt{A} = \sqrt{33.043} = 8.75 \text{ cm}$$

En este caso de diseño se asumirá toda el área de la columna de H°A° o el área del acho de la viga de H°A° como dimensión de la placa de apoyo. Por lo tanto:

$N = 30 \text{ cm}$

$B = 30 \text{ cm}$

Nueva área de la placa de anclaje:

$$A_1 = 30\text{cm} * 30\text{cm} = 900 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espesor de la Placa Base:

Se determinara de acuerdo a la siguiente expresión (norma LRFD):

$$t = m * \sqrt{\frac{2 * R_u}{0.90 * f_y * N * B}}$$
$$t = n * \sqrt{\frac{2 * R_u}{0.90 * f_y * N * B}}$$

$m = 4.5 \text{ cm}$

$n = 4.5 \text{ cm}$

$$t = 4.5 * \sqrt{\frac{2 \cdot 4213}{0.90 \cdot 2530 \cdot 30 \cdot 30}} = 0.30 \text{ cm}$$

$t = 0.3 \text{ cm} \approx 1/5 \text{ pulg.}$

$t = 5 \text{ mm}$

Cálculo de cartelas de rigidización:

Se optara por cartelas para una mejor rigidización en la parte del apoyo y mejor anclaje.

$$P_c = \phi_t \cdot f_y \cdot A_g$$

Donde:

P_c = carga critica a cortante en el apoyo = 4213kg.

F_y = límite de fluencia del perfil a analizar = 2530 kg/cm².

Φ_t = factor de minoración a tensión = 0.75

A_g = área de la sección del perfil.

$$A_g = \frac{P_c}{\Phi_t \cdot f_y} = \frac{4213}{0.75 \cdot 2530} = 2.22 \text{ cm}^2$$

Se optará por un perfil tipo angular de alas iguales de: 1 3/4" * 1/4".

$A_g = 5.40 \text{ cm}^2$

Diseño del perno de Anclaje:

Se determinará de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$A = \frac{T_u}{0.75 \cdot \Phi_t \cdot f_u}$$

Donde:

T_u = tensión ultima aplicada al perno = $P_c/5 = 4213\text{kg} / 5 = 842.6 \text{ kg}$

Φ_t = factor de minoración de carga = 0.75

F_u = resistencia de fluencia del perno = 3980 kg/cm²

Calculando el área del perno tenemos:

$$A = \frac{842.6}{0.75 \cdot 0.75 \cdot 3980} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Teniendo el Área del Perno encontramos el Diámetro del mismo:

$$D = \sqrt{4 \cdot \frac{A}{\pi}} = \sqrt{4 \cdot \frac{0.38}{\pi}} = 0.69 \text{ cm}$$

Adoptamos un diámetro de perno de $D = 3/8$ pulgada

$D = 10 \text{ mm}$

Longitud del perno de anclaje:

$$A_p = \frac{T_u}{4 \cdot D \cdot \sqrt{f_k c}}$$

$$A_p = \frac{842.6}{4 \cdot 1.0 \cdot \sqrt{250}} = 13.32 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 13.32\text{cm}^2 \cdot 1\text{m} \cdot \text{cm}^2 = 13.32\text{cm}^2 \cdot 100\text{cm}^2 = 1332.27 \text{ cm}^2$$

Determinando la longitud de anclaje tenemos:

$$L_{anclaje} = \sqrt{\frac{Ap}{\pi}} = \sqrt{\frac{1332.27}{\pi}} = 20.60 \text{ cm}$$

Asumiremos una longitud de anclaje de $L_a = 25 \text{ cm}$

3.6.3. Diseño de Vigas

Este cálculo se desarrolló de acuerdo a la norma boliviana del hormigón armado, presentado a continuación los pasos para el cálculo:

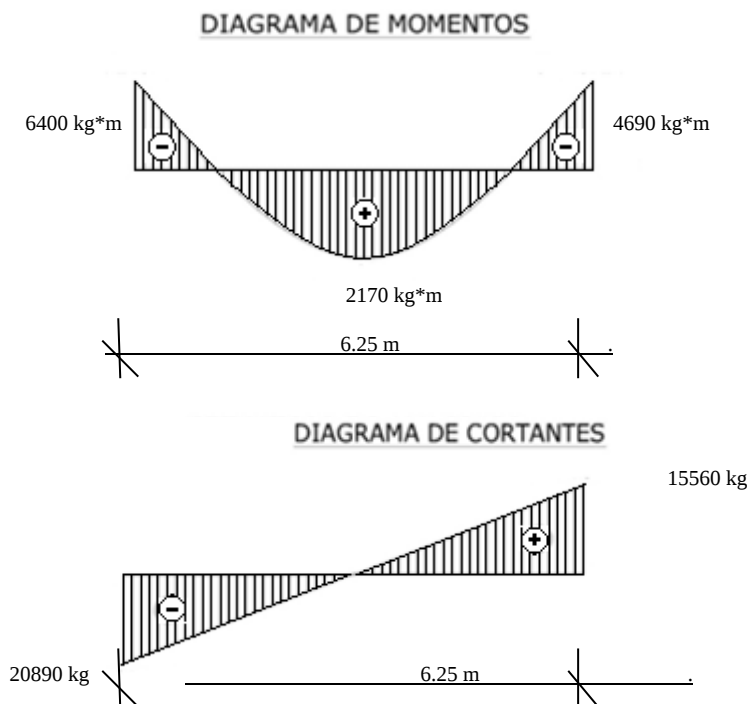
3.6.3.1. Elemento a Diseñar

Sección 25 X 30 cm

Recubrimiento 2 cm (tomando en cuenta la exposición del elemento estructural)

Para realizar el cálculo manual de vigas, escogemos la viga comprendida entre las columnas C74 y C75 del primer piso del bloque central, de sección 25 x 30 cm. Los envolventes en esta viga son los siguientes.

Figura N°3.7: Diagramas de la Viga



Fuente: Elaboración Propia

Los valores de la Cortante y Momento obtenidos del programa CypeCad para el elemento a verificar se validaron con el uso de un programa secundario que realiza un análisis matricial del mismo, siendo este el programa SAP2000, lo cual se observa los datos obtenidos en el anexo D, teniendo los siguientes valores:

Cuadro N°3.6: Valores Comparativos para Viga de Estudio

	MOMENTO NEGATIVO IZQUIERDA	MOMENTO NEGATIVO DERECHA	MOMENTO POSITIVO	CORTANTE IZQUIERDA	CORTANTE DERECHA
CYPECAD	-6400 kg·m	-4690 kg·m	2170 kg·m	-20890 kg	15560 kg
SAP2000	-6395.57 kg·m	-4684.89 kg·m	2169.31 kg·m	20889.14 kg	15529.55 kg

Fuente: Elaboración Propia

DATOS DE LOS MATERIALES:

$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia Característica del Hormigón.
$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$	Limite de Fluencia del Acero.
$\gamma_c = 1.5$	Coefficiente de minoración de resistencia del hormigón.
$\gamma_s = 1.15$	Coefficiente de minoración de Resistencia del acero.
$f_{cd} = 166.67 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia de diseño del hormigón a Compresión.
$f_{yd} = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia de diseño del acero.

Cálculo de la armadura longitudinal positiva

El momento máximo positivo en la viga es: $M = 2170 \text{ kg} \cdot \text{m}$

El momento mayorado (momento de cálculo) será:

$$M_d = 2170 \text{ kg} \cdot \text{m} = 217000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Datos iniciales:

$$b_w = 0.25 \text{ m} = 25 \text{ cm}$$

$$d = 28 \text{ cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{217000}{25 \cdot 26.3^2 \cdot 166.67} = 0.066$$

$$\mu_{d \text{ lím}} = 0,319 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lím}} \rightarrow 0,066 < 0,319 \text{ No necesita armadura a compresión}$$

Con μ_d entramos en el Cuadro A.5 $\rightarrow w_s = 0,065 \rightarrow$ Cuantía mecánica

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.065 \cdot 25 \cdot 28 \cdot \frac{166.67}{3478.26} = 2.18 \text{ cm}^2$$

Cuadro N° 4.9 $\rightarrow w_{s \text{ mín}} = 0,0028 \rightarrow$ Cuantía mecánica mínima

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 25 \cdot 28 = 1.96 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor, la armadura es de 2.18 cm^2

Adoptando un Diámetro de $\phi = 12$

Tenemos un área de 1.13 cm^2

Asumiendo 2 $\phi = 12 = 2.26 \text{ cm}^2 \geq 2.18 \text{ cm}^2$ OK!!!

Cálculo de la armadura longitudinal negativa izquierda

En momento máximo negativo en la viga es: $M = 6400 \text{ kg} \cdot m$

El momento mayorado (momento de cálculo) será:

$$M_d = 6400 \text{ kg} \cdot m = 640000 \text{ kg} \cdot cm$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{640000}{25 \cdot 28^2 \cdot 166.67} = 0.196$$

$$\mu_{d \text{ lím}} = 0,319 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ l  m}} \rightarrow 0,196 < 0,319$$

Con μ_d entramos en el Cuadro A.5 $\rightarrow w_s = 0,219 \rightarrow$ Cuantía mecánica

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.219 \cdot 25 \cdot 28 \cdot \frac{166.67}{3478.26} = 7.35 \text{ cm}^2$$

Cuadro N   4.9 $\rightarrow w_{s \text{ mín}} = 0,0028 \rightarrow$ Cuantía mecánica mínima

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 25 \cdot 28 = 1.96 \text{ cm}^2/m$$

Adoptamos el mayor valor, la armadura es de 7.35 cm^2

Adoptando un Diámetro de $\phi = 16$ y 10

Tenemos un área de 2.011 cm^2 y 0.785 cm^2

Se dispondrá: 3  16mm+2  10mm

$$A_s = 3 \cdot 2.011 \text{ cm}^2 + 2 \cdot 0.785 \text{ cm}^2 = 7.603 \text{ cm}^2 > 7.35 \text{ cm}^2$$

Cálculo Armadura Negativa Derecha:

El momento máximo negativo en la viga es: $M = 4690 \text{ kg} \cdot m$

El momento mayorado (momento de cálculo) será:

$$M_d = 4690 \text{ kg} \cdot m = 469000 \text{ kg} \cdot cm$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{469000}{25 \cdot 28^2 \cdot 166.67} = 0.144$$

$$\mu_{d \text{ l  m}} = 0,319 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ l  m}} \rightarrow 0,144 < 0,319$$

Con μ_d entramos en el Cuadro A.5 $\rightarrow w_s = 0,1596 \rightarrow$ Cuantía mecánica

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1596 \cdot 25 \cdot 28 \cdot \frac{166.67}{3478.26} = 5.35 \text{ cm}^2$$

Cuadro N° 4.9 → $w_{s\min} = 0,0028$ → *Cuantía mecánica mínima*

$$A_{s\min} = w_{s\min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 25 \cdot 28 = 1.96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos el mayor valor, la armadura es de 5.35 cm^2

Adoptando un Diámetro de $\phi = 16$ y 10

Tenemos un área de 2.011 cm^2 y 0.785 cm^2

Se dispondrá: 2Ø16mm+2Ø10mm

$$A_s = 2 \cdot 2.011 \text{ cm}^2 + 2 \cdot 0.785 \text{ cm}^2 = 5.592 \text{ cm}^2 > 5.35 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura transversal

En cortante de diseño en la viga es: $Vd = 20890 \text{ kg}$

Resistencia virtual del Hormigón a esfuerzo cortante:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{166.67} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

Contribución del Hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 5,92 \cdot 25 \cdot 28 = 4144 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma:

$$V_{ou} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0.3 \cdot 166.67 \cdot 25 \cdot 28 = 35000.7 \text{ kg}$$

Si $Vd \leq V_{cu}$, calculo armadura mínima:

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

En este caso $Vd > V_{cu}$, entonces realizo la comparación: $V_{cu} \leq Vd \leq V_{ou}$

$$4144 \text{ kg} \leq 20890 \text{ kg} \leq 35000.7 \text{ kg}$$

Entonces determino V_{su} :

$$V_{su} = Vd - V_{cu} = 20890 - 4144 = 16746 \text{ kg}$$

Calculando la armadura A_s tenemos:

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot S}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{16746 \cdot 100}{0.90 \cdot 28 \cdot 4347.83}$$

$$A_s = 15.28 \frac{cm^2}{m} \text{ Parados piernas}$$

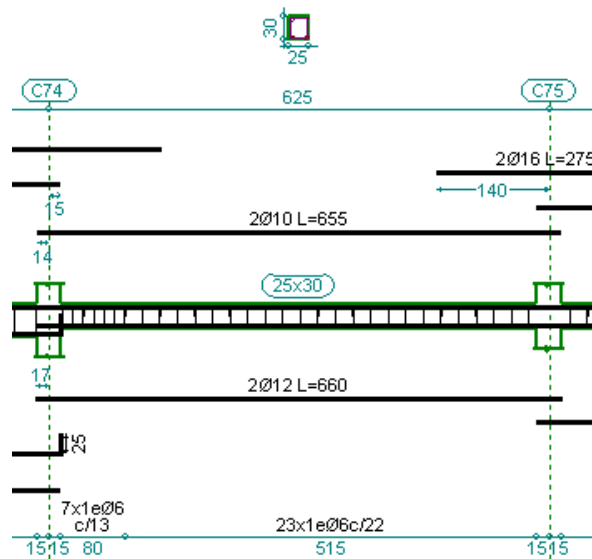
$$A_s = \frac{15.28}{2} = 7.64 \text{ cm}^2 \text{ Para una pierna}$$

Considerando barras de $\varnothing=6\text{mm}$, $A = 0.283 \text{ cm}^2$, calculamos el número de piezas.

$$N^{\circ}Fe/m = \frac{7.64}{0.283} = 26.996 \approx 27 \text{ Piezas}$$

$$\text{Separación} = \frac{100 \text{ cm}}{27} = 3.70 \text{ cm}$$

Figura N°3.8: Armado de viga CypeCad



Fuente: Elaboración Propia

Se puede observar que el armado obtenido de manera manual coincide con el armado que nos da el programa CypeCad, concluyendo que se realizó de manera correcta el cálculo del elemento.

3.6.4. Diseño de Columnas

Las columnas se diseñarán a efectos de esfuerzos de flexo-compresión y cortante, serán columnas de sección cuadrada. La columna que se verificará será la C34 en su primer tramo comprendido entre la planta baja y el nivel 0+4.10 m,

Este cálculo se desarrolló de acuerdo a lo que se indica en la normativa boliviana del hormigón armado, presentándose la verificación siguiente:

3.6.4.1. Elemento a Verificar

Columna C36 Bloque Central Planta Baja

Cuadro N°3.7: Solicitaciones de Diseño de la columna en estudio.

Columna C36	
Axial diseño Nda	59.49 ton
Momento máximo en (x) Mdx	1.44 ton·m
Momento Máximo en (y) Mdy	1.14 ton·m
b (ancho de la secc. Columna) =	30 cm
h (altura de la secc. Columna) =	30 cm
L (longitud de la columna) =	4.10 m

Fuente: Elaboración Propia

Se validó los valores para el diseño mediante el programa SAP2000 como se observa en el anexo D, obteniendo los siguientes valores:

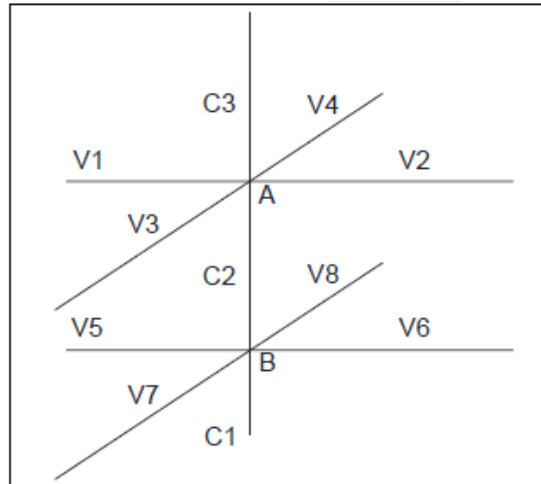
Cuadro N°3.8: Valores Comparativos para Columna

	AXIAL DE DISEÑO	MOMENTO EN X	MOMENTO EN Y
CYPECAD	59.49 ton	1.44 ton*m	1.14 ton*m
SAP2000	59.43 ton	14.37 ton*m	1.137 ton*m

DISEÑO EN ESTADO ÚLTIMO DE COMPRESIÓN

Cálculo de la esbeltez mediante el uso del nomograma de pórticos traslacionales:

Figura N°3.9: Convergencia de Vigas y Columnas



Fuente: Elaboración Propia

Cálculo del coeficiente de pandeo “k” por monogramas, se utiliza la siguiente ecuación:

$$\psi_A; \psi_B = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_{Columnas}}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_{Vigas}}$$

Cálculo de la inercia para cada elemento que converge en los puntos A y B:

$$I_x = \frac{b * h^3}{12} \qquad I_y = \frac{h * b^3}{12}$$

Cuadro N°3.9: Convergencia de Vigas y Columnas

ELEMENTO	L cm	b cm	h cm	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴
VIGA 1	605	25	30	56250	39062.5
VIGA 2	265	25	30	56250	39062.5
VIGA 3	225	25	30	56250	39062.5
VIGA 4	520	25	30	56250	39062.5
VIGA 5	605	25	30	56250	39062.5
VIGA 6	265	25	30	56250	39062.5
VIGA 7	225	25	30	56250	39062.5
VIGA 8	520	25	30	56250	39062.5
Columna 1	200	30	30	67500	67500
Columna 2	410	30	30	67500	67500

Columna 3	325	30	30	67500	67500
-----------	-----	----	----	-------	-------

Fuente: Elaboración Propia

$$\psi_{Ax} = \frac{\frac{I_{xc3}}{Lc3} + \frac{I_{xc2}}{Lc2}}{\frac{I_{xv1}}{Lv1} + \frac{I_{xv2}}{Lv2} + \frac{I_{xv3}}{Lv3} + \frac{I_{xv4}}{Lv4}} = 0.56$$

$$\psi_{Bx} = \frac{\frac{I_{xc1}}{Lc1} + \frac{I_{xc2}}{Lc2}}{\frac{I_{xv5}}{Lv5} + \frac{I_{xv6}}{Lv6} + \frac{I_{xv7}}{Lv7} + \frac{I_{xv8}}{Lv8}} = 0.76$$

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{yc3}}{Lc3} + \frac{I_{yc2}}{Lc2}}{\frac{I_{yv1}}{Lv1} + \frac{I_{yv2}}{Lv2} + \frac{I_{yv3}}{Lv3} + \frac{I_{yv4}}{Lv4}} = 0.81$$

$$\psi_{By} = \frac{\frac{I_{yc1}}{Lc1} + \frac{I_{yc2}}{Lc2}}{\frac{I_{yv5}}{Lv5} + \frac{I_{yv6}}{Lv6} + \frac{I_{yv7}}{Lv7} + \frac{I_{yv8}}{Lv8}} = 1.09$$

$$\Psi_{Ax} = 0.56$$

$$\Psi_{Bx} = 0.76$$

$$\Psi_{Ay} = 0.81$$

$$\Psi_{By} = 1.09$$

Con estos valores de **ΨA** y **ΨB** en ambas direcciones se va al monograma para pórticos traslacionales y se obtiene el coeficiente “k”.

En la dirección “x”: $k_1 = 1.195$

En la dirección “y”: $k_2 = 1.29$

Cálculo de la longitud de pandeo, se calcula con la siguiente ecuación:

$$l_{ox} = k_1 \cdot l = 1.195 \cdot 4.10m = 4.90m$$

$$l_{oy} = k_2 \cdot l = 1.29 \cdot 4.10m = 5.29m$$

Verificación de Condición de Columna Corta o columna larga: Se verificará con la esbeltez geométrica para saber si se trata de columnas cortas o largas, por lo tanto, esto determinará para la resistencia de la sección transversal en la que actúa las fuerzas máximas de carga axial y momento. En general, una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en relación con su longitud.

Esbeltez geométrica:

Para su cálculo se determinará con la siguiente expresión:

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{r} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} \quad \lambda_y = \frac{l_{oy}}{r} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}}$$

λ_x : esbeltez mecánica

k: coeficiente de pandeo en cada dirección.

$I_x = I_y$: inercia de la columna = 67500 cm⁴

A: área de la columna = 900 cm²

$$\lambda_x = \frac{1.195 \cdot 410}{\sqrt{\frac{67500}{900}}} = 56.57 > 35 \quad \text{Columna Esbelta}$$

$$\lambda_y = \frac{1.29 \cdot 410}{\sqrt{\frac{67500}{900}}} = 61.07 > 35 \quad \text{Columna Esbelta}$$

Para estructuras traslacionales, si $100 < \lambda < 200$ según normativa CBH-87, se deberá considerar efectos de segundo orden, en este caso la esbeltez se encuentra entre $35 \leq \lambda \leq 100$ se considerara excentricidad debido al pandeo.

Determinación del fcd y fyd resistencia de cálculo del hormigón y del acero:

$$f_{cd} = 0.9 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.9 \cdot \frac{250}{1.5} = \frac{150 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$$
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000}{1.15} = \frac{4347.83 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de las excentricidades en la columna:

Excentricidad de Cálculo de Primer Orden Equivalente:

Al ser un pórtico traslacional, debe tomarse como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento:

$$e_{ox} = \frac{M_x}{N_d} \quad e_{oy} = \frac{M_y}{N_d}$$
$$e_{ox} = \frac{141000}{59490} = 2.37 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{114000}{59490} = 1.92 \text{ cm}$$

Excentricidad por construcción o accidental:

$$e_o = \frac{h}{20} = \frac{b}{20} \geq 2 \text{ cm}$$

$$e_o = \frac{30}{20} = 1.5 \text{ cm}$$

$$e_o = 2 \text{ cm}$$

Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden):

$$e_{ficX} = \left(3 + \frac{fyd}{3500} \right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{ox}}{b + 10 \cdot e_{ox}} \cdot \frac{l_{ox}^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{ficX} = \left(3 + \frac{4347.83}{3500} \right) \cdot \frac{30 + 20 \cdot 2.37}{30 + 10 \cdot 2.37} \cdot \frac{490^2}{30} \cdot 10^{-4} = 4.89 \text{ cm}$$

$$e_{ficY} = \left(3 + \frac{fyd}{3500} \right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{oy}}{b + 10 \cdot e_{oy}} \cdot \frac{l_{oy}^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{ficY} = \left(3 + \frac{4347.83}{3500} \right) \cdot \frac{30 + 20 \cdot 1.92}{30 + 10 \cdot 1.92} \cdot \frac{529^2}{30} \cdot 10^{-4} = 5.50 \text{ cm}$$

Determinación de la esbeltez final en ambos ejes: sumando las excentricidades de primer orden y la excentricidad accidental.

$$e_{fx} = e_{ox} + e_o + e_{ficX} = 9.26 \text{ cm}$$

$$e_{fy} = e_{oy} + e_o + e_{ficY} = 9.42 \text{ cm}$$

DETERMINACIÓN DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO:

$$M_{dx} = e_{fx} \cdot Nd = 9.26 \text{ cm} \cdot 59490 \text{ kg} = 550877.4 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{dy} = e_{fy} \cdot Nd = 9.42 \text{ cm} \cdot 59490 \text{ kg} = 560395.8 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Determinación de la Capacidad Mecánica de la Armadura Total Necesaria:

En el caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas, la fórmula de compresión simple, en el Estado Limite Ultimo de Agotamiento, puede ponerse en la forma:

$$U_c = f_{cd} b \cdot h = 150 \cdot 30 \cdot 30 = 135000 \text{ kg}$$

Cálculo del Axil reducido de cálculo solicitado:

$$v = \frac{Nd}{Uc} = \frac{59490}{135000} = 0.44$$

Esfuerzos reducidos de cálculo:

$$\mu_x = \mu_a = \frac{M_{dx}}{Uc \cdot h x a} \quad \mu_a = \frac{550877.4}{135000 \cdot 30}$$

$$\mu_a = 0.136$$

$$\mu_y = \mu_b = \frac{M_{dy}}{Uc \cdot h y a} \quad \mu_b = \frac{560395.8}{135000 \cdot 30}$$

$$\mu_b = 0.138$$

Mediante el ábaco de roseta se obtiene el siguiente valor de cuantía geométrica:

$$\omega = \frac{As \cdot f_{yd}}{Uc}$$

Para $v = 0.4 \rightarrow \omega = 0.30$

Para $v = 0.6 \rightarrow \omega = 0.35$

Para nuestro $v = 0.44$, interpolamos y obtenemos:

$$\omega = 0.31$$

Determinación de la capacidad mecánica de la armadura:

$$U_{total} = \omega \cdot Uc = 0.31 \cdot 135000 \text{ kg} = 41850 \text{ kg}$$

$$As = \frac{U_{total}}{f_{yd}} = \frac{41850}{4347.83} = 9.62 \text{ cm}^2$$

Determinación del área de acero de armadura mínima: para un acero AH500:

$$As_{min} = 0.005 \cdot b \cdot h = 0.005 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Utilizaremos la armadura mayor $As = 9.62 \text{ cm}^2$

Se dispondrá 4Ø16mm y 2Ø12mm

$$As_{4\text{Ø}16\text{mm}} = 8.44 \text{ cm}^2; As_{2\text{Ø}12\text{mm}} = 2.262 \text{ cm}^2; A_{total} = 10.702 \text{ cm}^2 > 9.62 \text{ cm}^2 \quad \text{CUMPLE!!}$$

Diseño de la armadura transversal

La separación que tendrá la armadura transversal será:

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

$$S1 = 30 \text{ cm}$$

$$S2 = 15 \cdot 1.131 \text{ cm} = 16.96 \text{ cm}$$

Asumimos $S = 15 \text{ cm}$

El diámetro del Estribo será:

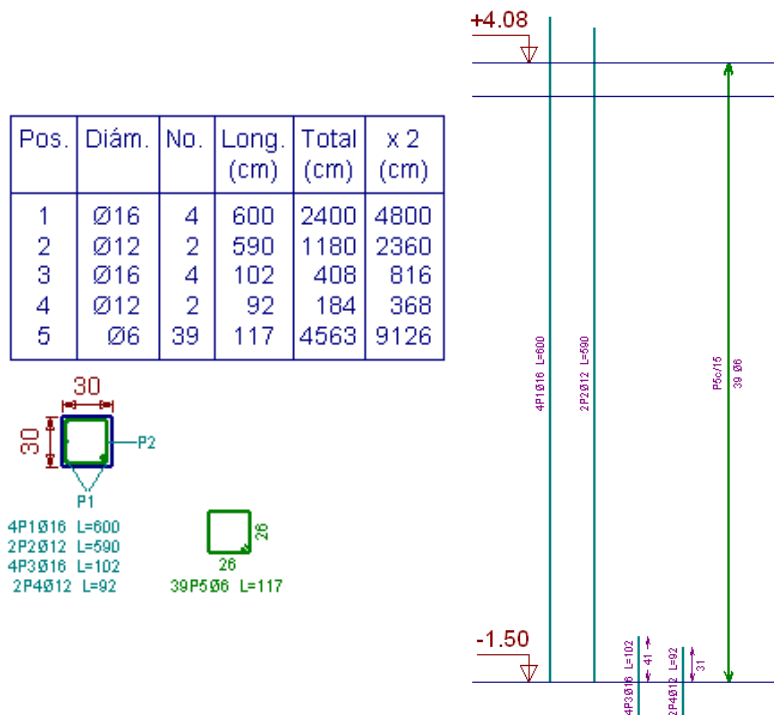
$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

$$\phi 1 = 4 \text{ mm}$$

$$\phi 2 = 6 \text{ mm}$$

Se dispondrá Ø6mm C/15cm

Figura N°3.10: Armado de Columna Cypecad



Fuente: Elaboración Propia

3.6.5. Diseño de Escaleras

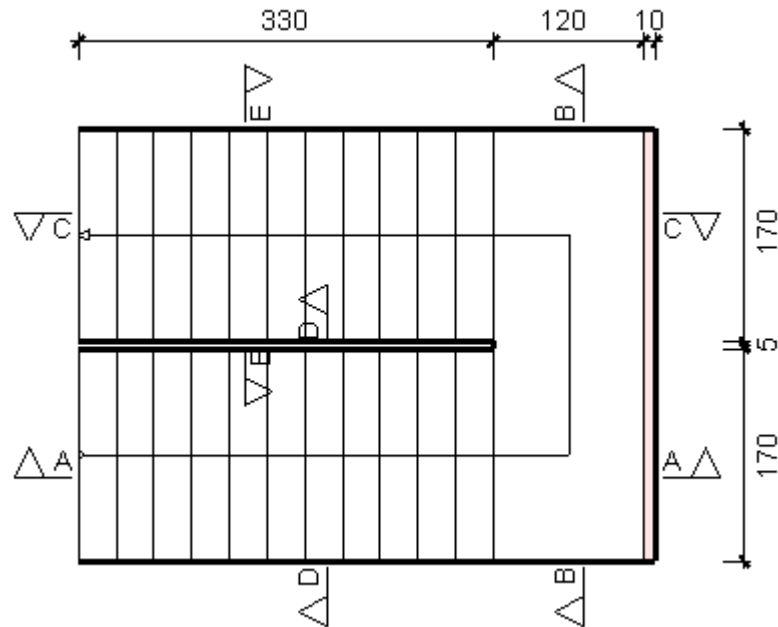
Datos Generales

Cuadro N°3.10: Datos Generales de la Escalera

Longitud horizontal de rampa	3.30	m
Longitud de descanso	1.20	m
Ancho de rampa (a)	1.70	m
Ancho total de descanso	3.45	m
Espesor de losa (t)	0.15	m
Huella (P)	0.30	m
Contra huella (CP)	0.17	m
Altura media a salvar	4.08	m
Número de peldaños (N)	24	adim

Fuente: Elaboración propia

Figura N°3.11: Características de la Escalera



Fuente: Elaboración Propia

Dimensionamiento

Longitud del tramo = 4.50 m

Ángulo de inclinación de la huella.

$$\cos \theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} = \frac{30}{\sqrt{30^2 + 17^2}} = 0.87$$

Altura inicial.

$$h_o = \frac{t}{\cos \theta} = \frac{15}{0.87} = 17.24 \text{ cm}$$

Altura Media.

$$h_m = h_o + \frac{CP}{2} = 17.24 + \frac{17}{2} = 25.74 \text{ cm}$$

Cargas que actúan en la escalera

Sobrecarga de diseño.

$$Sobrecarga \text{ de uso} = 400 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva:

$$CV = SC \cdot a$$

$$CV = 400 \cdot 3.30 = 1320 \text{ kg/m}$$

Peso propio del descanso.

Peso Propio:

$$Vol_{peldaño} = \frac{P \cdot CP}{2} \cdot a = \frac{0.30 \cdot 0.17}{2} \cdot 1.70 = 0.04335 \text{ m}^3$$

$$Pp = Vol_{peldaño} \cdot \gamma_H \cdot N = 0.04335 \cdot 2400 \cdot 24 = 2496.96 \text{ kg}$$

$$q_p = \frac{P_p}{L_{rampa}} = \frac{2496.96}{3.30} = 756.65 \text{ kg/m}$$

Carga del acabado:

$$q_{acabados} = P_s \cdot a = 100 \cdot 1.70 = 170 \text{ kg/m}$$

Carga de la baranda:

$$q_{baranda} = 30 \text{ kg/m}$$

Carga Muerta:

$$CM = q_p + q_a + q_b$$

$$CM = 756.65 + 170 + 30 = 956.65 \text{ kg/m}$$

ANÁLISIS DE CARGA:

$$Q_1 = 1.6 \cdot CV + 1.6 \cdot CM$$

$$Q_1 = 1.6 \cdot 1320 + 1.6 \cdot 956.65 = 3642.64 \text{ kg/m}$$

Cargas que actúan en el descanso

Sobrecarga de diseño. *Sobrecarga de Uso* = 400 kg/m^2

Carga viva: $CV = SC \cdot a_d$

$$CV = 400 \cdot 1.20 = 480 \text{ kg/m}^2$$

Peso propio de la escalera.

$$q_p = \gamma_{H^\circ} \cdot a_d \cdot t = 2400 \cdot 1.20 \cdot 0.15 = 432 \text{ kg/m}$$

Carga del acabado:

$$q_{acabados} = P_s \cdot a_d = 100 \cdot 1.20 = 120 \text{ kg/m}$$

$$CM = q_p + q_a = 552 \text{ kg/m}$$

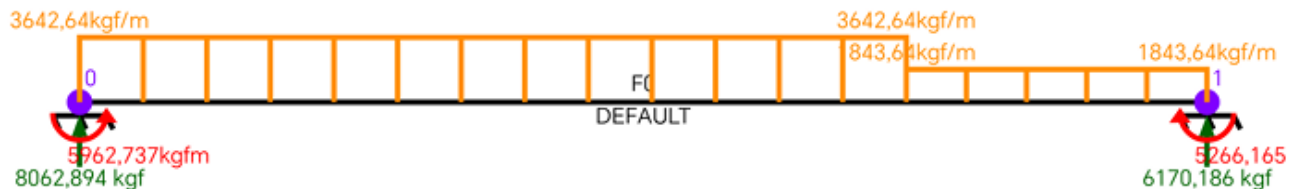
ANÁLISIS DE CARGA:

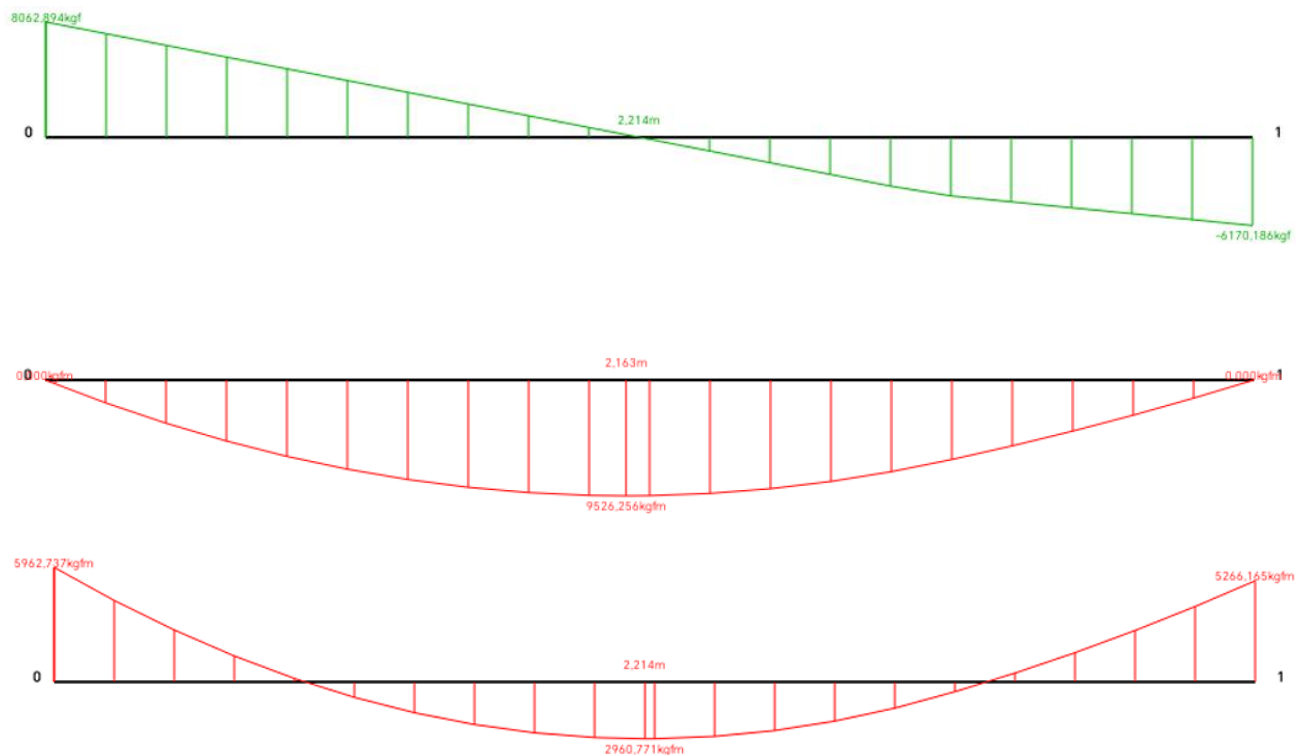
$$Q_2 = 1.6 \cdot CV + 1.6 \cdot CM$$

$$Q_2 = 768 + 1075.2 = 1843.2 \text{ Kg/m}$$

Análisis de la viga

Figura N°3.12: Cargas y Diagramas de la Viga de Escalera





Fuente: Elaboración Propia

Refuerzo de armadura positiva

Cuadro N°3.11: Datos para Armadura Positiva Escalera

Momento máximo de diseño	Md=	9526.256	Kg*m
Canto de la sección	t =	15.00	cm
Ancho “d” para el cálculo	bw =	170.00	cm
Recubrimiento	r =	3.00	cm
Peralte Efectivo	d =	12.00	cm
Resistencia Característica del Hormigón	fck =	250.00	kg/cm ²
Resistencia Característica del Acero	fyk =	5000.00	kg/cm ²
Coeficiente de Minoración del Hormigón	γ_c =	1.50	Adim

Coeficiente de Minoración del Acero	$\gamma_s =$	1.15	Adim
-------------------------------------	--------------	------	------

Fuente: Elaboración Propia

Resistencia de cálculo.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250}{1.50} = 166.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000}{1.15} = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$$

Momento reducido.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{9526.256 \cdot 100}{170 \cdot 12^2 \cdot 166.67} = 0.23$$

Cuantía mecánica.

El valor del momento reducido en el límite de tablas, cuyo valor es:

$$\text{Si } CA = 50 \quad \rightarrow \quad \mu_{d \text{ lim}} = 0.319$$

$$\mu_d \leq \mu_{d \text{ lim}} \quad \rightarrow \quad \text{No necesita armadura de Compresión}$$

$$\mu_d > \mu_{d \text{ lim}} \quad \rightarrow \quad \text{Necesita armadura de Compresión}$$

$$\mu_d = 0.23 \leq \mu_{d \text{ lim}} = 0.319$$

El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto, la pieza no necesita armadura de compresión.

Se determina la cuantía mecánica ω , de acuerdo a tabla universal para flexión simple o compuesta:

$$\text{Si } \mu_d = 0.23 \quad \rightarrow \quad \omega_s = 0.276$$

Armadura necesaria.

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

$$A_s = 0.276 \cdot 170 \cdot 12 \cdot \frac{166.67}{4350} = 21.57 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima.

$$\text{Si } CA = 50 \quad \rightarrow \quad \mu_{s \text{ min}} = 0.0015$$

Armadura mínima.

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

$$A_{s\min} = 0.0015 \cdot 170 \cdot 12 = 3.06 \text{ cm}^2$$

Número de hierros y diámetro.

Para el cálculo se escoge la mayor de las armaduras: $A_s = 21.57 \text{ cm}^2$

$$N^\circ \text{ fierros} = \frac{A_{s\min}}{A_{s\phi 16}} = \frac{21.57}{2.01} = 10.73 \approx 11 \text{ barras}$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene: $170\text{cm}/11 \approx 15 \text{ cm}$

Se Utilizarán: 11Ø16 c/15 cm

Refuerzo de armadura negativa

Cuadro N°3.12: Datos para Armadura Negativa Escalera

Momento máximo de diseño	Md=	6647.456	Kg·m
Canto de la sección	t =	15.00	cm
Ancho “d” para el cálculo	bw =	170.00	cm
Recubrimiento	r =	3.00	cm
Peralte Efectivo	d =	12.00	cm
Resistencia Característica del Hormigón	fck =	250.00	kg/cm ²
Resistencia Característica del Acero	fyk =	5000.00	kg/cm ²
Coeficiente de Minoración del Hormigón	γ _c =	1.50	Adim
Coeficiente de Minoración del Acero	γ _s =	1.15	Adim

Fuente: Elaboración Propia

Resistencia de cálculo.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250}{1.50} = 166.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000}{1.15} = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$$

Momento reducido.

$$\mu_d = \frac{Md}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{6647.456 \cdot 100}{170 \cdot 12^2 \cdot 166.67} = 0.163$$

Cuantía mecánica.

El valor del momento reducido en el límite de tablas, cuyo valor es:

$$Si CA = 50 \rightarrow \mu_{d\ lim} = 0.319$$

$$\mu_d \leq \mu_{d\ lim} \rightarrow \text{No necesita armadura de Compresión}$$

$$\mu_d > \mu_{d\ lim} \rightarrow \text{Necesita armadura de Compresión}$$

$$\mu_d = 0.163 \leq \mu_{d\ lim} = 0.319$$

El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto, la pieza no necesita armadura de compresión.

Se determina la cuantía mecánica ω , de acuerdo a tabla universal para flexión simple o compuesta:

$$Si \mu_d = 0.163 \rightarrow \omega_s = 0.1795$$

Armadura necesaria.

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

$$A_s = 0.1795 \cdot 170 \cdot 12 \cdot \frac{166.67}{4350} = 14.03 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima.

$$Si CA = 50 \rightarrow \mu_{s\ min} = 0.0015$$

Armadura mínima.

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

$$A_{s\ min} = 0.0015 \cdot 170 \cdot 12 = 3.06 \text{ cm}^2$$

Número de hierros y diámetro.

Para el cálculo se escoge la mayor de las armaduras: $A_s = 14.03 \text{ cm}^2$

$$N^\circ \text{ fierros} = \frac{A_{s\ min}}{A_{s\ \phi 14}} = \frac{14.03}{1.54} = 9.11 \approx 10 \text{ barras}$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene: $170\text{cm}/10 \approx 15 \text{ cm}$

Se Utilizarán: 10Ø16 c/15 cm

Refuerzo transversal

$$V_d = 8810.910 \text{ kg}$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 6.46 \cdot 450 \cdot 12 = 34884 \text{ kg}$$

Si $V_d \leq V_{cu}$ Necesita armadura transversal mínima

$$8810.910 \text{ kg} \leq 34884 \text{ kg}$$

$$A_{s \min} = \omega_{s \min} \cdot b_w \cdot t = 0.0015 \cdot 450 \cdot 15$$

$$A_{s \min} = 10.125 \text{ cm}^2$$

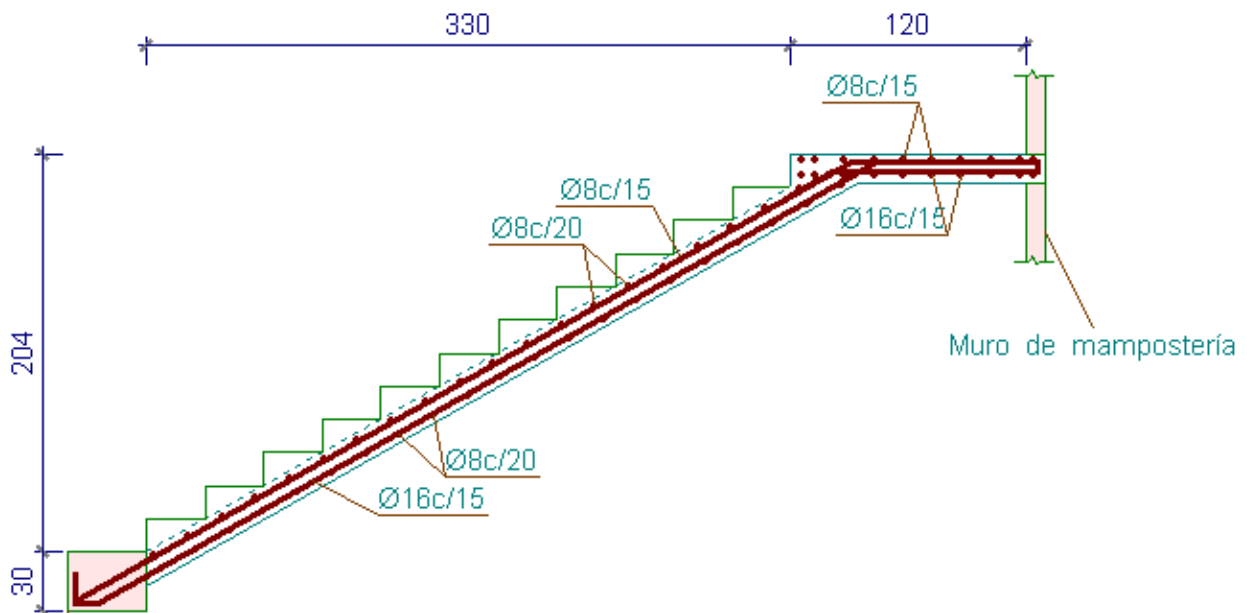
Número de hierros y diámetro.

$$N^{\circ}_{\text{Fierros}} = \frac{A_{s \min}}{A_{s \phi 8}} = \frac{10.125}{0.50} = 20.25 \approx 21$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene: $450\text{cm}/21 = 20\text{cm}$

Se utilizara: 21Ø8mm c/20cm

Figura N°3.13: Armado de Escalera



Fuente: Elaboración Propia

3.6.6. Diseño de Fundaciones de Hormigón Armado.

Este cálculo se desarrolló de acuerdo con lo establecido mediante la norma ACI 318-19

3.6.6.1. Análisis comparativo de Fundaciones

Para este punto se realizará una comparación entre diferentes tipos de fundación y ver cual es la más conveniente para el diseño estructural.

Se tomó en cuenta el uso de una zapata aislada, zapata con viga de arriostre y una losa de fundación, tomando en cuenta la capacidad del suelo presente en el lugar de ejecución (Cuadro N°3.1), se tiene una resistencia de 2.5 kg/cm^2 , a la profundidad de la fundación, observando los planos arquitectónicos y los estructurales, se puede apreciar que la separación entre columnas en su mayoría presenta dimensiones grandes, por lo tanto no es un beneficio el uso de una zapata con viga de arriostre o una losa de fundación, por lo tanto para este diseño estructural se optó por el uso de una zapata aislada, que aporta un buen costo beneficio en comparación con las otras alternativas para el diseño.

Por lo tanto para el diseño actual se escogió el diseño de zapatas aisladas que aportan un mayor costo beneficio para la obra.

Datos Iniciales

Tomamos la condición de valores de la zapata bajo la columna C19, teniendo los datos siguientes:

$$N = 55680 \text{ kg}$$

$$M_{sx} = 500 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{sy} = 900 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$V_x = 160 \text{ kg}$$

$$V_y = 300 \text{ kg}$$

$$q_{ADM} = 2.1 \text{ kg/cm}^2 = 21000 \text{ kg/m}^2$$

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

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

$$F_{cd} = 166.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{yd} = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

Para calcular el peso propio de la zapata, se asume un valor igual al 5% del total de la carga N por lo tanto el peso total será:

$$N_t = 1.05 * N = 1.05 * 55680 \text{ kg} = 58464 \text{ kg}$$

Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, se encuentra el área mínima que deberá tener la misma:

$$A_{nec} = \frac{N_t}{\sigma_{adm}} = \frac{58464}{21000} = 2.78 \text{ m}^2$$

$$a = b = \sqrt{A_{nec}} = \sqrt{2.78} = 1.67 \text{ m}$$

Se escoge un área mayor a la necesaria, y se determina las siguientes dimensiones:

a = 1.80 m y b = 1.80 m

Cálculo de las tensiones en las cuatro esquinas de la zapata:

Ecuación general de las tensiones:

$$\sigma_i = \frac{N_t}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} \pm \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2} \leq \sigma_{adm}$$

Realizamos las verificaciones en cada una de las esquinas para ver si las dimensiones cumplen:

$$\sigma_1 = \frac{N_t}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2} = 19484.774 \text{ kg/m}^2 < 21000 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_t}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2} = 18455.967 \text{ kg/m}^2 < 21000 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{N_t}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2} = 17632.922 \text{ kg/m}^2 < 21000 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{N_t}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2} = 16604.115 \text{ kg/m}^2 < 21000 \text{ kg/m}^2$$

Determinación del canto útil:

Utilizamos las siguientes expresiones para encontrar el canto útil "d", para obtener un canto útil eficaz, y así evitar las comprobaciones debidas a cortante y punzonamiento el canto útil d, debe ser el mayor de cualquiera de las siguientes expresiones:

$$f_v d = 0.5 \sqrt{f_c d} = 6.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 \cdot f_v d}{1.6 \cdot \sigma_{adm}} = 7.679$$

Reemplazando los valores en las siguientes ecuaciones determinamos el canto útil:

Punzonamiento:

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_o \cdot b_o}{4} + \frac{a \cdot b}{2k-1}} - \frac{a_o + b_o}{4} = \sqrt{\frac{0.30 \cdot 0.30}{4} + \frac{1.8 \cdot 1.8}{2 \cdot 7.679 - 1}} - \frac{0.30 + 0.30}{4} = 0.154 \text{ m}$$

Corte en "a":

$$d2 = \frac{2 \cdot (a - a_o)}{4 + k} = \frac{2 \cdot (1.8 - 0.3)}{4 + 7.679} = 0.257 \text{ m}$$

Corte en “b”:

$$d2 = \frac{2 \cdot (b - b_o)}{4 + k} = \frac{2 \cdot (1.8 - 0.3)}{4 + 7.679} = 0.257 \text{ m}$$

Al mayor de estos valores calculados se le deberá sumar el recubrimiento geométrico que en zapatas es 5cm, cumpliendo la altura mínima para zapatas que es de 30 cm, entonces se tiene:

$$h = d1 + r = 0.257 + 0.05 = 0.307 \text{ m}$$

Entonces se adopta una dimensión de: $h = 0.35 \text{ m}$

Corrección de momentos:

$$Mx1 = Mx + Vy \cdot h = 500 + 300 \cdot 0.35 = 605 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$My1 = My + Vx \cdot h = 900 + 160 \cdot 0.35 = 956 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo del peso propio de la zapata:

$$Pp = \gamma \cdot a \cdot b \cdot h = 2400 \cdot 1.8 \cdot 1.8 \cdot 0.35 = 2721.6 \text{ kg}$$

Corrección de la normal:

$$N_1 = N + Pp = 55680 + 2721.6 = 58401.6 \text{ kg}$$

Cálculo de los esfuerzos con los Momentos y la Normal corregida:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot Mx1}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot My1}{b \cdot a^2} = 19631.15 \text{ kg/m}^2 < 21000 \text{ kg/m}^2$$

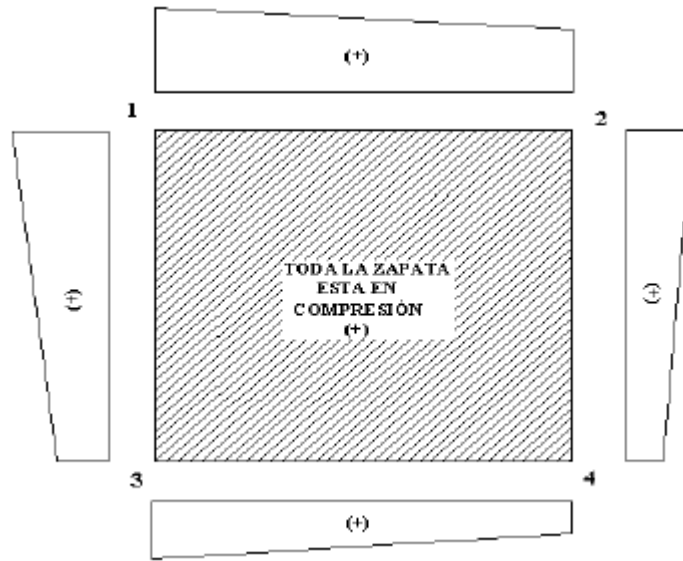
$$\sigma_2 = \frac{N_1}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot Mx1}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot My1}{b \cdot a^2} = 18386.296 \text{ kg/m}^2 < 21000 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{N_1}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot Mx1}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot My1}{b \cdot a^2} = 17664.074 \text{ kg/m}^2 < 21000 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{N_1}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot Mx1}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot My1}{b \cdot a^2} = 16419.218 \text{ kg/m}^2 < 21000 \text{ kg/m}^2$$

Graficando las tensiones en las esquinas de la zapata se tienen:

Figura N°3.14: Distribución de Esfuerzos en la Zapata.



Fuente: Elaboración propia

Verificación del tipo de zapata:

Zapata rígida $V \leq 2h$

Zapata flexible $V > 2h$

$$2h = 2 * 30 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$V_x = \frac{a+a_o}{2} = \frac{180+30}{2} = 105 \text{ cm} \quad V_y = \frac{b+b_c}{2} = \frac{180+30}{2} = 105 \text{ cm}$$

$$V > 2h; 105 \text{ cm} > 60 \text{ cm} \rightarrow \text{Zapata Flexible}$$

Verificación al vuelco:

Para la verificación al vuelco, se comprobará que los momentos estabilizadores de sus fuerzas exteriores (N, Pp), respecto a un punto, superen a los momentos de vuelco (M, H) en ambas direcciones.

Se debe verificar que: $\gamma_v(a); \gamma_v(b) \geq 1.5$

$$\gamma_{v(a)} = \frac{(N + Pp) \cdot \left(\frac{a}{2}\right)}{M_{y1}} = \frac{(58401.6) \cdot \left(\frac{1.8}{2}\right)}{956} = 54.980 \geq 1.5 \quad \text{CUMPLE!!}$$

$$\gamma_{v(b)} = \frac{(N + Pp) \cdot \left(\frac{b}{2}\right)}{M_{x1}} = \frac{(58401.6) \cdot \left(\frac{1.8}{2}\right)}{605} = 86.878 \geq 1.5 \quad \text{CUMPLE!!}$$

Verificación al deslizamiento:

Para la verificación al deslizamiento, se debe garantizar que la fuerza estabilizante, esto es el rozamiento existente entre la base de la zapata y el terreno o la cohesión (base suelo), superen a las fuerzas deslizantes (H).

Se deberá verificar según el tipo de suelo:

a) $(N+P) \cdot \tan \phi_d \geq (1,50) \cdot H$ Para suelos sin cohesión (arenas)

b) $A \cdot C_d \geq (1,50) \cdot H$ Para suelos cohesivos (arcillas)

Donde:

$\phi_d = 2/3\phi$ Ángulo de rozamiento interno de cálculo (minorado)

$C_d = 0,50 \cdot C$ Valor de cálculo (minorado) de la cohesión (C:30 kn/m²)

A = Superficie de la base de la zapata

Como tenemos un suelo cohesivo, se verifica con la ecuación “b”:

Para las dos direcciones:

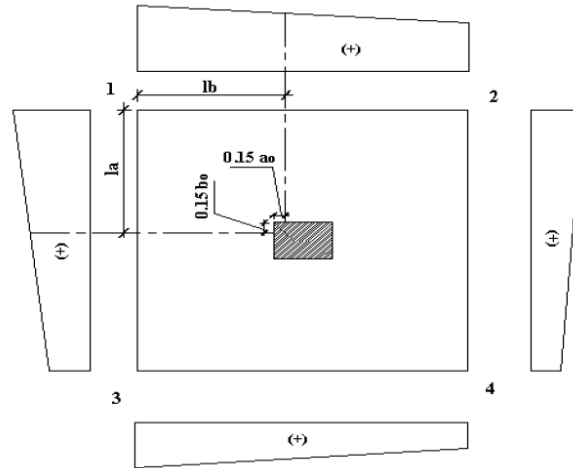
$$\gamma_{d(a)} = \frac{A \cdot C_d}{V_x} = \frac{3.24 \cdot 15}{1.05} = 46.286 \geq 1.5 \quad \text{CUMPLE!!}$$

$$\gamma_{d(b)} = \frac{A \cdot C_d}{V_y} = \frac{3.24 \cdot 15}{1.05} = 46.286 \geq 1.5 \quad \text{CUMPLE!!}$$

Cálculo de la armadura a flexión:

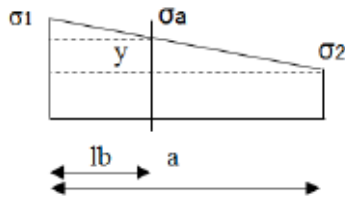
La armadura a flexión se determina en una sección S-S, a una distancia "la", "lb" del extremo de la zapata, a 0,15ao y 0,15bo del bloque del pilar en ambas direcciones. Como se observa en la figura:

Figura N°3.15: Idealización para el Cálculo de Armadura en la Zapata.



Fuente: Elaboración Propia

Cálculo del momento en la dirección "a":



$$lb = \frac{(a - a_o)}{2} = \frac{(1.80 - 0.30)}{2} = 0.75 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = 19631.15 \text{ kg/m}^2$$

$$M_u = \left(\sigma_1 \cdot \frac{L_b^2}{2} \right) * B = \left(19631.15 \cdot \frac{0.75^2}{2} \right) \cdot 1.80 = 9938.269 \text{ kg} * \text{m}$$

$$\phi_f = 0.9 \text{ factor de minoración}$$

$$d = h - r - \frac{\phi_b}{2} = 35\text{cm} - 5\text{cm} - \frac{1.27}{2} = 29.365 \text{ cm} = 0.29365 \text{ m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi_f \cdot L \cdot d^2} = \frac{9938.269}{0.90 \cdot 1.8 \cdot 0.29365^2} = 71143.581 \text{ kg/m}^2 = 7.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{req} = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right) = 0.85 \cdot \frac{250}{5000} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 7.11}{0.85 \cdot 250}} \right) = 0.00245$$

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$\rho = \max(\rho_{req}, \rho_{min})$$

$$As = \rho \cdot L \cdot d = 0.00245 \cdot 1.8 \cdot 0.29365 = 0.001295 \text{ m}^2 = 12.95 \text{ cm}^2$$

Cuadro N°3.13: Características de barras de acero

BARRA N° DESIGNACIÓN ASTM	DIÁMETRO NOMINAL d_b		DIÁMETRO REAL mm	ÁREA NOMINAL mm ²	MASA NOMINAL, kg/m
	pulg.	mm			
3	$\frac{3}{8}$ "	10	9,5	71	0,560
4	$\frac{1}{2}$ "	12	12,7	129	0,994
5	$\frac{5}{8}$ "	16	15,9	199	1,552
6	$\frac{3}{4}$ "	20	19,1	284	2,235
7	$\frac{7}{8}$ "	22	22,2	387	3,042
8	1"	25	25,4	510	3,973

Fuente: Elaboración Propia

Usaremos $\emptyset$ de 12 mm:

$$N^{\circ} \text{ hierros} = \frac{A_s}{A\emptyset} = \frac{12.95 \text{ cm}^2}{1.29 \text{ cm}^2} = 11.77 \approx 12 \text{ barras}; \text{ a esto sumarle una barra para cierre}$$

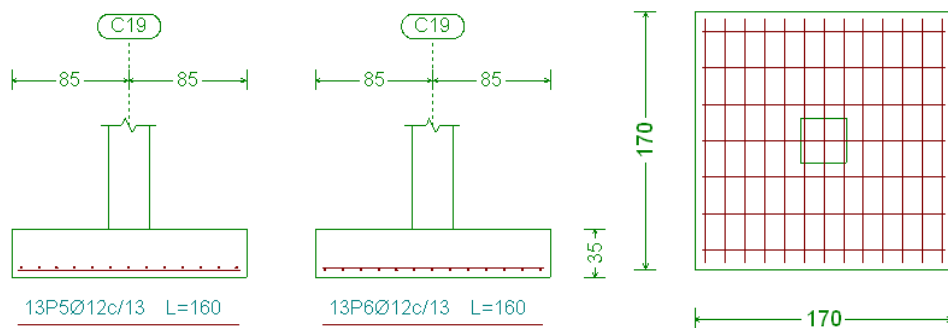
Espaciamiento entre barras:

Adoptamos un recubrimiento lateral de $r = 5 \text{ cm}$:

$$S = \frac{b - N^{\circ} \text{ hierros} \cdot \emptyset - 2 \cdot r}{N^{\circ} \text{ hierros} - 1} = \frac{180 - 13 \cdot 1.29 - 2 \cdot 5}{13 - 1} = 12.77 \text{ cm} \approx 13 \text{ cm}$$

Usaremos: 13 $\emptyset$ 12/c 13cm distribuidos en la dirección x "a"

Figura N°3.16: Armado de Zapata CypeCad



Fuente: Elaboración Propia

	Armadura en X	Armadura en Y
Verificación Manual	13 $\emptyset$ 12 c/13	13 $\emptyset$ 12 c/13
CypeCad	13 $\emptyset$ 12 c/13	13 $\emptyset$ 12 c/13

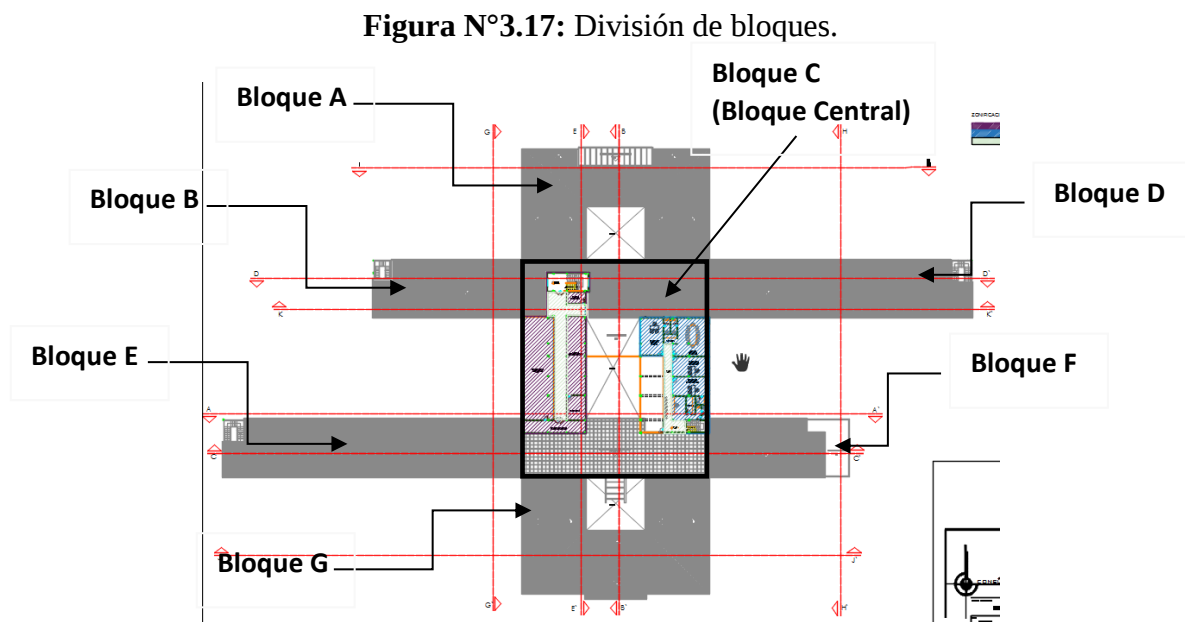
3.7. Cálculos Métricos

El costo del proyecto toma en cuenta todos los ítems más importantes, en los precios unitarios del proyecto del Diseño Estructural Hospital de Segundo Nivel se incluye el costo de la mano de obra, materiales, herramienta, equipos, cargas sociales, gastos generales, administrativos, impuestos y utilidades.

Se procedió a calcular los insumos de todas actividades, los precios y rendimientos se los obtuvo de la revista que publica el colegio de arquitectos de La Paz, Presupuesto y Construcción, con los precios de Mayo – Agosto 2020

El análisis completo de cálculos métricos y de precios unitarios se realizó como lo indicado en el marco teórico y se encuentran en el Anexo F.

Teniendo una división de la estructura de la siguiente forma:



Fuente: Elaboración Propia

3.8. Presupuesto del Proyecto

El costo total de construcción del Hospital de Segundo Nivel es de 13,113,952.81 Bs. que es aproximadamente 1,854,901.88 \$us., presente todo el presupuesto en el Anexo E.

Asumiendo los porcentajes empleados por el libro Estructuras de Costos de Reynaldo Zabaleta asumiendo con una utilidad de 7%.

3.9. Cronograma de Actividades

Para la construcción del hospital, se diseñó un cronograma que abarca todas las fases del proyecto, comenzando con las obras preliminares, que incluyen la instalación de faenas y el replanteo de la obra. Estas actividades establecen la base para las siguientes.

Posteriormente, se planificaron las excavaciones y el relleno y compactado manual, asegurando una base sólida.

La obra gruesa se organizó en varias etapas:

- **Hormigón pobre, zapatas y cimientos:** Fundamentos esenciales para la estructura.
- **Columnas y vigas:** Elevación de la estructura.
- **Losas:** Hormigón de losa llena y casetonada, integrando niveles superiores.
- **Escaleras, cimiento de H°C° y sobrecimiento de H°C°:** Continuación de la edificación.
- **Cubierta metálica y muro de ladrillo:** Finalización de la estructura.
- **Viga Dintel H°A° y apertura de vanos:** Preparación para instalaciones finales.

De esta manera para cada etapa de la obra se determinó un tiempo estimado para su realización tomando en cuenta los cálculos métricos que se tienen presentes en el Anexo E, para obtener un rendimiento adecuado para cada Ítem del cronograma.

Para la actividad de las Zapatas, con los cálculos métricos se determinó una cantidad en m³ de 190 m³ en zapatas; con este valor determinamos un rendimiento estimado, tomando en cuenta un tiempo de ejecución estimado de 26 días laborales:

$$\text{Rendimiento} = \frac{\text{Cantidad total de Trabajo}}{\text{Tiempo Estimado (días)}} \rightarrow \text{Rendimiento} = \frac{190\text{m}^3}{26\text{días}}$$

$$\text{Rendimiento} = 7.31 \text{ m}^3/\text{día}$$

De esta manera se determinó que para completar con el tiempo estimado se requiere un rendimiento por día de 7.31 m³/día, lo cual es coherente con el equipo necesario y la cantidad de trabajadores necesaria para completar con la actividad.

Para la ejecución de las columnas, se tiene una cantidad en m³ de 230 m³; de esta manera determinamos un rendimiento tomando un tiempo de ejecución estimado de 45 días:

$$\text{Rendimiento} = \frac{\text{Cantidad total de Trabajo}}{\text{Tiempo Estimado (días)}} \rightarrow \text{Rendimiento} = \frac{230\text{m}^3}{45\text{días}}$$

$$\text{Rendimiento} = 5.10 \text{ m}^3/\text{día}$$

Para esta actividad se tomó en cuenta para los 45 días para que la mayoría de las columnas se encuentren curadas adecuadamente y aptas para que se pueda realizar la actividad ligada a las columnas que son la vigas, pudiendo determinar que no es necesario terminar por completo la actividad para que se realice la siguiente; estimando un tiempo que se puede tomar para que así ambas actividades puedan ser realizadas en conjunto, en base a columnas ya curadas y aptas para que se realicen las columnas correspondientes.

Para las vigas de la estructura, se obtuvo un valor de 280 m³ para realizar, en esta actividad se tomó en cuenta un tiempo de ejecución de 45 días laborales, obteniendo un rendimiento de:

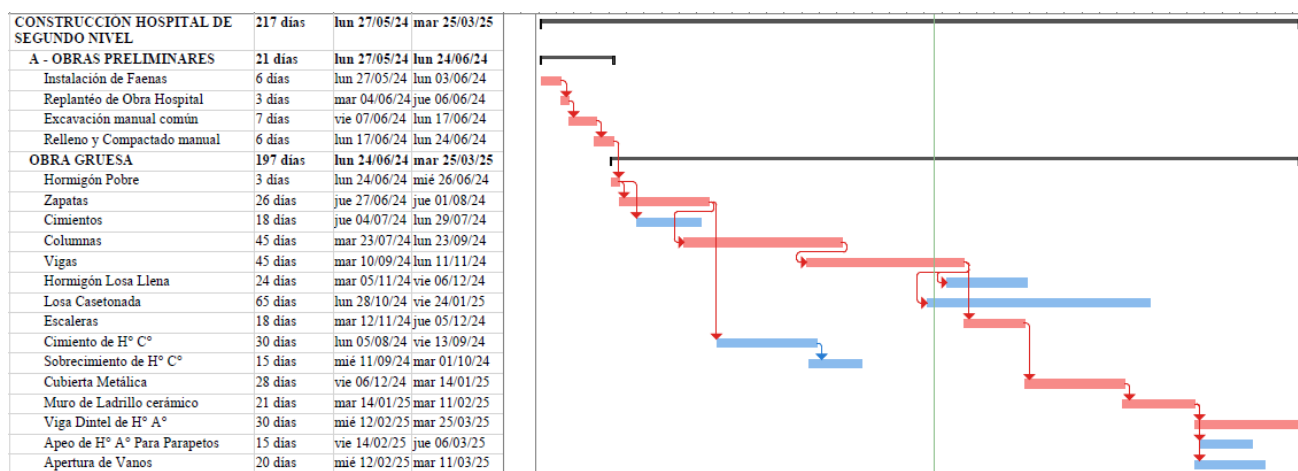
$$\text{Rendimiento} = \frac{\text{Cantidad total de Trabajo}}{\text{Tiempo Estimado (días)}} \rightarrow \text{Rendimiento} = \frac{280\text{m}^3}{45\text{días}}$$

$$\text{Rendimiento} = 6.22 \text{ m}^3/\text{día}$$

Así se obtuvo un rendimiento por día de 6.22 m³/día de trabajo; tomando en cuenta para la elaboración del diagrama correspondiente que esta actividad puede ser realizada en traslape con la elaboración de las columnas de hormigón, disminuyendo el tiempo de ejecución del proyecto al tomar en cuenta las actividades que pueden realizarse en conjunto con un tiempo coherente de diferencia entre una actividad y otra.

De esta misma manera se realizó la estimación de tiempos necesarios para la conclusión de cada actividad, obteniendo los rendimientos correspondientes y corroborando que los valores sean coherentes con el equipo y la mano de obra necesarios para su realización, determinando de esta manera el cronograma de actividades mediante el diagrama de GANTT, realizado mediante el programa Microsoft Project; obteniendo así mismo la ruta crítica del proyecto, siendo estas actividades pertenecientes a dicha ruta las que no pueden ser modificadas para que el proyecto pueda ser culminado en el tiempo establecido.

Figura N° 3.18: Cronograma de Actividades



Fuente: Elaboración Propia

Como se puede observar en la figura, se encuentra el cronograma realizado para el Anexo G, resaltándose la ruta crítica y las actividades que se encuentran en esta ruta, se observa los traslapes de las actividades y su sucesión para la correcta ejecución de la estructura; de esta manera se determinó que el tiempo necesario para la ejecución de la estructura del Hospital de Segundo Nivel es de 217 días laborales.

3.10. Especificaciones Técnicas

Las Especificaciones Técnicas del proyecto se encuentran presentes en el Anexo F del presente proyecto.

CAPITULO 4

APORTE ACADÉMICO

4.1. Marco Conceptual del Aporte Académico

Elementos constituidos por pequeñas vigas T las cuales unidas por sus alas constituyen la losa nervada. Si se quiere entre sus nervios se colocan elementos de relleno para dar una apariencia plana.

Ventajas:

- Más económicas que las losas macizas.
- No transmiten tanto calor como la losa maciza.
- No transmite ruido
- Requiere mayor encofrado que la losa maciza pero requiere menos cantidad de materiales.
- Soportan cargas uniformes por metro cuadrado incluyendo su peso propio.

Desventajas

- Requiere tres materiales, concreto, acero, materiales de relleno.
- Tiene apariencia nervada.

Las losas se consideran como uno de los elementos más delicados en la construcción, ya que una colocación incorrecta del acero de refuerzo puede llevarla al colapso, sin necesidad de que sobrevenga un sismo. Las losas son elementos estructurales utilizados en la construcción, con el fin de proporcionar superficies planas y útiles.

Éstos son considerados bidimensionales, ya que la tercera dimensión es muy pequeña con relación a las otras dos. Estas superficies planas, por lo general horizontales, pueden estar apoyadas perimetralmente o en voladizo en vigas de concreto, muros de mampostería o de concreto, en vigas de acero estructural, algunas veces directamente apoyadas sobre columnas o directamente sobre el terreno en forma continua.

4.1.1. Aplicaciones en la Ingeniería Civil

Básicamente, las losas son el elemento estructural que se utiliza en la construcción para separar una superficie de otra, de manera que sirven para techos y pisos.

- **Función Arquitectónica:** Separa los espacios verticales, formando los diferentes niveles de una construcción. Para que esta función se cumpla de una manera adecuada, la losa debe garantizar el aislamiento del ruido, del calor y de visión directa, es decir, que no deje ver las cosas de un piso a otro.
- **Función Estructural:** Las losas o placas deben ser capaces de sostener las cargas de servicio como el mobiliario y las personas, al igual que su propio peso y el de los acabados. Además pueden formar algunas veces un diafragma rígido intermedio, para atender la función sísmica del conjunto.

4.1.2. Losa Reticulada (dos Direcciones)

Losas reticulares este sistema consta de pequeñas vigas en ambos sentidos que al entrecruzarse forman una especie de retícula o entramado, que es de donde toman su nombre, el aligeramiento se logra hoy en día a base de bloques de espuma de poliestireno, llamados también casetones, las pequeñas vigas o nervaduras que ya mencione y que se construyen de concreto reforzado, y una capa de compresión en la parte superior de la losa que tiene como función absorber y distribuir los esfuerzos sobre la losa, esta

capa se refuerza con malla electro soldada, cuya única función es evitar que esta capa se agriete por la dilatación y contracción del concreto originada por los cambios de temperatura.

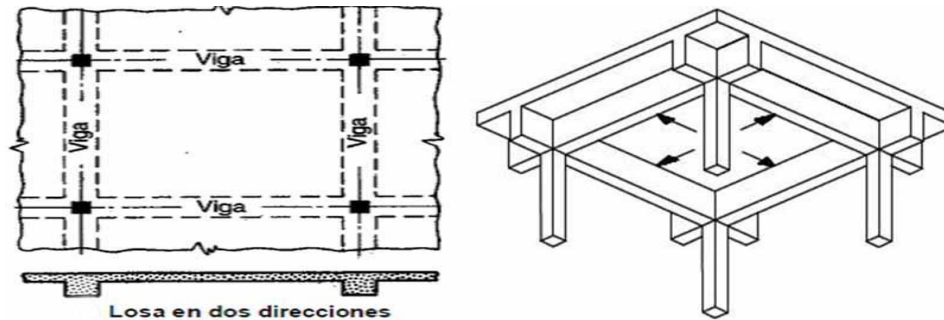
Ventaja es que se pueden lograr peraltes muy altos, lo que nos permite salvar claros muy grandes en comparación a una losa maciza tradicional, lo que la vuelve la opción más viable para naves industriales, o en edificios donde se necesiten salvar claros muy grandes entre apoyos de losas.

Desventaja es que requiere de una cimbra tradicional, como una losa maciza, lo que hace que se vuelva una opción cara para usarla en edificaciones con claros pequeños, como una casa habitación, aun así algunos diseñadores las usan en viviendas por motivos arquitectónicos o de estética.

4.1.3. Reforzada en Dos Direcciones

Cuando se dispone de muros portantes en los cuatro costados de la placa y la relación entre la dimensión mayor y la menor del lado de la placa es de 1.5 o menos, se utilizan placas reforzadas en dos direcciones. El espesor de losa en dos direcciones no depende de las condiciones de apoyo, ni la composición. La ecuación $E = \text{perímetro} / 180$ establece el espesor mínimo para este tipo de losa, cabe destacar que el perímetro se refiere al de cada panel, por lo tanto el espesor debe ser el mayor de todos los espesores requeridos para cada panel.

Figura N°4.1: Losa Nervada de Dos Direcciones



Fuente: Código ACI sección 318. Pág. 96

4.1.4. Método de Análisis

Además de los métodos semiempíricos de análisis propuestos a continuación para distintos casos particulares, puede utilizarse cualquier otro procedimiento reconocido. Es admisible aplicar la teoría de líneas de fluencia, o cualquier otra teoría basada en el análisis al límite, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a deflexión, agrietamiento y vibraciones.

Si aparte de soportar cargas normales a su plano la losa tiene que transmitir fuerzas contenidas en su plano a marcos, muros u otros elementos rigidizantes, dichas fuerzas deben tomarse en cuenta en el diseño de la losa.

4.1.4.1. Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas

Los momentos flexionantes en losas perimetralmente apoyadas se calcularán con los coeficientes de la tabla 4.1 si se satisfacen las siguientes limitaciones:

- a) Los tableros son aproximadamente rectangulares;
- b) La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero;
- c) Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos; y
- d) La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos. Para valores intermedios de la relación, m , entre el claro corto, a_1 , y el claro largo, a_2 , se interpolará linealmente.

Cuadro N°4.1 Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I ²	II ³	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Negativo en bordes interiores	corto largo	998 516	1018 544	553 409	565 431	489 391	498 412	432 371	438 388	381 347	387 361	333 320	338 330	288 288	292 292
			630 175	668 181	312 139	322 144	268 134	276 139	228 130	236 135	192 128	199 133	158 127	164 131	126 126	130 130
	Positivo	corto largo	630 175	668 181	312 139	322 144	268 134	276 139	228 130	236 135	192 128	199 133	158 127	164 131	126 126	130 130
			630 175	668 181	312 139	322 144	268 134	276 139	228 130	236 135	192 128	199 133	158 127	164 131	126 126	130 130
De borde Un lado corto discontinuo	Negativo en bordes interiores	corto largo	998 516	1018 544	553 409	565 431	489 391	498 412	432 371	438 388	381 347	387 361	333 320	338 330	288 288	292 292
			998 516	1018 544	553 409	565 431	489 391	498 412	432 371	438 388	381 347	387 361	333 320	338 330	288 288	292 292
	Negativo en bordes discontinuos	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
			326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
De borde Un lado largo discontinuo	Positivo	corto largo	630 179	668 187	329 142	356 149	292 137	306 143	240 133	261 140	202 131	219 137	167 129	181 136	133 129	144 135
			630 179	668 187	329 142	356 149	292 137	306 143	240 133	261 140	202 131	219 137	167 129	181 136	133 129	144 135
	Negativo en bordes interiores	corto largo	1060 587	1143 687	583 465	624 545	514 442	548 513	453 411	481 470	397 379	420 426	346 347	364 384	297 315	311 346
			1060 587	1143 687	583 465	624 545	514 442	548 513	453 411	481 470	397 379	420 426	346 347	364 384	297 315	311 346
De borde Un lado largo discontinuo	Negativo en bordes discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
			651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
	Positivo	corto largo	751 185	912 200	334 147	366 158	285 142	312 153	241 138	263 149	202 135	218 146	164 134	175 145	129 133	135 144
			751 185	912 200	334 147	366 158	285 142	312 153	241 138	263 149	202 135	218 146	164 134	175 145	129 133	135 144
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Negativo en bordes interiores	corto largo	1060 600	1143 713	598 475	653 564	530 455	582 541	471 429	520 506	419 394	464 457	371 360	412 410	324 324	364 364
			1060 600	1143 713	598 475	653 564	530 455	582 541	471 429	520 506	419 394	464 457	371 360	412 410	324 324	364 364
	Negativo en borde discontinuo	corto largo	651 326	0 0	362 258	0 0	321 248	0 0	277 236	0 0	250 222	0 0	219 206	0 0	190 190	0 0
			651 326	0 0	362 258	0 0	321 248	0 0	277 236	0 0	250 222	0 0	219 206	0 0	190 190	0 0
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Positivo	corto largo	751 191	912 212	358 152	416 168	306 146	354 163	259 142	298 158	216 140	247 156	176 138	199 154	137 137	153 153
			751 191	912 212	358 152	416 168	306 146	354 163	259 142	298 158	216 140	247 156	176 138	199 154	137 137	153 153
	Negativo en borde continuo	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710
			1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710
Extremo Tres bordes discontinuos un lado largo continuo	Negativo en bordes discontinuos	corto largo	651 220	0 0	370 220	0 0	340 220	0 0	310 220	0 0	280 220	0 0	250 220	0 0	220 220	0 0
			651 220	0 0	370 220	0 0	340 220	0 0	310 220	0 0	280 220	0 0	250 220	0 0	220 220	0 0
	Positivo	corto largo	751 185	912 200	730 430	800 520	670 430	760 520	610 430	710 520	550 430	650 520	490 430	600 520	430 430	540 520
			751 185	912 200	730 430	800 520	670 430	760 520	610 430	710 520	550 430	650 520	490 430	600 520	430 430	540 520

Extremo Tres bordes discontinuos un lado corto continuo	Negativo en borde continuo	largo	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710
	Negativo en borde discontinuo	corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0
		largo	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
	Positivo	corto	1100	1670	960	1060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520
		largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540
	Negativo en bordes discontinuos	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
Aislado Cuatro lados discontinuos	Positivo	largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
		corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

¹ Para las franjas extremas (ver sección 7.5.1.2) los coeficientes se multiplicarán por 0.60.

² Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

³ Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} w a_1^2$, dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si w está en kN/m² (en kg/m²) y a_1 en m, el momento tiene unidades de kN-m/m (kg-m/m).

Para el caso I, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas.

Para el caso II, a_1 y a_2 se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

Fuente: Normas Técnicas y Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto

4.1.4.2. Distribución de momentos flexionantes entre tableros adyacentes

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento de desequilibrio entre los dos tableros si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son. Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a d^3/a_1 .

4.1.4.3. Cargas lineales

Los efectos de cargas lineales debidas a muros que apoyan sobre una losa pueden tomarse en cuenta con cargas uniformemente repartidas equivalentes.

En particular, al dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a uno de sus lados, se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero y multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la tabla 4.1. La carga equivalente así obtenida se sumará a la propiamente uniforme que actúa en ese tablero.

Cuadro N°4.2 factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes

Relación de lados $m = a_1/a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

Fuente: Normas Técnicas y Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto

Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total no mayores de 0.5. Se interpolará linealmente entre los valores tabulados.

4.1.4.4. Cargas concentradas

Cuando un tablero de una losa perimetralmente apoyada deba soportar una carga concentrada, P, aplicada en la zona definida por la intersección de las franjas centrales, la suma de los momentos resistentes, por unidad de ancho, positivo y negativo se incrementará en cada dirección paralela a los bordes, en la cantidad:

$$\frac{P}{2\pi} \left(1 - \frac{2r}{3R_b} \right)$$

en todo punto del tablero, siendo r el radio del círculo de igual área a la de la aplicación de la carga y R_b la distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella.

El criterio anterior también se aplicará a losas que trabajan en una dirección, con relación ancho a claro no menor que $\square/2$, cuando la distancia de la carga a un borde libre, R_b , no es menor que la mitad del claro. No es necesario incrementar los momentos resistentes en un ancho de losa mayor que $1.5L$ centrado con respecto a la carga, donde L es el claro libre de la losa.

4.2. Alcance del Aporte

El presente aporte tiene como alcance el lograr explicar de manera precisa y clara el método para el cálculo del elemento estructural en cuestión, tomando en cuenta que la aplicación de losas casetonadas en nuestro país es poco visto y no se encuentra sostenido a alguna norma en concreto, por lo tanto, se busca poder facilitar la aplicación de este elemento estructural mediante un cálculo sencillo y claro, sostenido en normas de países vecinos, para que así la implementación de este tipo de losa sea más habitual y sea considerado como un camino viable para las obras de la ingeniería estructural.

4.3. Guía Para su Utilización

El diseño presente es basado mediante el Código ACI sección 318 “Código de Diseño de Hormigón Armado” y las “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”

4.3.1. Datos Generales

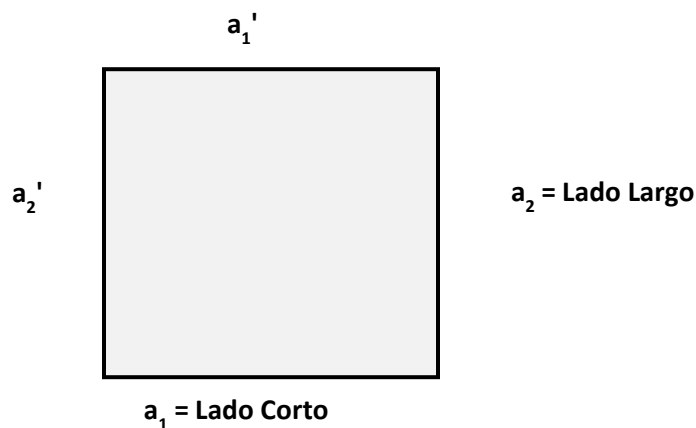
El primer punto consiste en la determinación de toda característica de los materiales a usar, así como las medidas de la losa a tomar en cuenta para el diseño.

Cuadro N°4.3: Características de los Materiales

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES			
Fluencia del acero de refuerzo, f_y	=	5000	kg/cm ²
Densidad del concreto, γ	=	2500	kg/m ³
Densidad del mortero, γ	=	2100	kg/m ³
Densidad del caseton de poliestireno	=	10	kg/m ³
Resistencia del concreto a compresión, f'_c	=	250	kg/cm ²
Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos f_c''	=	178.5	kg/cm ²

Fuente: Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (2008): Análisis de Losas Reticulares

Figura N°4.2: Dimensines de una losa



Fuente: Elaboración Propia

	Longitud (m)	1=Continuo	Longitud Total
		2= Discontinuo	
$a_1 =$	6.0	1	4.02
$a_2 =$	6.0	1	11.25
$a_1' =$	6.0	1	4.02
$a_2' =$	6.0	1	9.5
Perimetro =			28.79

1=Colada monolíticamente ; 2= No Monolíticamente		1
$a_2/a_1 =$	1.0	Losa Dos Direcciones Se prosigue

De esta manera se determina si la losa a diseñar actúa en dos direcciones, de la misma manera que se lo realiza para losas macizas.

Cuadro N°4.4: Características Geométricas

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS			
Altura propuesto de Losa, h	=	30	cm
Altura Caseton	=	25	cm
Dimension Corta Caceton	=	40	cm
Dimension Larga Caceton	=	40	cm
Ancho de Nervaduras, b	=	10	cm

Espesor Plantilla a Compresion	=	5	cm
--------------------------------	---	---	----

Fuente: Elaboración Propia

4.3.2. Determinación de Cargas

Una vez determinado todas las características necesarias de los materiales y sus dimensiones, se prosigue con la determinación de las cargas que estarán presentes sobre nuestra losa:

Cuadro N°4.5: Análisis de Cargas Losa

CARGA POR PESO PROPIO			
Caseton	=	0.4	kg
Nervaduras	=	72	kg
Plantilla	=	30	kg
Suma	=	102	kg

Peso propio de la losa	=	409.60	kg/m ²
------------------------	---	---------------	-------------------

En este punto las cargas se obtienen dependiendo de las dimensiones de las nervaduras, para así tener la carga sobre la superficie.

Luego se determinan las cargas restantes que estarán presente en la losa correspondiente, obteniendo la carga muerta en el análisis de las cargas en el Anexo D:

Carga	Peso (kg/m ²)
Peso propio de la losa	409.60
Impermeabilizante	10
Sobre carga	40
Carga Muerta	460
Carga Viva	300
Carga uniforme en condiciones de Servicio (w)	759.6
Carga Ultima (Wu)	1063.4

Fuente: Elaboración Propia

4.3.3. Cálculo del Peralte

El cálculo del peralte mínimo está sostenido por la siguiente limitación:

$$\left(f_s \leq 2520 \frac{kg}{cm^2} \text{ y } w \leq 380 kg/m^2 \right)$$

Por lo cual obtenemos el peralte efectivo mínimo con la siguiente operación:

$$0.182 \sqrt[4]{f_s w}$$

4.3.4. Cuantía de Refuerzo

La cuantía de refuerzo se determina mediante el valor de β_1 , el cual se determina mediante las siguientes limitantes:

$$\beta_1 = 0.85; \quad \text{si } f_c' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c'}{1400} \geq 0.65; \quad \text{si } f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2 \right)$$

Entonces de esta manera podemos determinar la cuantía mínima y máxima para la losa:

$$\rho_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} \quad \rho_{max} = 0.9 * \left(\frac{f_c'}{f_y} * \left(\frac{6000 * \beta_1}{f_c' + 6000} \right) \right)$$

4.3.5. Diseño por Flexión

En este punto se realiza una relación de claros a_1/a_2 , para determinar un valor que tiene por objetivo facilitar los coeficientes establecidos por la tabla 4.1

Dependiendo el tipo de losa y sus apoyos, se determina los factores necesarios para calcular los momentos necesarios para determinar el refuerzo de acero necesario.

Estos factores serán utilizados para determinar el Momento Flexionante por unidad de ancho, que está dado por:

$$M_{anch} = Coef. * 10^{-4} * W_u * a_1^2$$

Donde:

M_{anch} : Momento flexionante por unidad de ancho

W_u : Carga última

a_1 : Lado corto de la losa

De esta manera se prosigue con la determinación del momento efectivo por nervadura, que es el que corresponde al momento actuante por cada casetón presente.

$$M_u = M_{anch} * Nrv$$

Donde:

M_u : Momento efectivo por nervadura

M_{anch} : Momento flexionante por unidad de ancho

Nrv : Ancho de nervadura

El siguiente cálculo necesario es:

$$\rho = 1 - \sqrt{1 - 2 \frac{M_u}{FRbd^2f''c} * \frac{f''c}{fy}}$$

Donde:

ρ : cuantía requerida

M_u : Momento efectivo por nervadura (kg – m)

FR : Factor de Reducción para elementos a flexión (0.9)

b : Ancho de nervadura

d : Peralte efectivo

$f''c$: Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos (0.85 $f'c$)

Proseguimos con el cálculo el área de acero necesaria para ese lado de la losa:

$$A_s = \rho * b * d$$

Donde:

A_s : Area de acero necesaria (cm²)

ρ : Cuantía requerida

b : Ancho de nervadura

d: Peralte efectivo

A partir de este punto el resto de cálculos coincide con los cálculos para otros elementos estructurales (vigas, columnas), asumimos un diámetro a usar y así determinamos la cantidad de barras de ese diámetro que se usarán para cada nervio presente.

4.3.6. Diseño de la Resistencia a la Fuerza Cortante

Se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño de apoyo. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con la expresión:

$$V = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w$$

Donde:

V: Fuerza cortante que actúa (kg)

a₁: Lado corto de la losa

d: Peralte efectivo

a₂: Lado largo de la losa

w: Carga de servicio

Proseguimos con el cálculo del V_{CR} :

$$V_{CR} = FR(0.2 + 20\rho)\sqrt{f'c}bd$$

Donde:

FR: Factor de Reducción para elementos sometidos a cortante

ρ : Cuantía requerida

f'c: Resistencia del concreto a compresión

b: Ancho de Nervadura

d: Peralte efectivo

Determinamos el valor de V_{SR} asumiendo un espaciamiento entre estribos:

$$V_{SR} = \frac{FR * A_v * f_y * d * (\sen\theta + \cos\theta)}{s}$$

Donde:

FR: Factor de Reducción para elementos sometidos a cortante

A_v : Area de la barra de acero

f_y : Fluencia del acero de refuerzo

d : Peralte efectivo

θ : Ángulo de los estribos (90°)

s : Espaciamiento entre estribos

Determinamos el valor de V_u , que es igual a:

$$V_u = V_{cR} + V_{sR}$$

Proseguimos con el cálculo de la cortante máxima V_{max}

$$V_{max} = FR * 2.5 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Donde:

V_{max} : Cortante máxima

FR: Factor de reducción para elementos sometidos a cortante

$f'c$: Resistencia del concreto a la compresión

b : Ancho de Nervadura

d : Peralte efectivo

Debe cumplirse que:

$$V_u < V_{max}$$

$$V_u > V$$

4.4. Ejemplo de Cálculo

Para el cálculo se seleccionó la losa que corresponde a las columnas C333, C334, C359 y C360

Datos:

$$F_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_e = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Densidad el Casetón} = 10 \text{ kg/m}^3$$

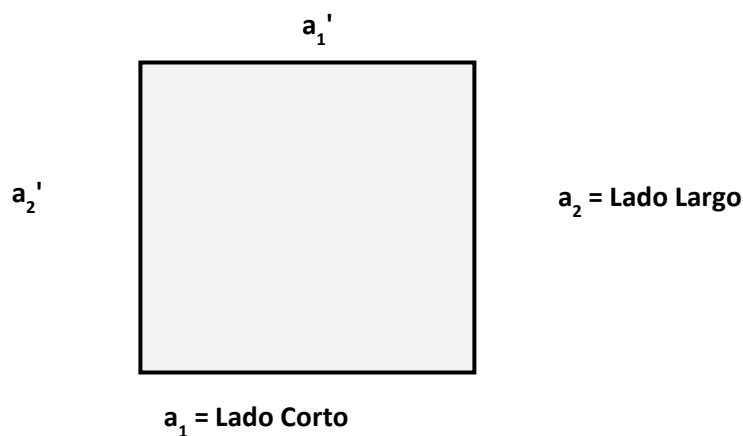
$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{recubrimiento } r = 2.5 \text{ cm}$$

$$\text{diámetro de la barra } \varnothing = 0.8 \text{ cm}$$

$$\text{Lado corto } a_1 = 6.0 \text{ m}$$

$$\text{Lado largo } a_2 = 6.0 \text{ m}$$



4.4.1. Características de la losa

1=Colada monolíticamente ; 2= No Monolíticamente	1
$a_2/a_1 =$	1.0
Losa Dos Direcciones	

Cuadro N°4.6: Características Geométricas de la losa Casetonada

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS			
Altura propuesto de Losa, h	=	30	cm
Altura Caseton	=	25	cm
Dimension Corta Caseton	=	40	cm
Dimension Larga Caseton	=	40	cm

Ancho de Nervaduras, b	=	10	cm
Espesor Plantilla a Compresion	=	5	cm

Fuente: Elaboración propia

4.4.2. Determinación de Cargas

Caseton	=	0.4	kg
Nervaduras	=	72	kg
Plantilla	=	30	kg
Suma	=	102	kg

Peso propio de la losa	=	409.60	kg/m ²
------------------------	---	---------------	-------------------

Carga	Peso (kg/m²)
Peso propio de la losa	409.60
Impermeabilizante	10
Sobre carga	40
Carga Muerta	460
Carga Viva	300
Carga uniforme en condiciones de Servicio (w)	759.6
Carga Ultima (Wu)	1063.4

4.4.3. Cálculo del Peralte

$$f_{yc} = 0.6 * f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = 703.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$SI \ w \leq 380 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow d = h - r - \phi; \text{ si no se cumple entonces } d = 0.032 * (f_{yc} * w)^{\frac{1}{4}} * \frac{\text{perim.}}{f'_c}$$

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

$$\beta_1 = 0.85$$

$$p_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.0022$$

$$p_{max} = 0.9 * \frac{f''_c}{f_y} * 6000 * \frac{\beta_1}{f''_c + 6000} = 0.0314$$

4.4.4. Cálculo de momentos, Diseño por Flexión

$$relación\ de\ claro = \frac{a_1}{a_2} = 1.0$$

$$10^{-4} w a_1^2 = 1.59 \frac{kg}{m} (valor\ tanto\ para\ a_1\ como\ para\ a_2)$$

Los coeficientes se obtienen de la tabla para coeficientes de momentos flexionantes, tomando en cuenta el tipo de losa a diseñar y sus apoyos, dependiendo del valor de a_1/a_2 :

Cuadro N°4.7: Coeficientes de la Losa

MOMENTO	CLARO	COEFICIENTES
(-) en bordes interiores	Corto	380.5
(-) en bordes interiores	Largo	338.5
(+) positivo	Corto	195.5
(+) positivo	Largo	130.5

Fuente: Elaboración propia

$$M_{anch} = Coef. * 10^{-4} * W_u * a_1^2 = 1456.6\ kg - m/m$$

Ancho de nervadura $Nrv = 0.5\ m$

$$M_u = M_{anch} * Nrv = 728.3\ kg - m$$

Cuantía requerida

$$\rho = 1 - \sqrt{1 - 2 \frac{M_u}{FRbd^2 f''c} * \frac{f''c}{fy}} = 1 - \sqrt{1 - 2 * \frac{728.3 * 100}{0.9 * 10 * 8^2 * 212.5} * \frac{212.5}{5000}} = 0.0114$$

Obtenemos el área de acero requerido:

$$A_s = \rho * b * d = 0.0114 * 12 * 10$$

$$A_s = 1.368\ cm^2$$

Se decidió utilizar barras de diámetro $\phi = 10\ mm$ con un área de $0.785\ cm^2$

Tomando en cuenta que se usará 2 barras por nervadura, se tiene un área de acero de $1.57\ cm^2$, cumpliendo con el área necesaria.

Para el momento negativo (Armadura inferior), es el mismo procedimiento teniendo en cuenta su coeficiente para el momento actuante en el borde, así obtenemos el área de acero necesario que resista a dicho momento:

$$M_{anch} = Coef. * 10^{-4} * W_u * a_1^2 = 748.421 \text{ kg} - m/m$$

Ancho de nervadura $Nrv = 0.5 \text{ m}$

$$M_u = M_{anch} * Nrv = 374.21 \text{ kg} - m$$

Cuantía requerida

$$\rho = 1 - \sqrt{1 - 2 \frac{M_u}{FRbd^2 f''c} * \frac{f''c}{f_y}} = 1 - \sqrt{1 - 2 * \frac{374.21 * 100}{0.9 * 10 * 8^2 * 212.5} * \frac{212.5}{5000}} = 0.0059$$

Obtenemos el área de acero requerido:

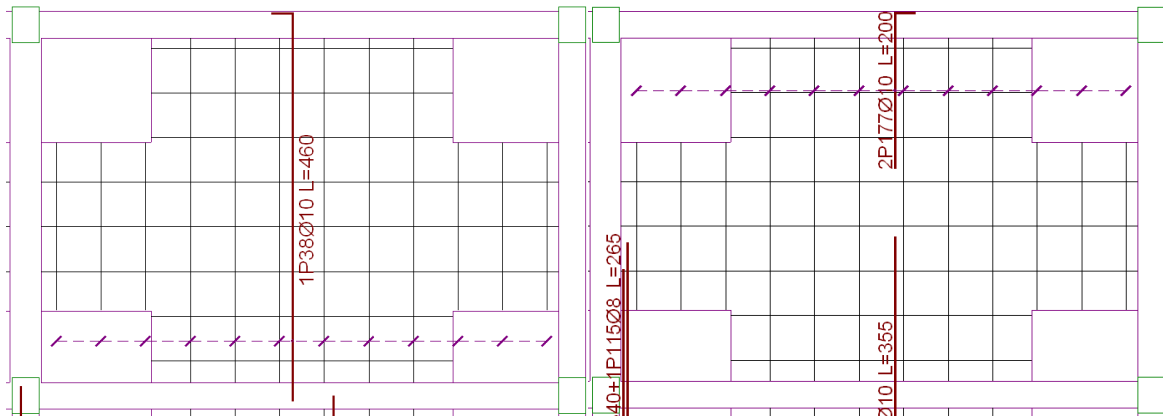
$$A_s = \rho * b * d = 0.0059 * 12 * 10$$

$$A_s = 0.70 \text{ cm}^2$$

Se decidió utilizar barras de diámetro $\phi = 10 \text{ mm}$ con un área de 0.785 cm^2

Tomando en cuenta que se usará 1 barra por nervadura, se tiene un área de acero de 0.785 cm^2 , cumpliendo con el área necesaria.

Figura N°4.3: Armado transversal de Losa CypeCad



Fuente: Elaboración Propia

Observando el armado calculado a mano y el armado que se obtiene mediante el programa usado, se puede observar que coincide; demostrando que el cálculo manual está correctamente ejecutado.

4.4.5. Diseño de la resistencia a la Fuerza Cortante

$$V = \left(\frac{a_1}{2} - d\right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2}\right) w$$

$$V = 411.3 \text{ kg}$$

Se prosigue con el cálculo de V_{CR} adoptando el diámetro de la barra a usar, en este caso se usó barras de 6 mm, donde:

$$FR = 0.75$$

$$\theta = 90^\circ$$

$$V_{CR} = FR(0.2 + 20\rho)\sqrt{f'c}bd$$

$$V_{CR} = 391.2 \text{ kg}$$

Determinamos el valor de V_{SR} asumiendo un espaciamiento entre estribos de 15 cm:

$$V_{SR} = \frac{FR * A_v * f_y * d * (\sin\theta + \cos\theta)}{s}$$

$$V_{SR} = 441.3 \text{ kg}$$

Calculamos el valor de Cortante Ultima V_u :

$$V_u = V_{CR} + V_{SR}$$

$$V_u = 685.7 \text{ kg}$$

Una vez determinado esta cortante, proseguimos con el cálculo de cortante máxima V_{max} :

$$V_{max} = FR * 2.5 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{max} = 2667.7 \text{ kg}$$

Se debe cumplir la siguiente condición:

$$V < V_u < V_{max}$$

$$411.3 \text{ kg} < 685.7 \text{ kg} < 2667.7 \text{ kg} \text{ CUMPLE!!}$$

Al cumplir esta condicionante con el diámetro de barra que se escogió, se determinó que la barra de acero seleccionada cumple en la resistencia de la cortante aplicada.

CONCLUSIONES

Una vez finalizado con el diseño estructural del Hospital de Segundo Nivel San Lorenzo, se llegó a las siguientes conclusiones:

- Con la elaboración de este proyecto se logró, que los conocimientos adquiridos en la universidad se los puede articular, integrar y ejecutar.
- Se realizó de manera correcta el levantamiento topográfico del lugar de ejecución (ver anexo B), obteniendo las curvas de nivel correspondientes.
- Para el estudio de suelos otorgado por las autoridades correspondientes, se realizó la interpretación correcta de los mismos y de igual manera se validó el estudio de suelos mediante el método de Meyerof.
- Mediante el programa estructural utilizado, se obtuvo los planos estructurales correspondientes, los mismos que se revisaron y ordenaron para la presentación final.
- Mediante la realización de los cálculos métricos y los precios unitarios (ver anexo E), se pudo determinar un presupuesto final de 13,113,952.81 Bs (1,854,901.88 \$us).
- Por medio del cronograma realizado (ver anexo H), se estableció un tiempo de 217 días laborales para la conclusión de todas las actividades en el diseño estructural del Hospital.
- Se pudo realizar la comparación entre una losa convencional de viguetas pretensadas y una losa casetonada; destacando las ventajas de la losa casetonada en obras con luces grandes de diseño, a pesar de su elevado precio el poder ser elaboradas en conjunto con las vigas supone una gran ventaja a la hora de minimizar los tiempos de ejecución y de conclusión de la obra.
- Se obtuvo algunos criterios para el dimensionamiento de futuras estructuras de hormigón armado; tanto como dimensiones recomendadas para los diferentes elementos estructurales, dimensiones base para partir en futuros diseños, espesores recomendados en diseño de losas como de fundación y criterios para un armado correcto en los elementos de hormigón armado.

RECOMENDACIONES

Las recomendaciones más importantes se mencionan a continuación:

- Cuando se realice el cálculo estructural se deberá comparar los resultados con otra estructura similar, y éstos tienen que ser parecidos.
- Para el levantamiento topográfico hay que calibrar correctamente el equipo para evitar fallas en los puntos obtenidos del terreno.
- Cuando se tenga que escoger entre un elemento estructural y otro, se utilizará aquel que sea más económico, sin descuidar la seguridad y la calidad de la estructura.
- Al momento de obtener los planos estructurales, es necesario la correcta observación de los mismos para comprobar que los datos estén correctos y que los textos no se sobrepongan al momento de la presentación final.
- En el cronograma de actividades, al momento de ejecutarlo con el programa seleccionado hay que corroborar que los datos correspondan con el país donde se realizará la estructura, para tener una mayor exactitud con los tiempos de la obra.
- Para realizar un cálculo estructural muy detallado es preciso conocer a fondo los procesos y técnicas de construcción.

BIBLIOGRAFIA

Bibliografía consultada:

- Ministerio de Urbanismo y Vivienda. (1987). Norma Boliviana del Hormigón Armado. CBH-87. Bolivia.
- Jiménez Montoya, P., & García M.C., A. (2008). Hormigón Armado (15ª ed.). Barcelona: Gustavo Gili.
- Comité Euro-International du Béton (CEB) & Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP). (1990). Código Modelo CEB-FIP 1990 e Instrucción española 1999.
- Calavera Ruiz, J. (2000). Cálculo de estructuras de cimentación (4ª ed.). Madrid, España.
- Ministerio de Salud Pública. (2004). Guía Nacional de diseño y construcción de establecimientos de salud de primer y segundo nivel de atención.
- Aceros Arequipa. (s.f.). Ficha Técnica Fierros Corrugados.
- Organización Panamericana de la Salud/Organización Mundial de la Salud (OPS/OMS), ACODESS, & Ministerio de Asuntos Extranjeros de Francia. (2001). La transformación de la gestión de hospitales en América Latina y el Caribe (Cap. 4, pp. 73-101).
- Empresa Nacional de Bolivianización del Comercio (ENABOLCO). (2015). Perfiles de acero estructural. Industria Boliviana.
- Zabaleta Jordán, R. (2005). Estructura de Costos (1ª ed.). Bolivia: Latinas Editores.
- Rivera, E. (2004). Detalles Constructivos en Edificación.
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2012). Diseño de estructuras de acero (5ª ed.). México: Alfaomega.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2008). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto: Análisis de Losas Reticulares.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Observed stress-strain behavior of confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), ASCE.
- American Concrete Institute (ACI). (1995). Código de Diseño de Hormigón Armado Basado en el ACI 318: Disposiciones Unificadas de Diseño para Elementos de Hormigón Armado y Elementos Pretensados Sometidos a Flexión y a Compresión.
- Das, B. M. (1983). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (4ª ed.).
- American Iron and Steel Institute (AISI). (2006). Direct Strength Method: Committee on Specifications for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members.