CAPÍTULO I

I. ANTECEDENTES

1.1 El problema

1.1.1 Planteamiento

Actualmente, el proyecto de construcción de la Unidad Educativa Río Seco, perteneciente al municipio de San Lorenzo, dispone del diseño arquitectónico y del terreno destinado para su emplazamiento. Sin embargo, carece de un diseño estructural, lo cual constituye el objetivo central del presente proyecto de ingeniería civil.

La realización de este proyecto representa un aporte significativo dentro de la formación académica y profesional del ingeniero civil, ya que responde a una problemática urbana que ha impactado directamente en el ámbito de la construcción. Su desarrollo permite no solo dar solución a una necesidad social prioritaria, sino también aplicar de manera práctica los conocimientos adquiridos, integrando teoría, normativa vigente y herramientas de diseño estructural.

1.1.2 Formulación

Para el desarrollo del proyecto se plantean las alternativas constructivas más viables, en función de los planos arquitectónicos y del lugar de emplazamiento de la obra. Entre ellas se destacan las siguientes:

a) Alternativa 1
   - _ Cubierta: losa aligerada con complemento de poliestireno.
   - _ Estructura de sustentación: sistema porticado, conformado por vigas y columnas de hormigón armado.
   - _ Fundaciones: zapatas aisladas.
   - _ Entrepiso: losa reticular y losa alivianada con casetones de plastoformo.

b) Alternativa 2
   - _ Cubierta: losa reticular.
   - _ Estructura de sustentación: sistema porticado, conformada por vigas y columnas de hormigón armado.
   - _ Fundaciones: zapatas aisladas.
   - _ Entrepiso: losa reticular.

1.1.3 Sistematización

Luego de haber analizado las alternativas de planteamiento estructural se definió la alternativa 1**)**. en consecuencia, se ha diseñado:

_ Cubierta**:** losa aligerada con complemento de poliestireno, lo que permite una reducción de peso propio sin comprometer la resistencia estructural.

_ Estructura de sustentación**:** sistema porticado conformado por vigas y columnas de hormigón armado, garantizando estabilidad y resistencia frente a cargas verticales y horizontales.

_ Fundaciones**:** zapatas aisladas, diseñadas para transmitir adecuadamente las cargas de la superestructura al terreno de fundación.

_ Entrepiso**:** losa reticular y losa alivianada con casetones de plastoformo, optimizando el comportamiento estructural.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

- Realizar el análisis, diseño y cálculo estructural de la Unidad Educativa Río Seco, aplicando los criterios y procedimientos establecidos en la Norma Boliviana del Hormigón Estructural (NB 1225001), con el propósito de garantizar la estabilidad, seguridad de la edificación frente a las distintas solicitaciones de cargas.

1.2.2 Objetivo especifico

- Realizar el estudio de suelos mediante el ensayo del SPT para obtener la resistencia admisible y las características del suelo para el adecuado dimensionamiento de la cimentación.
- Realizar el levantamiento topográfico y verificar la pendiente del terreno para el correcto emplazamiento del proyecto.
- Realizar el diseño de los elementos estructurales de hormigón armado (columnas, vigas, losas, zapatas, escaleras). Verificando los estados límite último y de servicio, conforme a los requisitos de la NB 1225001.
- Modelar y analizar la estructura mediante en software cypecad, contrastando los resultados con verificaciones manuales en los elementos más solicitados.
- Obtención los planos estructurales necesarios para la correcta ejecución de la obra. La emisión de estos planos se efectuará a partir del modelo estructural desarrollado en el software cypecad.

- Elaborar el cronograma de actividades de obra, duración de cada actividad y estimar el tiempo de ejecución del proyecto.

1.3 Justificación

1.3.1 Académica

El presente proyecto consiste en el análisis diseño y cálculo estructural de la "Unidad Educativa Río Seco", ubicado en la Provincia Eustaquio Méndez. Su desarrollo permitió, como estudiante de ingeniería civil, profundizar y aplicar los conocimientos adquiridos durante la formación académica, extendiendo dichos conocimientos a un caso real de diseño estructural.

Asimismo, el proyecto plantea la búsqueda de soluciones y alternativas viables frente a los problemas que se presentan en el proceso de diseño, contribuyendo tanto al ámbito académico como a la resolución de una necesidad social prioritaria.

1.3.2 Técnica

Con la realización del diseño estructural del proyecto se pretende garantizar que la edificación resista adecuadamente las cargas de solicitación para las cuales será concebida. Para ello, se aplicarán las disposiciones establecidas en la Norma Boliviana NB 1225001, verificando las dimensiones y resistencia de los elementos estructurales más solicitados con el apoyo del software especializado cypecad.

La metodología adoptada se sustenta en la aplicación de los procedimientos propuestos en la bibliografía técnica referente al diseño de zapatas, columnas, vigas y losas, comprobando que estos elementos cumplan con las condiciones de resistencia y dimensiones necesarias para contrarrestar las cargas verticales y horizontales. El proyecto contempla, la elaboración de planos estructurales, que servirán para la ejecución del proyecto.

Los planos arquitectónicos entregados por la institución (véase Anexo 11), que será importantes para realizar el diseño estructural.

1.3.3 Social

Considerando que la educación es un pilar fundamental para el desarrollo de conocimientos y habilidades en los estudiantes, se llevó a cabo el diseño estructural de la Unidad Educativa Río Seco, con el propósito de brindar seguridad y conformidad tanto a los estudiantes como a los padres de familia de la zona.

Un diseño estructural bien planificado no solo aporta a la seguridad y funcionalidad de la infraestructura, sino que también contribuye al desarrollo y crecimiento urbano sostenible, al optimizar el uso del espacio disponible. De esta manera, se promueve la educación como motor de progreso, lo cual puede derivar en un fortalecimiento de la cohesión social y en un aumento de la densidad poblacional en el área de influencia.

Cabe señalar que el proyecto surge a partir de la carta de solicitud emitida por la institución del Municipio de San Lorenzo para la elaboración del "Diseño Estructural de la Unidad Educativa Río Seco". la carta de respaldo se adjunta en el Anexo 1.

1.4 Alcance del proyecto

En el marco del presente proyecto, se realizará exclusivamente el diseño de los elementos estructurales de la edificación. No se contemplan, dentro del alcance del proyecto, trabajos relacionados con el diseño de instalaciones especiales, como las instalaciones sanitarias, eléctricas, de comunicaciones u otras de naturaleza similar. Asimismo, se excluyen las obras finas, tales como acabados, decoración y otros detalles no relacionados directamente con la parte estructural de la obra.

En el diseño estructural de la Unidad Educativa Río Seco, se llevará a cabo el dimensionamiento de los elementos estructurales conforme a los criterios y especificaciones establecidos en la Norma Boliviana NB 1225001. Las actividades comprendidas dentro del alcance del proyecto son las siguientes:

- Diseño de los elementos estructurales principales, tales como vigas, losas, columnas y zapatas.
- Obtención de los planos estructurales necesarios para la ejecución de la obra, generados a partir del modelo estructural elaborado en software especializado cypecad.
- Elaboración del cómputo métrico y del presupuesto referencial correspondiente a los elementos estructurales diseñados.
- Desarrollo de un cronograma de ejecución de actividades, que permita planificar de manera ordenada y eficiente el proceso constructivo.
- Redacción de las especificaciones técnicas requeridas para la correcta ejecución del proyecto.

1.5 Localización

El proyecto “Análisis, Diseño y Cálculo Estructural de la Unidad Educativa Río Seco” se localiza en la Provincia Méndez, del departamento de Tarija - Bolivia.

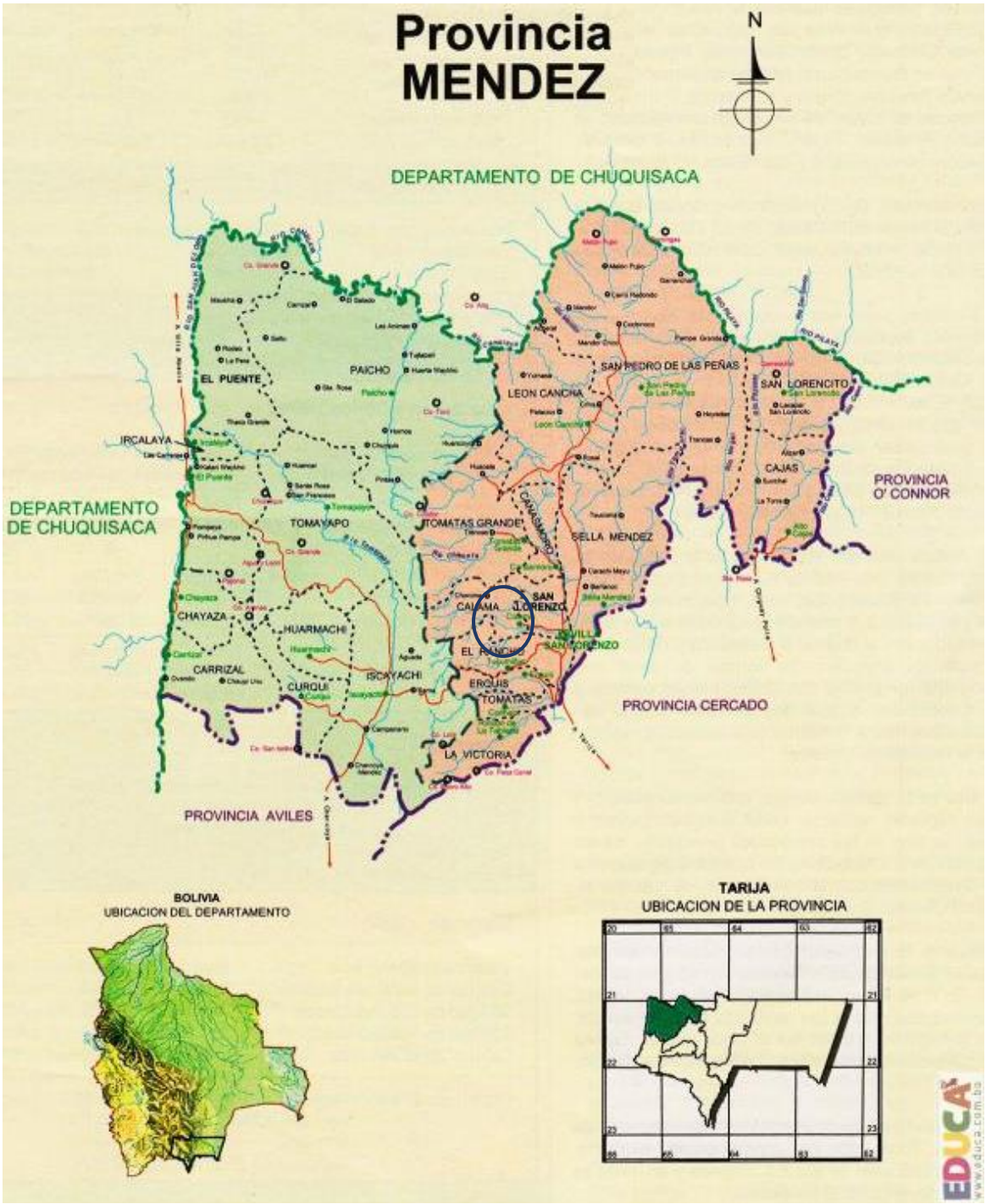


Figura 1-1 Mapa de la Provincia E. Méndez del departamento de Tarija

Fuente: https://www.educa.com.bo/geografia/provincia-eustaquio-mendez-mapa

El terreno destinado para la construcción de la Unidad Educativa está situado en el barrio Río Seco, en el distrito tres de la localidad de Santa Barbara, dentro del Municipio de San lorenzo. Este se encuentra entre las coordenadas geográficas de latitud 21º25`59.36``Sur y longitud 64º45`42.39``Oeste, a una altitud promedio de 2030 metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.). la ubicación esta aproximadamente 16 km de la ciudad de Tarija, lo que lo citua dentro de un entorno semi-rural con caracteristicas geograficas y climaticas propias de la región.



Figura 1-2 Vista satelital del lugar de emplazamiento del proyecto “Barrio Río Seco”

Fuente: Google earth.

1.5.1 Información socioeconómica relativa al proyecto

La principal fuente de ingreso económico de las familias del barrio Río Seco proviene del sector de la construcción, dado que gran parte de los habitantes son provenientes de otros departamentos. Además, otros residentes se dedican al transporte o a la venta de productos, lo que les permite generar ingresos adicionales.

En cuanto a los aspectos sociales y culturales, la comunidad mantiene vivas sus tradiciones y participa activamente en las diferentes festividades religiosas, que se celebran a lo largo del año tanto en el barrio Río Seco como en el municipio de San Lorenzo.

1.5.2 Servicios básicos existentes

Los servicios con los que cuenta en el lugar de emplazamiento del proyecto son el agua potable, energía eléctrica y transporte, como servicios básicos disponibles.

- Agua potable: La administración y distribución del agua potable está a cargo de un representante elegido por las familias del barrio, quien se encarga de garantizar la disponibilidad y suministro de este recurso vital.
- Energía eléctrica: El suministro de electricidad es provisto y gestionado por la empresa de servicios eléctricos de Tarija (SETAR), asegurando la cobertura eléctrica en el área.
- Transporte: El barrio está conectado mediante la línea de transporte de San Lorenzo, que enlaza la zona desde Santa Barbara hasta la ciudad de Tarija, facilitando el desplazamiento de los habitantes.

En cuanto a educación y salud, el barrio no cuenta con infraestructura propia para estos servicios, por lo que los residentes deben desplazarse a los centros más cercanos, ubicados en San Lorenzo o Tomatitas, para acceder a atención médica y educativa.

1.6 Aporte Académico

Se realizará el diseño de losas reticulares en base la norma NB 1225001, considerando el dimensionamiento estructural de nervios y el diseño del armado de acero. Asimismo, se detallará el proceso constructivo de este tipo de losas.

CAPÍTULO II

II. MARCO TEÓRICO

2.1 Levantamiento topográfico

La topografía es una ciencia que se encarga del estudio de la superficie terrestre, así como sus accidentes geográficos y otras características implícitas. Se puede decir de otra manera, que estudia el conjunto de procedimientos que tiene como finalidad la representación gráfica de la superficie de la tierra.

La topografía es uno de los estudios más importantes que se realiza dentro del campo de la ingeniería civil, para analizar si es necesario hacer movimientos grandes de suelo.

Los llamados mapas topográficos utilizan un sistema de representación de planos en el que las elevaciones se muestran gráficamente como líneas que conectan los puntos concretos con la misma cota a esto se le denomina curvas de nivel. Es el método más empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, ya que permite determinar, en forma sencilla y rápida, la cota o elevación de cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno, etc.

2.1.1 Estación total

Genéricamente se los denomina estación total, porque tienen la capacidad de medir ángulos, distancias y niveles con la facilidad de uso y la posibilidad de almacenar la información, para descargarla después en programas de CAD.

Actualmente con la estación total se reduce significativamente el tiempo de un levantamiento topográfico con una alta precisión eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo. El resultado final que se tiene a base del levantamiento topográfico mediante la estación total son las curvas de nivel, cortes transversales y un replanteo del lugar.

2.2 Estudio de suelos

Un Estudio de Suelo, también conocido como estudio geotécnico, es un conjunto de actividades que nos permiten obtener la información de un determinado terreno.

Es una de las informaciones más importantes para la planificación, diseño y ejecución de un proyecto de construcción.

Para asegurar el conocimiento del suelo en forma adecuada es conveniente hacer exploraciones in situ y pruebas de laboratorio, de esta manera se podrá encontrar un dato importante como saber qué tipo de suelo se tiene y cuál es su capacidad portante, así poder determinar el tipo de cimentación más conveniente.

Los límites de atterberg, se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos, aunque su comportamiento varía a lo largo del tiempo.

Los límites se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino solo pueden existir cuatro estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo se encuentra en estado sólido cuando está seco. Al agregársele agua poco a poco, va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico y, finalmente, líquido. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de atterberg.

Límite líquido: cuando el suelo pasa de un estado plástico a un estado líquido. Para la determinación de este límite se utiliza la copa de casagrande.

Límite plástico: cuando el suelo pasa de un estado semisólido a un estado plástico.

Una vez definidos el límite líquido y límite plástico puede determinarse el índice de plasticidad puesto que es la diferencia entre ambos. Se representa con las siglas IP y la fórmula del índice de plasticidad se muestra a continuación:

$$IP = LL - LP$$

Representa el intervalo de humedades desde el estado semisólido a semilíquido y al igual que los límites, es frecuentemente utilizado para la caracterización de suelos cohesivos.

2.2.1 Clasificación de los suelos

2.2.1.1 Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S)

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Unified Soil Classification System) (USCS), fue presentado por Arthur Casagrande, usado para describir la textura y el tamaño de las partículas de un suelo. Este sistema de clasificación puede ser aplicado a la mayoría de los materiales sin consolidar y se puede clasificar suelos con tamaños menores de tres pulgadas; se representa mediante un símbolo con dos letras.

Los suelos de granos grueso y fino se distinguen mediante el tamizado del material por el tamiz N°. 200. Los suelos gruesos corresponden a los retenidos en dicho tamiz y los finos a los que lo pasan, de esta forma se considera que un suelo es grueso si más del 50% de las partículas del mismo son retenidas en el tamiz N°. 200 y fino si más del 50% de sus partículas son menores que dicho tamiz.

2.2.1.2 Sistema de clasificación de suelos AASHTO

La American Associattion of State Highway Officials adoptó este sistema de clasificación de suelos (AASHTO M 145), tras varias revisiones del sistema adoptado por el Bureau of Public

Roads de Estados Unidos. Es el sistema más utilizado en la clasificación de suelos en carreteras.

De acuerdo al tipo de suelo, se clasifica en siete grupos: A-1 al A-7. Los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2, A-3 son materiales granulares, donde 35% o menos de las partículas pasan por la malla N° 200. Los suelos de los que más del 35% pasan por la malla N°200 son clasificados en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7.

Tabla 2.1 Sistema de clasificación A.A.S.H.T.O

Clasificación	Materiales granulares (35% o menos del total pasa el tamiz N.º 200)						Materiales limo arcillosos (más del 35 % del total pasa el tamiz N.º 200)			
Clasificación de grupo	A - 1	A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A – 7
	A-1-a A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Porcentaje de material que pasa el tamiz N.º 10 N.º 40 N.º 200	50 máx. 30 máx. 50 máx. 15 máx. 25 máx.	51min 10máx	35 máx	35máx	35máx	35 máx	36min	36min	36min	36min
Características de la Fracción que pasa el tamiz Nº 40 LL: IP:	6 máx.	NP	40máx 10máx	41min 10máx	40máx 11min	40min 11min	40máx 10máx	41min 10máx	40máx 11min	41min 11min
Índice de grupo	0	0	0		4 máx.		8 máx.	12máx	16 máx.	20máx

Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das

2.2.2 Ensayo de SPT (Sondeo de Penetración Estándar)

Para la exploración de suelos, uno de los métodos más utilizados, es el S.P.T. el cual nos permite determinar las características, espesor y estratificación de los materiales que se encuentran en el subsuelo, así como también permite conocer la resistencia a la penetración en función del número de golpes (N) de los diferentes estratos que conforman el subsuelo a diversas profundidades.

El ensayo consiste básicamente en contar el número de golpes (N) que se necesitan para introducir dentro un estrato de suelo, un toma-muestras (cuchara partida) de 45 a 60 cm aproximadamente de largo, a diferentes profundidades. Él toma-muestras es golpeado bajo energía constante, con una maza en caída libre de 63.5 kg, de una altura de caída de 76.2 cm Este ensayo se realiza en depósitos de suelo arenoso y de arcilla blanda. No es recomendable llevarlo a cabo en depósitos de grava, roca o arcilla consolidada, debido a los daños que podría sufrir el equipo de perforación al introducirlo dentro de dichos estratos.

2.2.3 Capacidad admisible del suelo de fundación.

El cálculo de la capacidad admisible del suelo de fundación, a partir del número de golpes "N" obtenidos en el ensayo SPT. Se puede determinar con la bibliografía Braja M. Das "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica" y Terzaghi, K. & Peck "Soil Mechanics in Engineering Practice". Donde relacionan el número de penetración estándar corregido (N60) con la resistencia al corte no drenado para suelos cohesivos.

2.2.3.1 Número de penetración estándar corregido (N60)

Es importante señalar que hay varios factores que contribuyen a la variación de la cantidad de penetración estándar "N" a una determinada profundidad de perfiles de suelos similares. Estos factores incluyen la prueba de penetración (SPT), la eficiencia de martillo, el diámetro de la perforación, el método de muestreo y el factor de longitud de la varilla. Los dos tipos más comunes de martillos SPT utilizados en campo son el martillo de seguridad y el martillo de anillos. Comúnmente se dejan caer por una cuerda con dos vueltas alrededor de una polea. Con base en las observaciones de campo parece razonable estandarizar el número estándar de penetración de campo basado en la energía de conducción de entrada y su disipación en torno a la toma de muestras en el suelo circundante.

2.3 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico tiene como objetivo, satisfacer las demandas por espacios habitables, tanto estético, como tecnológico y lo funcional, además presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos. Sin embargo, el diseño arquitectónico influye en el planteamiento estructural. Es por ello que para su diseño estructural debe tener definido los planos estructurales como: planos en planta, plano de corte, cubierta y fachadas, además de la ubicación y emplazamiento.

2.4 Normativas de diseño

Las Normas que serán aplicadas en los diferentes aspectos del proyecto se mencionarán a continuación:

- Hormigón Armado: La norma aplicada para el diseño estructural de los elementos de hormigón armado será la norma NB 1225001.
- Acciones sobre la Edificación: La norma aplicada para los valores de las propiedades de materiales (peso específico), diferentes cargas (cargas permanentes y sobrecargas de uso) será la norma NB 1225002.
- Acciones sobre la Estructura– Acciones de viento NB 1225003

2.5 Materiales de la edificación

Los diferentes datos de propiedades de los materiales que son necesarios para el diseño estructural. serán mencionados a continuación:

a) Hormigón Armado:

La resistencia del hormigón estructural fue seleccionada considerando las prácticas constructivas actuales y los valores comúnmente utilizados en proyectos de edificación similares. Esta elección garantiza un adecuado desempeño estructural y compatibilidad con los métodos constructivos disponibles en la región.

Tabla 2.2 Propiedades del hormigón

Hormigón Armado		
Resistencia a Compresión	21	MPa
Peso Especifico	24	kN/m^3

Fuente: Elaboración propia

b) Acero de refuerzo:

El acero seleccionado para las armaduras corresponde al Arcelor Mittal AH 500 S, cuyas propiedades mecánicas cumplen con los requerimientos de la normativa vigente. Entre sus características principales se destacan:

Tabla 2.3 Propiedades del acero

Acero de Refuerzo		
Límite de Fluencia (fy)	500	Mpa
Resistencia a Tracción (fs)	600	Mpa

Fuente: Elaboración propia

2.6 Idealización de las estructuras

La idealización de la estructura es el proceso de reemplazar una estructura real por un sistema simple susceptible de análisis. La idea es representar una estructura compleja en un modelo matemático o físico simplificado que aún pueda proporcionar una buena aproximación de su comportamiento real. La idealización es necesaria para poder aplicar las leyes físicas y matemáticas que rigen el comportamiento estructural, lo que permite evaluar la capacidad de carga, la rigidez y el comportamiento de deformación de la estructura ante cargas y fuerzas externas.

La parte más importante a la hora de diseñar un edificio en lo que respecta a estructura, es la concepción de cómo, en conjunto funcionará el edifico. La carga gravitacional es primero transmitida de las losas a las vigas, de las vigas a las columnas y de las columnas a la fundación.

Las vigas son elementos estructurales horizontales, que forman con las columnas un pórtico. Las columnas son elementos verticales, que soportan las cargas de los elementos nombrados anteriormente y los transmite a la fundación.

2.6.1 Sustentación de cubierta

La cubierta es el elemento estructural que cierra la parte superior de una edificación y tiene la misión de proteger su interior contra las inclemencias atmosféricas (lluvia, viento, nieve, calor, frío, etc.). Su forma, inclinación (pendiente) y tipo de material ejercen una influencia esencial sobre el aspecto de la edificación.

Para el proyecto se determinó usar una cubierta de losa alivianada con viguetas prefabricadas, de acuerdo a los planos arquitectónicos.

Losa alivianada. - Para el análisis de las losas, se desarrolla fórmulas y procedimientos, según a los esfuerzos que están sometidos.

Las losas aligeradas son estructuras de concreto armado que tienen espacios vacíos para reducir su peso. Se caracterizan por ser ligeras, tener baja vibración y sonido, y ser antisísmicas, se constituye de viguetas pretensadas y materiales como bloques de poliestireno o ladrillos, que transmiten las cargas hacia las vigas peraltadas.

2.6.2 Sustentación de la edificación

La estructura de sustentación está formada por pórticos de Hormigón Armado compuestos por vigas y columnas, sometidas a cargas gravitacionales, cargas estructurales y no estructurales.

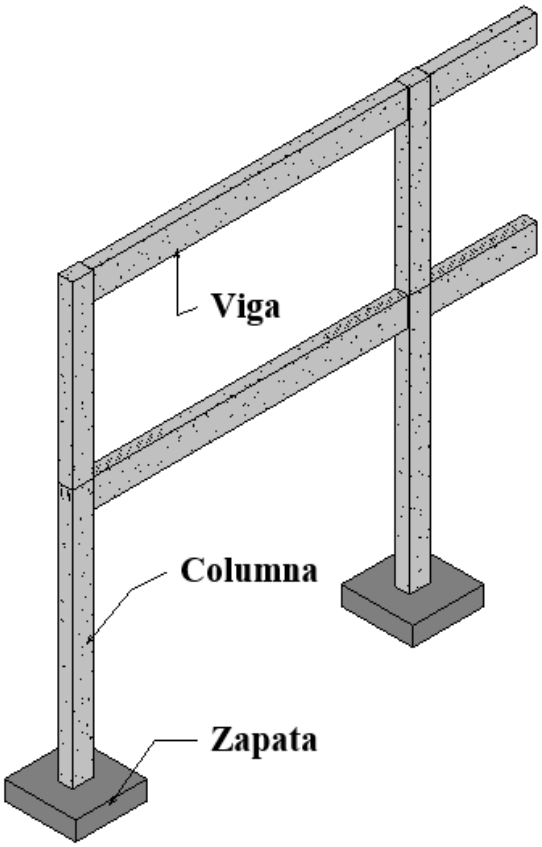


Figura 2-1 Estructura de sustentación de la edificación.

Fuente: Elaboración propia.

La viga es un elemento de H°A° con acero de refuerzo corrugado, que cumple la función de transmitir las cargas que actúan sobre las estructuras hacia las columnas, las conexiones entre vigas y columnas conforman un sistema estructural aporticado del edificio.

Las columnas son elementos estructurales verticales que reciben las cargas provenientes de las vigas y transmitirlas a las zapatas de cimentación. Al trabajar conjuntamente con la cimentación y las vigas, aportan rigidez al sistema estructural y contribuyen a reducir las deformaciones del edificio.

2.6.2.1 Hormigón armado

El hormigón armado en masa presenta una buena resistencia a compresión, pero no así resistencia a tracción, es así que los elementos estructurales de hormigón se refuerzan con barras de acero corrugado que permiten ayudar al hormigón a resistir a los esfuerzos a tracción; a este hormigón reforzado se conoce como hormigón armado.

El hormigón armado presenta, como ventaja indiscutible frente a los demás materiales su cualidad de adaptarse a cualquier forma de acuerdo con el molde o encofrado que lo contiene. Esta característica otorga al técnico una mayor libertad en el diseño estructural, con la contrapartida de exigir de él un proyecto más prolijo por existir más variables que definir y más aspectos que detallar. En la elección final hay que tener en cuenta la facilidad de la ejecución, tanto del encofrado como de la colocación de las armaduras.

El trabajo conjunto del hormigón y el acero se debe a la adherencia entre ambos materiales, asegurando el comportamiento estructural adecuado de la sección reforzada. La adherencia ha sido cuantificada y verificada mediante ensayos experimentales, y es el mecanismo que permite la transmisión de esfuerzos entre el acero y el hormigón. Asimismo, garantiza la compatibilidad de deformaciones entre las barras de refuerzo y el hormigón que las rodea.

2.6.2.2 Armadura

Las armaduras que se disponen en el hormigón armado pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las principales las longitudinales y las transversales. Las armaduras longitudinales tienen por objeto, absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón. Las armaduras transversales se disponen para absorber las fuerzas de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores).

En cuanto a las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes. Su trazado puede ser longitudinal o transversal y se incluyen entre ellas las armaduras de montaje, cuyo fin es facilitar la organización en la construcción, las armaduras de piel que se disponen en los paramentos de vigas de canto importante. Las armaduras por retracción y efectos térmicos que se disponen en losas.

2.6.3 Fundaciones

Las fundaciones son los elementos que permite transmitir la carga de la estructura al suelo. Se puede mencionar dos tipos de fundaciones, las superficiales como: zapatas y losas de fundación; y las cimentaciones profundas como los pilotes.

Para diseñar una cimentación que soporte adecuadamente las cargas y el peso propio de la estructura se debe tener en cuenta el tipo de suelo, la capacidad portante.

Las fundaciones del proyecto estarán compuestas de zapatas aisladas.

2.7 Diseño estructural

El diseño estructural se realiza a partir del tipo de funcionamiento que se dará a la estructura para esto se de tomar en cuento los tipos de carga que actuaran sobre la estructura, propiedades de resistencia de los materiales, resistencia mecánica de suelo y el menor costo que puede conseguirse. Usualmente, los materiales utilizados como componente estructural deben cumplir otro tipo de funciones, tales como aislación térmica, aislación acústica, protección de la intemperie, impermeabilidad, etc.

El costo de la estructura siempre debe ser el menor, pero obteniendo el mejor resultado a partir de un análisis estructural previo. Con base en los resultados del análisis estructural (fuerzas, momentos internos, desplazamientos, etc.) se procede con el diseño estructural, el cual consiste en satisfacer los requisitos de resistencia, estabilidad, rigidez y deflexión de cada uno de los elementos que conforman las estructura para evitar el fallo de la misma. Una estructura se diseña para que no falle durante su vida útil. Se reconoce que una estructura falla cuando deja de cumplir su función de manera adecuada. Las formas de falla pueden ser:

a) **Falla dúctil. -** es cuando el acero de refuerzo se estira debido al esfuerzo de tracción, de manera que entra en cedencia produciendo grietas considerables y deflexiones importantes en la vida de la estructura. Este tipo de falla es gradual y

esta precedida por siglos visibles de peligro, se conoce como falla atracción o falla por cedencia del acero.

b) **Falla frágil. -** la otra manera de producirse la falla es si se emplean grades cantidades de refuerzo. El hormigón falla por aplastamiento cuando las deformaciones unitarias son tan grandes que destruyen su integridad. La falla a compresión debida al aplastamiento del hormigón, es repentina, de naturaleza casi explosiva y ocurre sin ningún aviso.

2.7.1 Análisis de cargas

El análisis de cargas es un procedimiento que permite conocer las cargas que se ejercen sobre los distintos elementos estructurales que integran la construcción debido a su funcionamiento. Para luego diseñarla de manera segura y eficiente.

Es la base de cualquier cálculo estructural, porque sin conocer qué cargas actúan, no se puede determinar las reacciones, esfuerzos ni deformaciones.

Es decir, las cargas muertas y variables que en ella actúan durante la operación usual del edificio.

2.7.1.1 Cargas muertas (D)

Es la carga cuya magnitud y posición es constante a lo largo del tiempo, salvo el caso de reforma de la estructura. Se descompone en peso propio y carga permanente.

a) **Carga muerta de peso propio (D_G)**

Es la carga debida al peso de los elementos resistentes que contribuye parte de la carga muerta.

b) **Carga muerta permanente (D_P)**

Es la carga debida a los pesos de todos los elementos constructivos, acabados, pisos, mampostería, instalaciones fijas y otros elementos de presencia permanente y que no son la estructura resistente.

2.7.1.2 Cargas variables

Las cargas variables en estructuras son aquellas que pueden cambiar en el tiempo y que no son constantes, a diferencia de las cargas muertas que son constantes y predecibles. Algunas de las cargas variables más comunes incluyen: Carga viva, carga de nieve, presión del viento, presión de fluido.

a) Cargas vivas (L)

Cargas debidas a la ocupación y uso o servicio que presta la estructura debida al peso de todos los objetos y/o personas que puedan actuar por el servicio que prestará e incluso durante la ejecución. Por ejemplo: peso de personas y muebles en edificios, etc. Su valor de cálculo no es el peso exacto real, sino el que fijan las normas técnicas. Para garantizar seguridad.

Tabla 2.4 Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas (L)

Uso de ambiente	**Carga uniforme** ($\mathbf{kN/m^2}$)
baños	3
Sala de lectura	4
aulas	3
Corredores en pisos superiores a planta baja	4
escaleras	5
Salas de computación	5

Fuente: NB 1225002 Sobre cargas de servicio.

b) Sobrecarga de viento

El cálculo de las fuerzas de viento, no puede considerarse de ninguna manera como una ciencia exacta. La magnitud y la duración de las cargas del viento varían con la localidad geográfica, la altura de las estructuras sobre el terreno, tipos de suelo alrededor de las estructuras, proximidad de otros edificios, posición dentro de la estructura y carácter del viento. El parámetro principal es la velocidad de viento, que se debe determinar en función a la zona de emplazamiento de la obra. Este valor se puede obtener de registros históricos de velocidad de viento en el lugar.

2.7.2 Estructura de sustentación de cubierta y entre pisos

La estructura de sustentación de la cubierta, es una losa alivianada con viguetas pretensadas. Mientras que la estructura de los entre piso está compuesto por losas aligerada y losas reticulares.

La construcción de losas con viguetas pretensadas, es uno de los recursos más utilizados en nuestro país. Esto es debido a su fácil de emplazamiento en obra y ejecución, reduciendo así los tiempos de trabajo. Mientras que las losas reticulares su proceso de encofrado es más costoso, este tipo de losas se utiliza para una mejor distribución de carga y aumentar la rigidez de la estructura.

Las losas aligeradas, reducen notablemente el peso, en comparación de otros tipos de losas.

La losa se compone tres elementos principales:

- Vigueta pretensada, son fabricadas por firmas comerciales reconocidas y garantizadas.
- Material de relleno o bovedilla, n este diseño se usará aligerante de poliestireno (plastoformo).
- El espesor de la capa de compresión de hormigón, que tiene por función distribuir las cargas de la losa hacia las viguetas y estos a la viga de hormigón armado. El espesor de la losa debe cumplir con:

$$h_f \geq \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ 1/12 \text{ de la distancia libre entre nervios} \end{cases}$$

Se calcula el momento flector máximo de las viguetas y se verifica que sea menor o igual al momento admisible que nos provee el fabricante.

2.7.3 Estructura de sustentación de la edificación

La estructura de sustentación de la edificación es una estructura porticada de hormigón armado, la cual se diseñará de acuerdo a la Norma Boliviana del Hormigón Estructural (NB 1225001).

2.7.3.1 Consideraciones para el diseño de los elementos de hormigón armado

La resistencia a la compresión del hormigón ($f'c$) es usualmente obtenida de cilindros con la relación altura/diámetro igual a dos. Es la característica mecánica más importante del hormigón, se determina mediante el ensayo a compresión a los 28 días. Los resultados siguen

una curva de distribución de frecuencias (curva de Gauss), este es un valor con un 95% de probabilidad que ocurra.

a) Módulo estático de elasticidad

El concreto no tiene un módulo de elasticidad bien definido. Su valor varía con las diferentes resistencias del concreto, con la edad de éste, con el tipo de carga, las características y proporciones del cemento y los agregados.

En la sección 19.2.2 de la NB 1225001, permite calcular el módulo de elasticidad (Ec), para hormigón de peso normal.

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_c'} \qquad \text{en (MPa)}$$

b) Resistencia nominal

Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de la norma NB 1225001, antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia.

La resistencia nominal se calcula utilizando los valores nominales especificados de las resistencias de los materiales y de las dimensiones. El subíndice "n" se emplea para referirse a las resistencias nominales, por ejemplo, resistencia nominal a carga axial P_n, resistencia nominal a momento M_n y resistencia nominal a cortante V_n.

c) Resistencia de diseño

La resistencia de diseño es la capacidad estructural efectiva de un elemento (como una viga, columna, losa, etc.) para resistir cargas, considerando factores de seguridad. Es un valor ajustado de la resistencia nominal que toma en cuenta las incertidumbres del diseño, materiales y construcción.

La resistencia de diseño es igual a la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia $\emptyset$.

Tabla 2.5 Factores de reducción de resistencia ø

Acción o elementos estructural		ø
a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.9
b)	cortante	0.75
c)	Torsión	0.75
d)	Aplastamiento	0.65
e)	Zonas de anclaje de pos-tesado	0.85
f)	Cartelas y ménsulas	0.75
g)	Bielas, tirantes, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método biela-tirante	0.75
h)	Componentes de conexión de elementos prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción.	0.9
i)	Elementos de hormigón simple	0.6
j)	Anclaje en elementos de hormigón	0.45 a 0.75

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB 1225001.

Para secciones en transición el código ACI específica para ϕ una transición lineal desde 0.9 hasta 0.65 o 0.75. En la figura de abajo se puede apreciar gráficamente la variación del factor ϕ tomando en cuenta el tipo de refuerzo transversal que tiene el elemento.

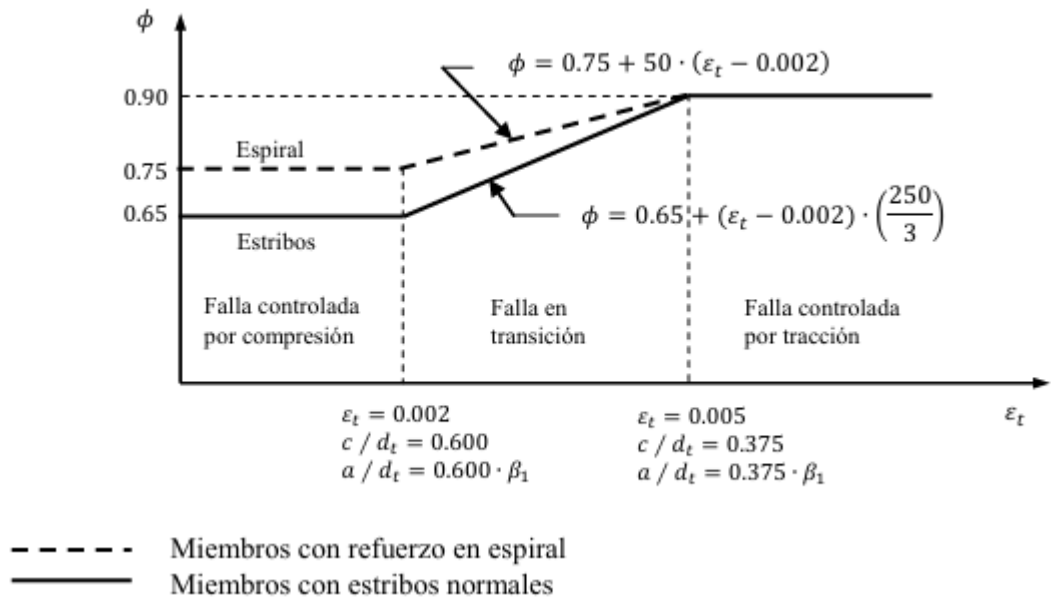


Figura 2-2 Variación del factor de reducción de la resistencia ∅

Fuente: Diseño de estructuras de hormigón armado (Carlos Roberto Córdova Alvestegui)

d) Resistencia requerida

Resistencia que un elemento estructural debe tener para resistir las cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internas.

Se utiliza el subíndice "u" para denominar las resistencias requeridas o resistencia ultima, por ejemplo, resistencia requerida a carga axial P_u, resistencia requerida a momento M_u y resistencia requerida a cortante V_u, calculadas a partir de la cargas y fuerzas mayoradas aplicadas.

El requisito básico para el diseño por resistencia puede expresarse de la siguiente manera:

Resistencia de diseño ≥ Resistencia requerida

$$\emptyset P_n \geq P_u$$

$$\emptyset M_n \geq M_u$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset T_n \geq T_u$$

e) Resistencia especificada ala fluencia del acero

Resistencia a la fluencia mínima especificada, o punto de fluencia de la armadura. La resistencia a la fluencia o el punto de fluencia deben determinarse en tracción, de acuerdo con las normas ASTM aplicables.

Principalmente los aceros resistentes a la fluencia se refieren al límite elástico del acero que es la cantidad de tensión que debe soportar una pieza de este material para conseguir una deformación plástica.

2.7.3.2 Combinación de cargas

La resistencia requerida U debe ser por los menos igual al efecto de las cargas mayoradas de las siguientes combinaciones

$$U = 1.4\ (D+F)$$
$$U = 1.2\ (D+F+T) + 1.6(L+H) + 0.5(Lr\ o\ S\ o\ R)$$
$$U = 1.2\ D + 1.6(Lr\ o\ S\ o\ R) + (1.0L\ o\ 0.80W)$$
$$U = 1.2\ D + 1.0W + 1.0L + 0.5(Lr\ o\ S\ o\ R)$$
$$U = 1.2\ D + 1.0W + 1.0L + 0.2S$$

Donde:

U = resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas.

D = cargas muertas

F = cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.

T = efectos acumulados de variación de temperatura, fluencia lenta, retracción, asentamiento diferencial, y retracción del hormigón de retracción compensada.

L = cargas vivas.

Lr = cargas vivas de cubierta.

H = cargas debidas al peso y empuje del suelo, u otros materiales.

S = cargas por nieve.

R = cargas por lluvia.

W = cargas por viento.

2.7.3.3 Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales compuestos por una combinación de concreto y acero de refuerzo, por lo general están solicitados principalmente a flexión, corte y en algunos casos a torsión. Su función principal es resistir cargas y distribuir esfuerzos en una estructura, brindando soporte a losas, techo y otros componentes constructivos.

Las vigas pueden clasificarse según distintos criterios o por su forma de apoyo. Como vigas simplemente apoyadas, el voladizo y continuas, dependiendo de su diseño y función. Son versátiles en diferentes tipos de construcción.

Las vigas se dimensionan generalmente considerando la luz libre entre apoyos una forma práctica son las siguientes expresiones.

$$\frac{L}{10}; \quad \frac{L}{12}$$

Donde:

L = Es la luz libre de a viga entre apoyos

La norma nos recomienda unas alturas mínimas de vigas no pretensadas según la condición de apoyo.

Tabla 2.6 Alturas mínimas de vigas no pretensadas

Condiciones de apoyo	**H mínimo**
Simplemente apoyadas	L/16
Un extremo continuo	L/18.5
Ambos extremos continuos	L/21
En voladizo	L/8

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB 1225001

La tabla anterior es aplicable para hormigón de peso normal y $f_y = 420$ MPa

Para otros casos el "h" mínimo debe modificarse. Cuando f_y es distinto de 420 MPa, debe multiplicarse por:

$$\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$$

Donde:

f_y = tensión de fluencia del acero

2.7.3.4 Diseño a flexión

Una sección rectangular es toda sección cuya área sometida a compresión es un rectángulo. Una sección de viga simplemente armada es aquella que posee acero de refuerzo únicamente en la zona donde se evidencian tracciones por flexión.

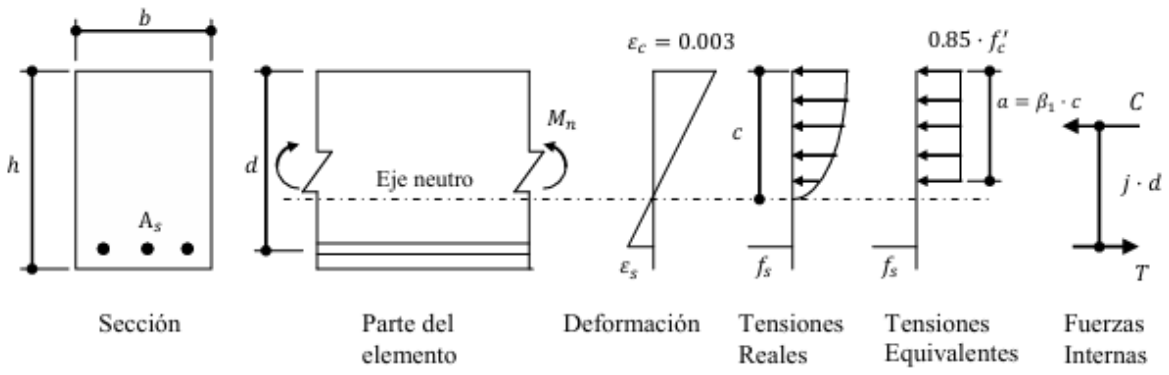


Figura 2-3 Diagrama de deformaciones y equilibrio de fuerzas en vigas.

Fuente: Diseño de estructuras de hormigón armado (Carlos Roberto Córdova Alvestegui)

Para $f_c^{'}$, entre 17 MPa y 30 MPa, el factor β_1 se debe tomar como 0,85. Para resistencias superiores a 30 MPa, β se debe disminuir en forma lineal a razón de 0,008 por cada MPa de aumento sobre 30 MPa, sin embargo, β no debe ser menor de 0,65.

Tabla 2.7 Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón

$f_c^{'}$	β
$17\ \text{MPa} \leq f_c^{'} \leq 30\ \text{MPa}$	0.85
$30\ \text{MPa} < f_c^{'} < 60\ \text{MPa}$	$0.85 - 0.05\left(\frac{f_c^{'} - 28}{7}\right)$
$f_c^{'} \geq 55\ \text{MPa}$	0.65

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB 1225001

- Fuerza del hormigón en compresión:

$$C = 0.85 \cdot f_c^{'} \cdot a \cdot b$$

- Fuerza del refuerzo en tracción del acero:

$$T = A_s \cdot f_y$$

- La cuantía necesaria:

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f_c^{'}}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\emptyset \cdot 0.85 \cdot f_c^{'} \cdot b \cdot d^2}}\right)$$

Donde:

$\rho =$ cuantía necesaria del refuerzo

f'_c= Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

f_y= Resistencia especificada a la fluencia del acero

$M_u =$ Momento mayorado en la sección

$\emptyset =$ Factor de reducción de resistencia

b = Ancho del alma

d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el baricentro de las armaduras longitudinales en tracción.

_ El área de acero necesario:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

Se debe colocar un área mínima de refuerzo para flexión $A_{s(\min)}$ en toda sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción.

_ El área de acero mínima debe ser el mayor entre:

$$A_{s(min)} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s(min)} = \frac{1.4}{f_y} \cdot b \cdot d$$

_ El espaciamiento mínimo entre barras, debe ser el mayor de:

$$S_{min} = \begin{cases} 2.5\ cm \\ d_b \\ \frac{4}{3} \cdot d_{agg} \end{cases}$$

$d_b =$ diámetro del refuerzo longitudinal

$d_{agg} =$ tamaño nominal máximo del agregado grueso

_ El espaciamiento máximo entre barras, debe ser el menor de:

$$S_{max} = \begin{cases} 380 \cdot \frac{280}{f_s} - 2.5\ c_c \\ \frac{280}{f_s} \end{cases}$$

$c_c =$ recubrimiento lateral

$f_s =$ esfuerzo en el acero $f_s = (2/3) \cdot f_y$

2.7.3.5 Diseño a cortante

Aunque las vigas generalmente están diseñadas para resistir momentos flectores. También están sometidas a esfuerzos corte, especialmente cerca de los apoyos. Si el cortante no se controla, puede provocar fallas frágiles y repentinas**.** (por ejemplo, grietas diagonales o rotura del alma).

El hormigón y las armaduras transversales en conjunto resisten el esfuerzo cortante. En virtud a todos los efectos favorables el hormigón solo puede resistir el esfuerzo cortante sin necesidad de armadura. pero sin embargo se debe colocar armadura mínima.

La fisura inclinada más cercana al apoyo de la viga se extiende hacia arriba desde la cara del apoyo de la columna y alcanza la zona de compresión a una distancia de aproximadamente "d" medida desde la cara del apoyo.

$$V_u \leq \emptyset \cdot V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\mathrm{V_u} = \emptyset \cdot (\mathrm{V_c} + \mathrm{V_s})$$

Donde:

$V_u =$ cortante ultimo de diseño.

$V_c =$ Resistencia a cortante del hormigón

$V_s =$ Resistencia a cortante del acero transversal

$\emptyset = 0.75$ factor de reducción de resistencia para elementos sometidos a esfuerzos de corte.

Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con la siguiente ecuación.

$$V_u \leq \emptyset \cdot \left(V_c + 0.06 \cdot \sqrt{f_c' \cdot b \cdot d} \right)$$

Para elementos no pretensados $\mathrm{V_c}$ debe calcularse por medio de:

$$V_c = \frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c'}}{6} \cdot b \cdot d$$

A menos que se realice un cálculo más detallado se calcula a partir de la siguiente tabla.

Tabla 2.8 Ecuaciones para el cálculo de la resistencia a cortante del hormigón V_c.

$V_c \leq$	$\left(\frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c'}}{6} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u}\right) \cdot b \cdot d$	a)
	$\left(\frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c'}}{6} + 17 \cdot \rho_w\right) \cdot b \cdot d$	b)
	$0.29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$	c)

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB. 1225001.

$si\ V_u < \emptyset \cdot V_c$ la pieza resiste, necesita refuerzo mínimo

_ La resistencia cortante V_S para el acero transversal, se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c$$

$V_s =$ acero necesario para resistir el corte

$$V_s = \frac{(V_u - \emptyset \cdot V_c) \cdot s}{\emptyset \cdot f_{yt} \cdot d}$$

_ Armadura mínima:

$$\frac{A_{v.min}}{s} = \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b}{16 \cdot f_{yt}}$$

$$\frac{A_{v.min}}{s} = 35 \cdot \frac{b}{f_{yt}}$$

La separación máxima entre estribos, debe ser menor a:

$$\frac{d}{2}\ \ o\ \ 600\,mm$$

Siempre que:

$$V_s \leq \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d}{3}$$

En caso de ser mayor V_s, se considera como separación máxima.

$$\frac{d}{4}\ \ o\ \ 300\,mm$$

2.7.3.6 Diseño de columnas

Las columnas son aquellos elementos verticales que soportan fuerzas de compresión y flexión, encargados de transmitir todas las cargas de la estructura a la cimentación; es decir, son uno de los elementos más importantes para el soporte de la estructura, por lo que su construcción requiere especial cuidado.

Las columnas son diseñadas con una sección y refuerzo según los esfuerzos que debe resistir, generalmente repartiendo el esfuerzo longitudinal simétricamente en la cara de la sección, para no causar excentricidades en el elemento. Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos.

Las barras longitudinales constituyen la armadura longitudinal y están cargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados. Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas y contribuir a resistir esfuerzos cortantes.

Para el prediseño de columnas, Antonio Blanco Blasco propone la siguiente ecuación.

$$Area\ de\ columna = \frac{P(servicio)}{n \cdot f_c^{´}}$$

Donde:

n = 0.45 para columnas centrales

n = 0.35 para columnas esquineras

Diseño de columnas

La normativa que rige el diseño estructural de los miembros que conforman una estructura de concreto reforzado, está conformada por la Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB 1225001.

2.7.3.6.1 Acero de refuerzo longitudinal

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 columnas de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras.

Las armaduras no deben estar separados a más de 30 cm.

Dependiendo de la excentricidad de la carga algunas barras estarán en compresión y otras en tracción. La armadura mínima debe ser el 1% y la máxima el 8%.

2.7.3.6.2 Acero de refuerzo transversal

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, ya que los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón.

La separación "s" entre los estribos debe ser menor a:

$$s \leq \begin{cases} 12 \cdot d_b \\ 36 \cdot d_{bt} \\ menor\ dimension\ de\ la\ seccion \end{cases}$$

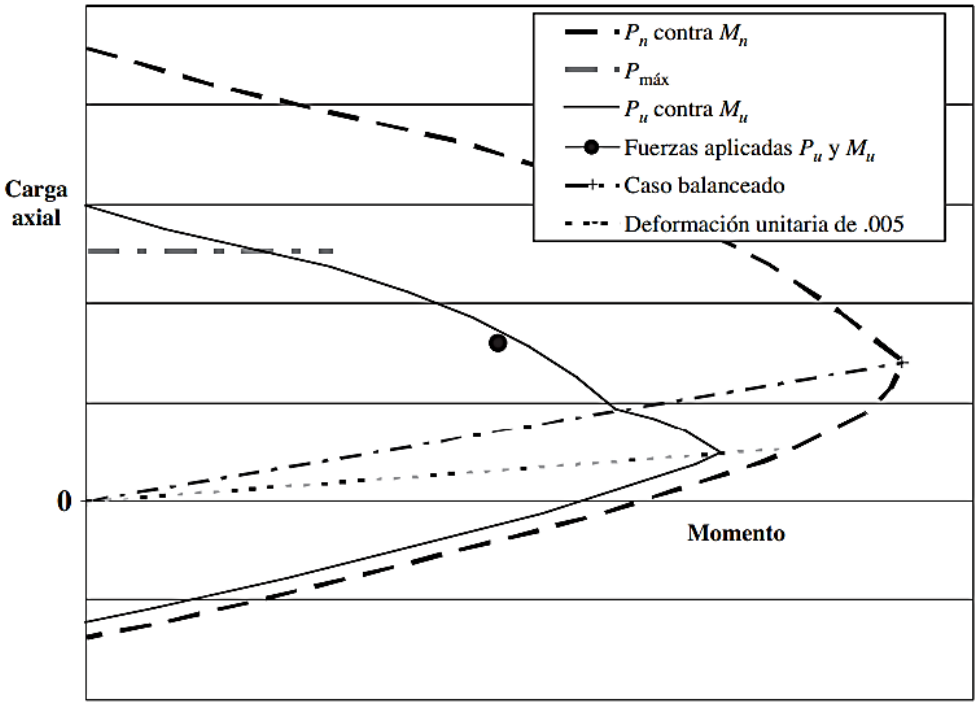
2.7.3.6.3 Diagrama de iteración

El diagrama de interacción de columnas es una representación gráfica que muestra la capacidad resistente de una columna en función de la carga axial y el momento flector que actúan sobre ella. Este diagrama se utiliza para analizar el comportamiento de una columna ante cargas combinadas de compresión axial y momento flector.

En el diagrama de interacción, el eje vertical representa la carga axial y el eje horizontal representa el momento flector. La curva que se traza en el diagrama indica los valores límite de la carga y el momento que la columna puede soportar sin que se produzca un fallo.

El uso del diagrama de interacción de columnas es común en el diseño estructural de edificios y otras estructuras, ya que permite determinar la capacidad resistente de la columna ante diferentes combinaciones de carga axial y momento flector, lo que permite seleccionar la sección transversal y la armadura adecuadas para garantizar la seguridad y la estabilidad de la estructura.

Figura 2-4 Diagrama de iteración de una sección de columna de hormigón armado



Nota: En la figura se presenta el diagrama de interacción para una columna, la cual es diferente para distintas secciones y porcentajes de acero. Fuente: Jack C. McCormac – Russel H. Brown, Diseño de concreto reforzado.

2.7.3.6.4 Procedimiento para elaborar el diagrama de iteración

Para la construcción del diagrama de interacción, se asume una serie de deformaciones con las cuales se calculan diferentes puntos cuyos valores corresponden a combinaciones de *P* y *M*. Cuando se han calculado suficientes puntos se procede a dibujar el diagrama de interacción.

Para una distribución particular de deformaciones como la que se muestra en la siguiente figura, se procede a calcular las tensiones y luego las fuerzas resultantes de las tensiones. Una vez que se tienen todas las fuerzas se efectúa el equilibrio de la sección transversal para lo cual se realiza la sumatoria de las fuerzas horizontales y se halla P_n; para luego proceder con la sumatoria de los momentos flectores alrededor del centro de gravedad de la sección transversal para hallar M_n. Los valores de P_n y M_n representan un punto en el diagrama de interacción.

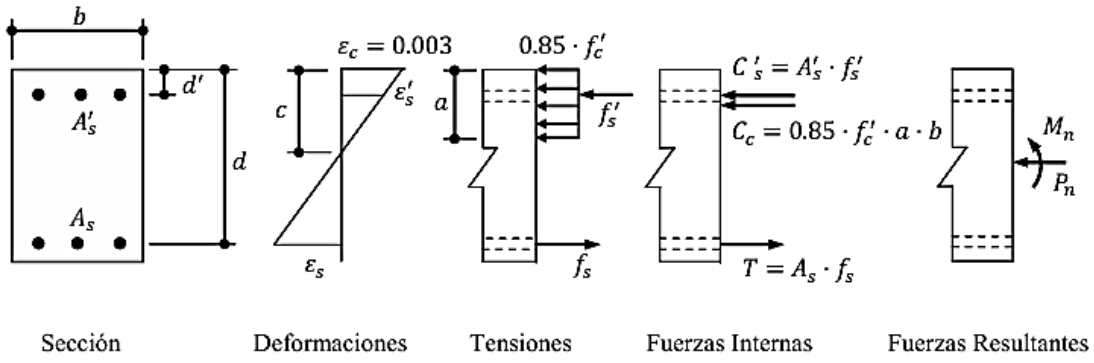


Figura 2-5 Diagrama de deformaciones y equilibrio de fuerzas columnas.

Fuente: Jack C. McCormac – Russel H. Brown, Diseño de concreto reforzado.

Si la deformación neta en el acero más alejado de la cara de compresión ε_t esta en compresión, entonces su valor es tomado como positivo, pero si está en tracción su valor es tomado como negativo.

2.7.3.6.5 Diseño a cortante

Se debe utilizar estribos para encerrar todas las barras longitudinales en compresión y estos a su vez sirven como refuerzo para corte.

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u = \emptyset \cdot (V_c + V_s) \rightarrow \emptyset = 0.75$$

Para elementos sometidos a compresión axial, V_c debe calcularse por medio de:

$$V_c = \frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c'}}{6} + \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right) b \cdot d$$

si $V_u < \emptyset \cdot V_c$, Pieza resiste, necesita refuerzo mínimo.

La resistencia cortante V_s para el acero transversal, se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c$$

$$A_v = N_{ramas} \cdot A_b$$

Donde:

A_b = área de la barra a utilizar

El área mínima para refuerzo para cortante en columnas, debe considerarse el mayor de:

$$A_{v,min} = \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b \cdot s}{16 \cdot f_{yt}}$$

$$A_{v,min} = 0.34 \cdot \frac{b \cdot s}{f_{yt}}$$

La separación máxima entre estribos, debe ser menor a:

$$s \leq \begin{cases} 12 \cdot d_b \\ 36 \cdot d_{bt} \\ menor\ dimension\ de\ la\ seccion \end{cases}$$

2.7.4 Estructura complementaria

Se puede definir el sistema de escaleras de una edificación como parte integral de la estructura que se encarga de conectar un punto con otro dentro de la misma estructura a diferentes cotas de nivel.

En el diseño de escaleras se puede trabajar en forma recta o inclinada, ya que ambos casos dan el mismo resultado, pero se debe tener cuidado al proyectar las cargas, este tipo de escalera por lo general se diseña como losa en una dirección con armadura superior, armadura inferior y armadura por retracción y temperatura.

2.7.4.1 Procedimiento de calculo

Para dimensionar una escalera se debe considerar factores como la luz de la escalera, altura de entrepiso, número de peldaños, cada peldaño está compuesto por huella y contrahuella, lo respectivo debe seguir normas de funcionalidad definidas por el arquitecto.

Al tratarse de una escalera autoportante, éstas son estructuras independientes que no requiere soportes laterales ni fijación a la pared. Entonces, se las idealiza como un pórtico, y se calcula en dos estados, empotrado – empotrado y apoyado – apoyado, para poder determinar las solicitaciones mayores negativas y positivas.

- Cálculo de la armadura necesaria

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f_c^{'}}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\emptyset \cdot 0.85 \cdot f_c^{'} \cdot b \cdot d^2}}\right)$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

- Armadura mínima

Debe colocarse un área mínima de armadura a flexión de acuerdo con la siguiente tabla.

Tabla 2.9 Armadura mínima para losas en una dirección.

Tipo de armadura	$f_y, (MPa)$	$A_{s,min}$
Barras corrugadas	< 420	$0.002 \cdot A_g$
Barras corrugadas o armadura de alambre electrosoldado	≥ 420	$\frac{0.0018 \cdot 420}{f_y} \cdot A_g$
		$0.0014 \cdot A_g$

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB 1225001

El espaciamiento de la armadura no debe ser mayor a 300 mm

- Revisión por cortante

Se debe verificar que:

$$\emptyset \cdot V_c > V_u$$

Si se cumple, no se requiere refuerzo por cortante (estribos).

2.7.5 Fundaciones

La cimentación es la parte de la estructura que permite la transmisión de las cargas que actúan, hacia el suelo que se apoya. su función es distribuir las cargas de la estructura, dispersándolas en el suelo adyacente, de modo que éste y los materiales que los sostienen tengan suficiente fuerza y rigidez para soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas.

2.7.5.1 Consideraciones para el predimensionamiento de zapatas

- El área de zapata en planta debe determinarse a partir de fuerzas y momentos no mayorados (cargas en estado de servicio).

$$A = \sqrt{\frac{P_s}{Q_{adm}}}$$

- La altura de la zapata se define mediante los esfuerzos cortante y punzonamiento.
- El recubrimiento mínimo para el refuerzo, cuando el hormigón es fundido en obra en contacto con el terreno y queda permanentemente expuesto a él, es de 5 cm.
- El espesor efectivo de la zapata, por encima del refuerzo inferior no puede ser menor de 150 mm

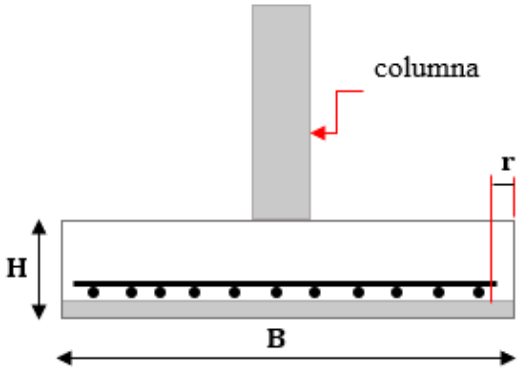


Figura 2-6 Geometría de la zapata aislada.

Fuente: Elaboración propia.

2.7.5.2 Diseño a flexión

Se calcula el área necesaria para un momento mayorado (Mu)

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f_c^{'}}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\emptyset \cdot 0.85 \cdot f_c^{'} \cdot b \cdot d^2}}\right)$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

Definida el área necesaria por metro lineal, se procede a calcular el espaciamiento del refuerzo, iterando el número de la varilla a utilizar, por medio de la siguiente ecuación:

$$s = \frac{B - 2 \cdot r}{N_{barras} - 1}$$

Donde:

S = separación entre varillas.

$r =$ recubrimiento de la varilla de acero

$N_{barras} =$ numero de barras de acero

Conocida la separación teórica de las armaduras, esta debe ser comparada con las separaciones máximas definidas por la norma.

2.7.5.3 Comprobación a corte

El esfuerzo de corte se evalúa a una distancia *d* desde la cara de la columna, donde *d* es la altura útil de la zapata. Esta distancia permite analizar la sección donde el estado tensional es estable y representativo, evitando la zona inmediata al apoyo donde ocurren

concentraciones de carga. De esta manera se determina el corte efectivo que debe resistir el concreto sin refuerzo adicional.

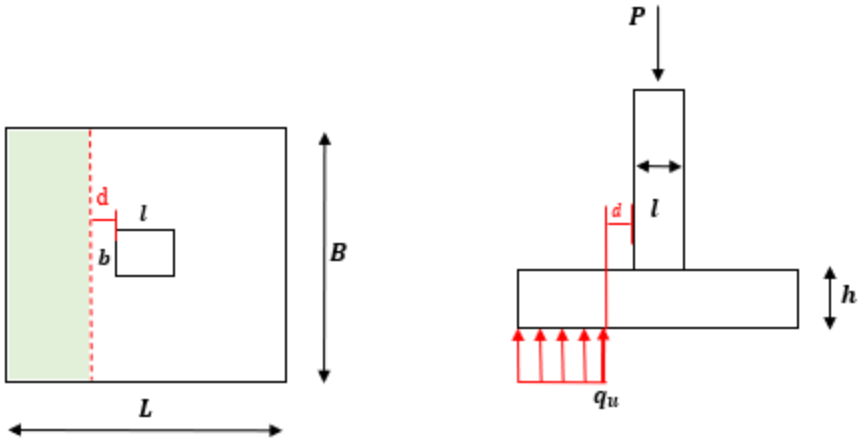


Figura 2-7 Sección critica al cortante

Fuente: Elaboración propia.

2.7.5.4 Comprobación a corte en dos direcciones (punzonamiento)

El esfuerzo de punzonamiento se evalúa sobre un perímetro crítico ubicado a una distancia media de d/2 desde las caras de la columna, donde *d* es el peralte efectivo de la zapata o losa. Este tipo de cortante bidireccional debe ser resistido por una sección de altura *d*, cuyo perímetro crítico b_o rodea total o parcialmente la columna, carga concentrada o zona de reacción.

La comprobación garantiza que la capacidad del concreto frente al punzonamiento sea suficiente para evitar fallas frágiles y localizadas alrededor del apoyo.

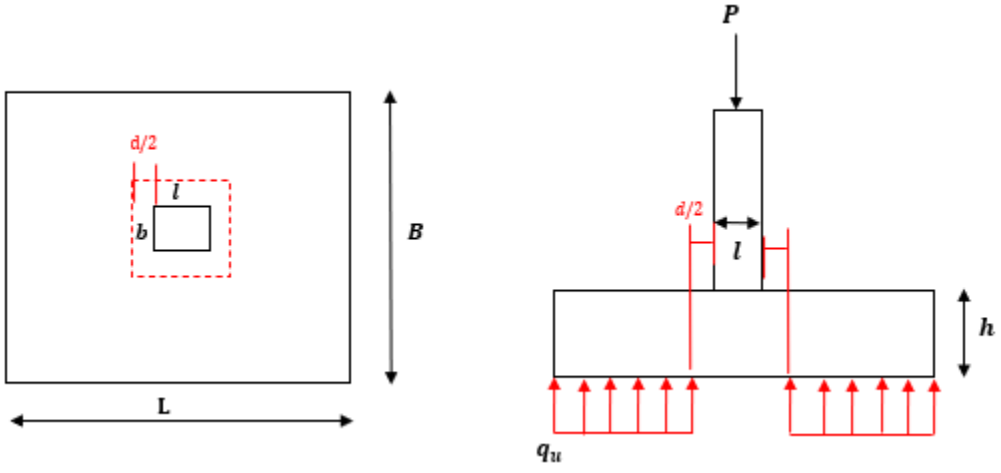


Figura 2-8 Sección critica al punzonamiento

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2.10 Calculo de V_c para cortante en dos direcciones

V_c		
$V_c \leq$	$\frac{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}}{3} \cdot b_o \cdot d$	a)
	$\frac{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}}{6} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) b_o \cdot d$	b)
	$\frac{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}}{12} \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) b_o \cdot d$	c)

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB 1225001.

$\beta =$ es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna

$\alpha_s = 40$ para columnas interiores

$\alpha_s = 30$ para columnas de borde

$\alpha_s = 20$ para columnas en esquina

2.7.5.5 Verificación si requiere patillas

La longitud de desarrollo se mide desde la cara de la columna y se puede determinar de acuerdo a la Tabla 25.4.2.2 de NB 1225001.

- Si el valor de X > Ld las barras de la zapata no necesita ganchos
- Si el valor de X < Ld las barras de la zapata necesitan ganchos.

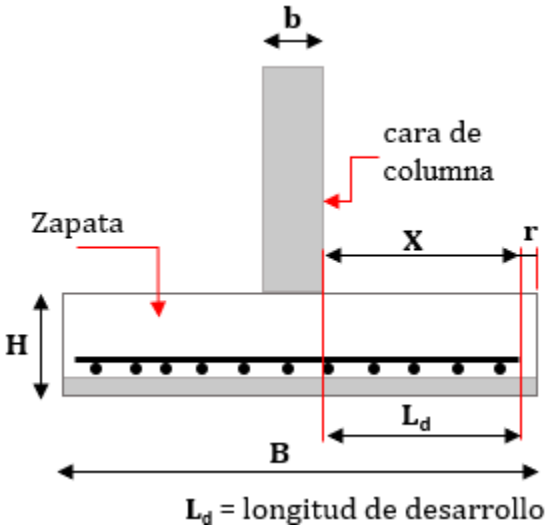


Figura 2-9 Longitud de desarrollo de la zapata.

Fuente: Elaboración propia.

$$X = \left(\frac{B-b}{2}\right) \cdot r_{geo}$$

Longitud de desarrollo de barras corrugada a tracción:

$$L_d = \left(\frac{12 \cdot f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{25 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c^{'}}}\right) \cdot d_b$$

$l_d =$ longitud de desarrollo (mm).

d_b= diámetro de la barra (mm).

$\psi_t =$ factor por localización de la barra.

$\psi_e =$ factor por protección epoxica.

$\lambda =$ factor por el uso del hormigón ligero.

2.8 Estrategia para la ejecución del proyecto

2.8.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas son documentos contractuales de vital importancia en un proyecto de construcción, ya que definen las normas, exigencias y procedimientos que se aplicarán en todos los trabajos. Estas especificaciones establecen los estándares de calidad, los métodos de ejecución y los ensayos necesarios para verificar que los trabajos cumplen con los requisitos establecidos.

Asimismo, las especificaciones técnicas son los documentos que determinan las obligaciones de la administración del proyecto durante la construcción, complementando las condiciones generales que el residente de obra debe supervisar y controlar.

Con el objetivo de regular la ejecución de la obra, el pliego de especificaciones debe consignar de manera expresa:

- Las características de los materiales a emplearse.
- Los ensayos y pruebas necesarias para verificar la calidad de los materiales y de la ejecución.
- El proceso de ejecución previsto para cada etapa del proyecto.
- Las normas para la elaboración de las distintas partes de la construcción y las instalaciones requeridas.
- Las precauciones que deben adoptarse durante el desarrollo de los trabajos.
- Los niveles de control exigidos tanto para los materiales como para la ejecución del proyecto

- Las normas y pruebas previstas para las recepciones y aprobaciones finales de la construcción.

De esta manera, las especificaciones técnicas garantizan que el proyecto se ejecute de acuerdo con los criterios de calidad, seguridad y eficiencia establecidos, constituyendo una guía esencial para la correcta realización del proyecto

2.8.2 Cómputos métricos

Los cómputos métricos consisten en la medición de longitudes, áreas y volúmenes de los elementos de una obra, utilizando fórmulas geométricas y procedimientos aritméticos sencillos.

Constituyen una herramienta fundamental en la construcción, ya que permiten estimar la cantidad de materiales y recursos necesarios para ejecutar un proyecto de edificación.

Estos cómputos incluyen la medición detallada de las cantidades de materiales requeridos para cada parte del proyecto, siendo esenciales para la planificación, control y elaboración del presupuesto. Para su correcta ejecución, el trabajo se divide por etapas, cada una correspondiendo a un rubro del presupuesto, clasificando las diferentes partidas de manera que se facilite tanto la formación del presupuesto como la utilización del documento como contrato y registro indicativo de los trabajos ejecutados.

A través del cómputo métrico se miden todos los subsistemas constructivos que integran el sistema global de la obra, con el objetivo de:

- Establecer el costo total de la obra, así como el costo de cada uno de sus subsistemas.
- Determinar la cantidad de materiales necesarios para la ejecución de cada componente.
- Seleccionar la opción constructiva más conveniente, optimizando recursos y costos.

Para obtener resultados precisos, es fundamental estudiar la documentación disponible, respetar los planos, ajustarse a las normas vigentes y realizar mediciones con exactitud, garantizando así la confiabilidad del presupuesto y la eficiencia en la planificación de la obra.

2.8.3 Precios unitarios

El precio Unitario puede definirse como el importe de la remuneración o pago total, que debe cubrirse al contratista por unidad de obra de cada uno de los conceptos de trabajo que realice. Por su parte, la unidad de obra se entiende como la unidad de medición especificada en las normas y especificaciones técnicas, utilizada como base para cuantificar cada concepto de

trabajo, con fines de medición y pago. Cada concepto de obra o concepto de trabajo se define como el conjunto de operaciones y materiales que, de acuerdo con las especificaciones respectivas, conforman una de las partes de la obra en que se divide convencionalmente para efectos de medición y pago.

El precio unitario se determina mediante la sumatoria de los siguientes rubros:

- Costo de materiales.
- Costo de mano de obra.
- Desgaste de herramientas o reposición de equipos.
- Gastos generales.
- Utilidad.

2.8.4 Presupuesto

Un presupuesto constituye la estimación del costo total de una obra o proyecto, compuesto por una serie de partidas y subpartidas que incluyen todos los conceptos necesarios para la ejecución del proyecto.

En otras palabras, el presupuesto refleja el valor total estimado que tendrá la edificación una vez concluida. La precisión del mismo depende, en gran medida, del desglose detallado de los elementos que conforman la obra. Cada elemento se encuentra condicionado por una serie de factores; algunos de ellos son conocidos o de fácil evaluación, mientras que otros requieren estimación o criterio técnico por parte del calculista.

2.8.5 Planeamiento y cronograma

Un proyecto se define como un conjunto de actividades interrelacionadas, las cuales deben ejecutarse en un orden determinado para que la obra pueda completarse de manera eficiente. Estas actividades guardan una secuencia lógica, de modo que algunas no pueden iniciarse hasta que otras hayan sido finalizadas.

La presentación del cronograma se realizará mediante un diagrama de Gantt, que constituye una representación gráfica de la programación de las actividades. En este diagrama, cada actividad se muestra como una barra sujeta a un eje de tiempo, permitiendo identificar cuáles se desarrollan en paralelo y cuáles de manera secuencial. Esta representación facilita la comprensión del plan de trabajo por parte de los responsables de la ejecución.

Un cronograma de obra civil es, por tanto, un gráfico en el que se establecen las actividades a realizar durante la ejecución de la obra, definiendo fechas de inicio y finalización para cada

tarea. Su elaboración tiene como objetivo asegurar un proceso ordenado, evitando retrasos y garantizando que los trabajos se completen dentro del tiempo presupuestado.

Entre los programas más utilizados para la elaboración de cronogramas en obras civiles se encuentran Microsoft Project y Excel, los cuales permiten organizar, visualizar y controlar eficientemente las actividades planificadas.

CAPÍTULO III

III. INGENIERÍA DEL PROYECTO

El presente capítulo desarrolla el análisis de la topografía, el estudio de suelos y cálculos de los elementos más solicitados, necesarios para el dimensionamiento estructural del proyecto.

3.1 Análisis de la topografía

Mediante el levantamiento topográfico se verificó que el terreno destinado al emplazamiento del proyecto se encuentra comprendido entre las elevaciones definido por las curvas de nivel 2029.50 m.s.n.m. y 2030.75 m.s.n.m. En un tramo de 38 m de longitud se registra un pendiente promedio del 3.3%, condición que requiere la ejecución de trabajos de nivelación y conformación del terreno con el fin de garantizar un replanteo geométrico preciso para la posterior etapa constructiva. Se constató además que la superficie del terreno se encuentra expedita de arbustos, maleza o cobertura vegetal significativa, lo que facilita las labores de limpieza. Dichas actividades de nivelación serán ejecutadas por el Gobierno Autónomo Municipal correspondiente.

El levantamiento topográfico fue desarrollado mediante el uso de una estación total de precisión, equipo proporcionado por la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, asegurando confiabilidad en los datos obtenidos.

Los planos resultantes del levantamiento topográfico se incluyen en los anexos del presente documento (ver anexo A.9: levantamiento topográfico).

3.2 Análisis del estudio de suelos

El estudio de suelos fue realizado en el terreno donde se emplazará el proyecto. el cual se realizó en dos pozos a cielo abierto, a profundidad de dos metros y el otro a tres metros, para realizar el ensayo SPT y extracción de las muestras de cada poso.

En base a los resultados obtenidos, hasta la profundidad estudiada está compuesto por arenas limosas, arenas limosas-gravosas.

Tabla 3.1 Resumen de estudio de suelos.

SONDEO	PROFUNDIDAD		N° Golpes	Capacidad de Carga Portante	Capacidad de Carga Portante	Capacidad de Carga Portante	Capacidad de Carga Portante	Valor Recomendado (kg/cm2)
	m		NSPT	Base Zapata (1x1) m	Base Zapata (1.5x1.5) m	Base Zapata (2.0x2.0) m	Base Zapata (2.5x2.5) m	
S-01	0.0	2.0	34	1.77	1.87	1.97	2.07	**2**
S-02	0.0	3.0	35	2.66	2.77	2.87	2.98	

Nota: Resultados de estudio de suelos realizado por la empresa CEPAS S.R.L.

Los resultados del estudio de suelos se encuentran en los anexos. (ver anexo A.1. estudio de suelos). Asimismo, se adjunta la carta de respaldo institucional que certifica y valida el emplazamiento definitivo del proyecto.

3.2.1 Verificación del estudio de suelos.

Pozo N°1.

Los datos obtenidos del estudio de suelos realizado en campo son:

Numero de golpes (SPT) en campo = 34

Tabla 3.2 Variación de $n_H, n_B, n_S \; y \; n_R$.

1. Variación de η_H

País	Tipo de martinete	Liberación del martinete	η_H (%)
Japón	Toroide	Caída libre	78
	Toroide	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	De seguridad	Cuerda y polea	60
	Toroide	Cuerda y polea	45
Argentina	Toroide	Cuerda y polea	45
China	Toroide	Caída libre	60
	Toroide	Cuerda y polea	50

2. Variación de η_B

Diámetro, mm	η_B
60-120	1
150	1.05
200	1.15

3. Variación de η_S

Variable	η_S
Muestreador estándar	1.0
Con recubrimiento para arena y arcilla densas	0.8
Con recubrimiento para arena suelta	0.9

4. Variación de η_R

Longitud de la barra, m	η_R
> 10	1.0
6-10	0.95
4-6	0.85
0-4	0.75

Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (Braja M. Das Séptima Edición)

Donde:

N_{60} = número de penetración estándar, corregido por las condiciones en el campo

N = número de penetración medido

η_H = eficiencia del martinete (%) = 45

η_B = corrección por el diámetro de la perforación = 1

η_S = corrección del muestreador = 1

η_R = corrección por longitud de la barra = 0.75

$$N_{60} = \frac{N \cdot \eta_H \cdot \eta_B \cdot \eta_S \cdot \eta_R}{60} = \frac{34 \cdot 45 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.75}{60} = 19$$

Para realizar la verificación de la capacidad de carga última del suelo es necesario definir los siguientes parámetros:

a) Angulo de fricción.

$\phi = 27.1 + 0.3 \cdot N_{60} - 0.00054 \cdot (N_{60})^2 = 32.61$ Wolff (1989)

$\phi = 53.881 - 27.6034 \cdot e^{-0.0147 \cdot N_{60}} = 33.00$ Terzaghi et al. (1996)

$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{60}} + 20 = 39.49$ Hatanaka y Uchida. (1996)

En base a las tres ecuaciones anteriores, que tienen una correlación con el número de golpes de SPT corregido. el ángulo de fricción estimado será:

Angulo de fricción del suelo: **(ϕ) = 32.61°**

A partir del ángulo de fricción del suelo se puede calcular los siguientes factores:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \left(\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)\right)^2 = 24.91$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \frac{1}{\tan(\phi)} = 37.37$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi) = 33.15$$

b) Cohesión.

En caso de un suelo granular en escenario más crítico se da bajo una condición drenada, por lo cual el valor de la cohesión será igual a cero: c = 0.

c) Peso unitario del suelo y esfuerzo vertical del suelo:

Para el peso unitario de suelo se utilizará las ecuaciones propuestas por Md Manzur Rahman (2017) y Bowles (1997):

$$\gamma = 16 + 0.1 \cdot N_{60} = 17.9\ kN/m^3$$

El estudio de suelos fue realizado a una profundidad de: Df = 2,00 m. el esfuerzo vertical del suelo.

$$q = \gamma \cdot D_F = 17.9\ kN/m^3 \cdot 2.0\ m = 35.8\ kN/m^2$$

d) Determinación de la capacidad ultima según la ecuación de Terzaghi.

Se calculará la capacidad ultima para una zapata de dimensiones B = 1.0 m L = 1.0 m.

$$q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$q_u = 1.3 \cdot 0 \cdot 37.37 + 35.8 \cdot 24.91 + 0.4 \cdot 17.9 \cdot 1 \cdot 33.15 = 1129.03\ kN/m^2$$

e) Cálculo de la capacidad carga admisible.

Una vez determinada la capacidad ultima de apoyo del suelo q_u se determina la capacidad de carga admisible considerando normalmente un factor de seguridad de 3 para suelo granular:

$$q_{adm} = \frac{1129.03\ \text{kN/m}^2}{3} = 376.35\,\text{kN/m}^2 \implies q_{adm} = 0.38\ \text{MPa}$$

Tabla 3.3 Comparación de resultados del estudio de suelos.

Sondeo	Profundidad	N° Golpes	N° Golpes Corregido	Capacidad de Carga admisible (Terzagui) MPa	Volor Recomendado (MPa)
	m	NSPT	N_{60}	Base Zapata (1x1)m	
S-01	2.0	34	19	0.38	0.2
S-02	3.0	35	19	0.52	

Fuente: Elaboración propia.

Las resistencias de suelo se calculó mediante la ecuación de Terzaghi (ver anexo A.1).

Para el presente proyecto se tomó a una profundidad de fundación de 2 metros, a esta profundidad el suelo presenta una buena resistencia. Para realizar el diseño estructural, se consideró la resistencia admisible del suelo de 0.2 MPa. Que también es recomendado por la empresa que realizo el estudio de suelos.

3.3 Análisis del diseño arquitectónico

El proyecto arquitectónico se desarrolla sobre una superficie de 1030 m² por planta, con un perímetro de 186 m, cumpliendo los criterios funcionales y normativos para infraestructura educativa. La distribución espacial se diseñó considerando accesibilidad, ventilación, iluminación y eficiencia en el uso de los ambientes.

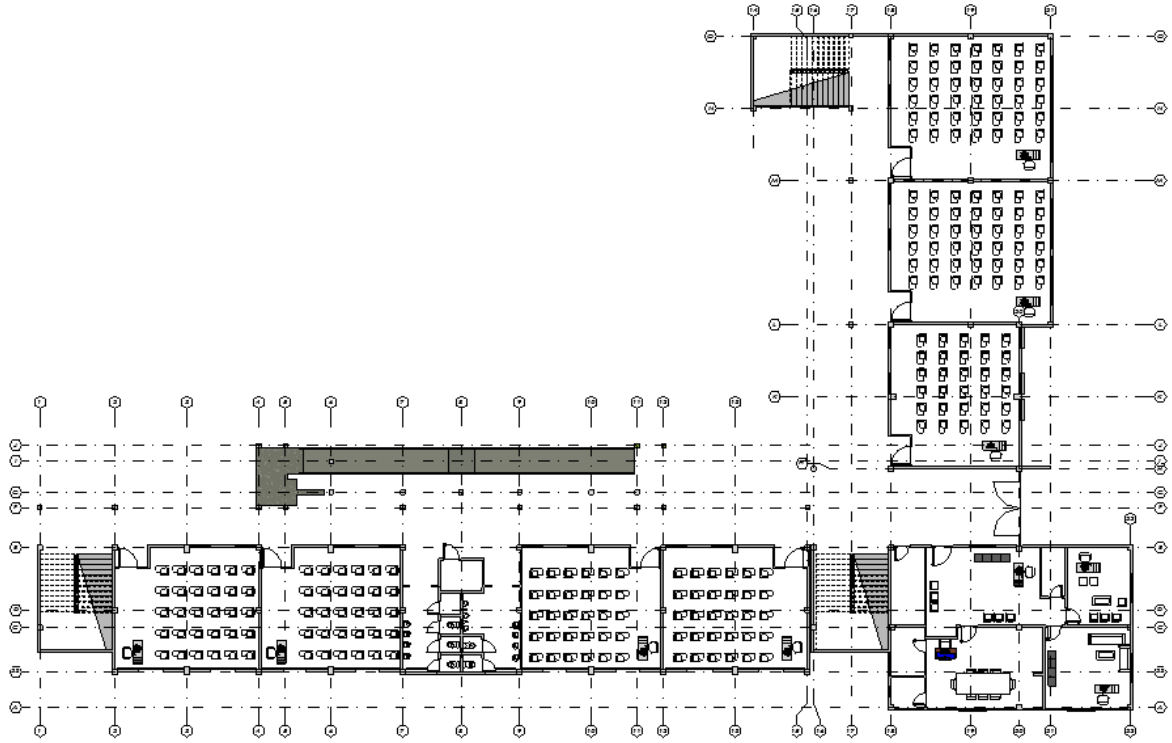
La planta baja incorpora aulas, baterías sanitarias para hombres y mujeres, secretaría, dirección, administración y sala de profesores, con una altura de 3.85 m.

El primer nivel integra aulas, baños, gabinete informático y una sala de lectura, con una altura de 3.80 m, asegurando funcionalidad y condiciones adecuadas de operación.

En conjunto, la edificación presenta una configuración simple, regular y funcional. Esta regularidad geométrica favorece un comportamiento eficiente en la transmisión de cargas verticales y horizontales, cumpliendo además con los criterios de seguridad, accesibilidad y eficiencia espacial.

Los planos arquitectónicos correspondientes se lo pueden apreciar detalladamente en la parte del (anexo A.10)

PLANO ARQUITECTÓNICO PLANTA BAJA



FACHADA PRINCIPAL

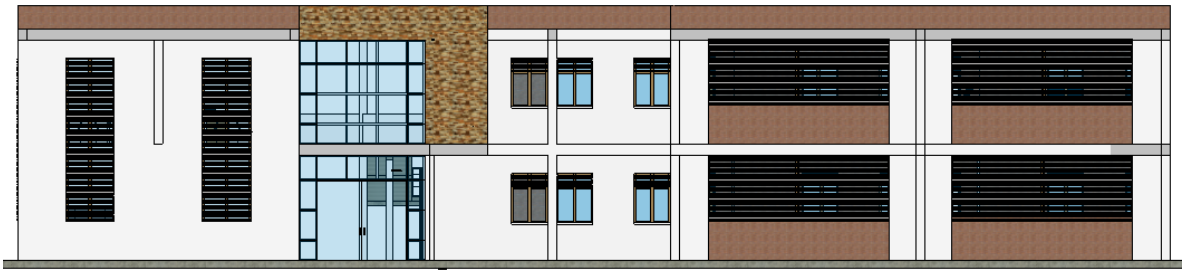


Figura 3-1 Planos arquitectónicos U.E. Río Seco

3.4 Planteamiento estructural

3.4.1 Estructura de cubierta y entre pisos

La estructura de la cubierta de la edificación consiste en una losa plana, diseñada siguiendo el mismo sistema utilizado para los entrepisos. El sistema empleado es losa alivianada con vigueta pretensada, elegido por su facilidad de ejecución y montaje, así como por su alta resistencia, lo que permite generar superficies funcionales de gran extensión gracias a la longitud permisible de los elementos prefabricados.

La losa alivianada con vigueta pretensada permite una reducción significativa en el consumo de material y mano de obra, gracias a la versatilidad del sistema constructivo y a la rigidez proporcionada por las viguetas prefabricadas de hormigón de alta resistencia, cuya alma estructural está conformada por cables de pretensado.

Este tipo de losa se compone de tres elementos principales:

1. Vigueta pretensada, que actúa como elemento estructural principal.
2. Material de relleno o bovedilla, que aligera la losa y reduce el peso propio.
3. Capa de compresión, que garantiza la continuidad estructural y la resistencia a flexión.

El espesor de la capa de compresión sobre los aligeramientos debe ser mayor a 40 mm o L/12, siendo L la distancia libre entre nervios. Para este proyecto, se consideró una carpeta de compresión de 5 cm, mientras que la losa alivianada tiene una altura total de 25 cm.

En la cubierta se diseñaron losas alivianadas con viguetas pretensadas, mientras que en los entrepisos se combinó este sistema con losa reticular de 35 cm de espesor, debido a la mayor magnitud de cargas y la los de los ambientes.

3.4.2 Estructura de la edificación

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos.

Los pórticos de la estructura están compuestos por columnas de sección cuadrada y secciones rectangular, las vigas de sección rectangular.

Los pórticos están vinculados mediante vigas centradoras y las fundaciones son zapatas aisladas.

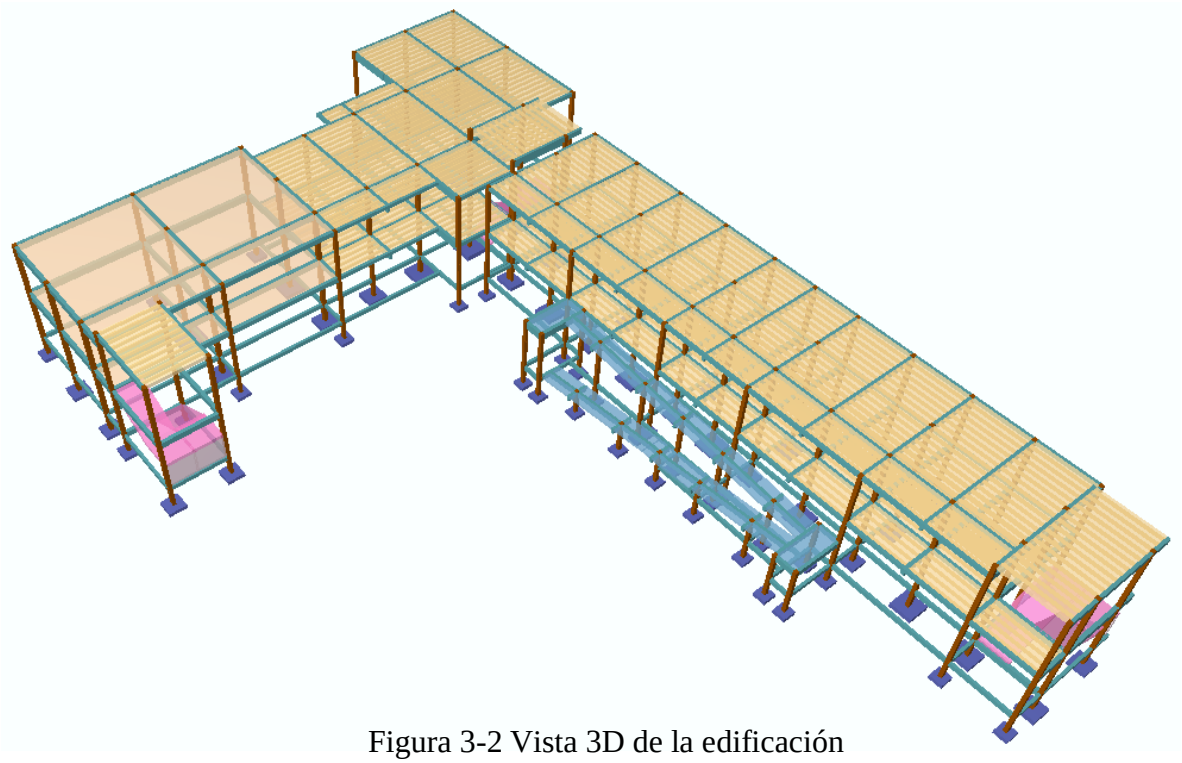


Figura 3-2 Vista 3D de la edificación

Fuente: Elaboración propia.

3.4.3 Estructuras complementarias

Las escaleras serán diseñadas de hormigón armado, se consideró un espesor de losa de 20 cm, tanto en la zona inclinada como en el descanso.

Se consideró una carga viva de 5 kN/m2, debido a que estas son más solicitadas al tener acceso y evacuado de las personas.

3.4.4 fundaciones

La fundación son zapatas aisladas concéntricas, se diseña con la capacidad admisible del suelo definido en el estudio de suelos que es igual a 0.2 MPa

3.5 Análisis, cálculo y diseño estructural

3.5.1 Junta de dilatación

Para tener en cuenta las tolerancias de construcción y las características de deformabilidad del material de sellado de la junta, se dispondrá un ancho de junta:

$$a = K_j \cdot C_t$$

Donde C_t, es el máximo cierre teórico de junta en un edificio de entramado sometido a una variación de temperatura en grados centígrados (ΔT), por una longitud (L) entre juntas, el valor viene dado por:

$$C_t = \Delta T \cdot L \cdot 1{,}1 \cdot 10^{-5}$$

$L =$ longitud entre juntas.

ΔT variación de temperatura entre la máxima y mínima anual (°C)

K_j, son coeficientes según la presencia de calefacción y aire acondicionado, los cuales son:

$K_j = 2$ Para edificios sin calefacción.

$K_j = 1.7$ Para edificios con calefacción, pero sin aire acondicionado.

$K_j = 1.4$ Para edificios con calefacción y aire acondicionado.

Fuente: "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón", J. Calavera (Pág. 476).

En donde $1{,}1 \cdot 10^{-5}/°C$, es un coeficiente de dilatación térmica lineal corregido del hormigón.

Donde:

$L = 43.0$ m

$\Delta T = 48.9$ °C

$$C_t = 48.9 \cdot 43000 \cdot 1{,}1 \cdot 10^{-5} = 23.13 \text{ mm}$$

$$a = 2 \cdot 23.13 \text{ mm} = 46.26 \text{ mm}$$

La junta de dilatación especificada en el diseño arquitectónico presenta una separación de 5 cm. En concordancia con ello, el diseño estructural se desarrollará respetando dicha disposición, garantizando la compatibilidad entre los criterios arquitectónicos y los requisitos estructurales del proyecto.

3.5.2 Análisis de carga

Se define las cargas muertas, que son el peso propio de cada elemento estructural y cargas muertas no estructurales. Luego están las cargas variables, que son las sobre cargas de uso o cargas vivas que se prevé tener la edificación, la carga de viento.

3.5.2.1 Cargas muertas de peso propio (D_G)

El peso propio del hormigón se considera según la Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB 1225001, una masa especifica de $24.0\ kN/m^3$

3.5.2.2 Cargas muertas no estructural

La carga muerta no estructural se consideró principalmente la carga por los acabados y muros de ladrillo.

Entrepiso:

- Carga por cerámica

  Peso de una caja = 0.37 kN

  Rendimiento = 2 m^2

$$g_1 = \frac{0.37\ kN}{2\ m^2} = 0.185\ kN/m^2$$

- Carpeta de nivelación

  $\gamma_c = 21\ kN/m^3$ Peso específico cemento portland y arena

  $e_2 = 0.03\ m$

  $g_2 = \gamma_c * e_2 = 0.63\ kN/m^2$

- Mortero cola

  $\gamma_{mc} = 12.50\ kN/m^3$

  $e_1 = 0.01\ m$

  $g_3 = \gamma_{mc} * e_3 = 0.125\ kN/m^2$

- Cielo raso

  $\gamma_\gamma = 12.50\ kN/m^3$

  $e_4 = 0.02\ m$

  $g_4 = \gamma_\gamma * e_4 = 0.25\ kN/m^2$

Carga muerta de entre piso

CM entrepiso $= g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 0.185 + 0.63 + 0.125 + 0.25$

CM entrepiso $= 1.20\ kN/m^2$

Carga muerta no estructural de los acabados

$$\mathbf{CM = 1.20\ kN/m^2}$$

Muro de tabiquería

$\gamma_L = 0.036\ kN/pza$

Dimensiones del ladrillo y juntas horizontales y vertical

a = 0.18 m b = 0.12 m c = 0.24 m

J_h = 0.015 cm J_v = 0.015 cm

Numero de ladrillos en un m^2

$$\text{Numero de ladrillos por } 1\ m^2 = \frac{1\ m^2}{(c + J_h) \cdot (a + J_v)} = 20.11\ pza$$

$$\text{Vol. de ladrillo} = 0.12\ \text{m} \cdot 0.18\ \text{m} \cdot 0.24\ \text{m} = 0.0052\ \text{m}^2$$

$$\text{Vol. de muro} = 1\ \text{m} \cdot 1\ \text{m} \cdot 0.12\ \text{m} = 0.12\ \text{m}^3$$

Volumen ocupado por los ladrillos para 1 m^2

$$V_L = N_L \cdot \text{Vol. de ladrillos} = 20.11 \cdot 0.0052 = 0.105\ \text{m}^3$$

Volumen de Mortero.

$$V_M = \text{Vol. de muro} - V_L = 0.12\ \text{m}^3 - 0.105\ \text{m}^3 = 0.015\ \text{m}^3$$

$$V_M = 1.1 \cdot V_M = 0.0165\ \text{m}^3 \quad \text{considerando 10 \% de incremento}$$

Carga de ladrillos por unidad de área

$$g = N_L \cdot \gamma_L = 20.11\ \text{pza} \cdot 0.036\ \text{kN/pza} = 0.724\ \text{kN/m}^2$$

Carga de mortero por las juntas para un m^2

$$\gamma_{H°S°} = 21\ \text{kN}/\text{m}^3$$

$$g_j = \gamma_{H°S°} \cdot V_M = 21 \cdot 0.0165 = 0.35\ \text{kN/m}^2$$

Revestimiento exterior e interior (e = 0.015 m)

$$g_{r.e} = \gamma_{H°S°} \cdot e = 21 \cdot 0.015 = 0.315\ \text{kN}/\text{m}^2$$

Carga de muro

$$q_e = 2 * \text{Revestimiento} + \text{Juntas} + \text{Ladrillos} = 1.704\ \text{kN/m}^2$$

Carga de muro por unidad de área

La carga por unidad de área de tabiquería ha sido introducida en la losa de primer piso, donde están ubicados los baños. Para los otros ambientes como cargas lineales, que afectan a las vigas.

L muro interior = 20 m

Altura de entre piso = 3.80 m – 0.40 m = 3.40 m

$$P_1 = \text{L muro interior} \cdot \text{Altura de entre piso} \cdot q_i$$

$$P_1 = 20 \cdot 3.40 \cdot 1.704 = 115.872\ \text{kN}$$

Área de la losa = 47.88 m^2

Carga de tabiquería por metro cuadrado.

$$g_{t_{m2}} = \frac{P_1}{\text{Área de la losa}} = \frac{115.872\ \text{kN}}{47.88\ \text{m}^2} = 2.42\ \text{kN/m}^2$$

Adoptado:

$$\mathbf{CM_S = 2.42\ kN/m^2}$$

Carga de tabiquería por metro lineal.

$$g_{t_L} = \text{Altura de entre piso} \cdot \text{carga de muro exterior}$$

$$g_{t_L} = 3.40 \cdot 1.704 = 5.79 \text{ kN/m}$$

- Carga muerta no estructural

Adoptado una carga de tabiquería lineal para todos los muros interiores y exteriores de.

$$\mathbf{g_{tabiqueria} = 5.80 \text{ kN/m}}$$

La carga muerta no estructural de tabiquería

Tabla 3.4 Carga muerta no estructural de tabiquería y acabados.

Nivel	CM no estructural de entre piso (Acabados)
Primer Piso +3.85 m	1.2 kN/m2
Cubierta +7.65. m	1.2 kN/m2
Nivel	CM no estructural de entre piso (Muro de ladrillo)
Planta baja +0.00 m	5.80 kN/m
Primer Piso +3.85 m	5.80 kN/m
Terraza +7.65. m	1.36 kN/m

Fuente**:** Elaboración propia.

Nota: Cargas muertas de tabiquería y acabados por nivel.

Para el nivel de tarraza se consideró:

Carga de parapeto de altura h =0.8 m

$$C_{\text{parapeto}} = 0.8 \cdot 1.704 = 1.36 \text{ kN/m}$$

Adoptado:

$$\mathbf{C_{parapeto} = 1.36 \text{ kN/m}}$$

En la terraza se consideró una carga de $\mathbf{1.2 \text{ kN/m}^2}$ que pertenece ala carga del entre piso de los acabados y se considera una pendiente de 2% para permitir el drenaje de agua.

3.5.2.3 Sobre carga de uso

De acuerdo al diseño arquitectónico, para cada ambiente de la estructura, se consideró las siguientes sobre cargas vivas.

Tabla 3.5 Sobre carga de uso para cada ambiente (L)

Uso de ambiente	**Carga uniforme** $(\mathbf{kN/m^2})$
Baños	3
Sala de lectura	4
Aulas	3
Corredores en pisos superiores a planta baja	4
Escaleras	5
Salas de computación	5

Fuente: NB 1225002 sobre cargas de servicio.

3.5.2.4 Carga de viento

- **Velocidad de viento**

La velocidad de viento considerado es: (NB 1225003)

$$V = 24.00 \ m/s = 86.40 \ \frac{km}{h}$$

- **Factor de direccionalidad del viento Kd**

Factor de direccionalidad del viento kd, considerando un edificio de sistema principal resistente a la fuerza del viento.

$$K_d = 0.85$$

- **Factor de importancia I**

El factor de importancia debido a que es un edificio que puede albergar mayor a 150 personas, pertenece a una categoría III

$$I = 1.15$$

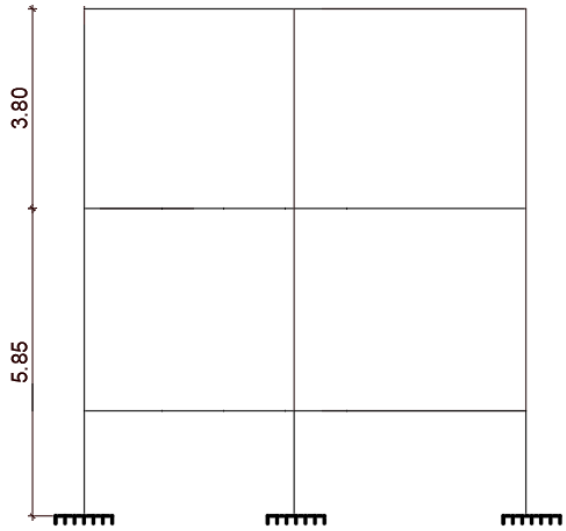
- **Categoría de exposición**

El proyecto está expuesto a la presión de viento, considerando terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente menores que 10 m (Categoría del terreno C).

- **Coeficiente de exposición**

$\alpha = 9.50$ coeficiente de la ley de potencias.

$z_g = 274.32$ m altura de la gradiente



Para 4.60 (m) $\leq z \leq z_g$ Usar:

Z = 5.85 m y Z = 9.65 m

$$K_z = 2.01\left(\frac{z}{z_g}\right)^{\frac{2}{\alpha}}$$

$$K_{z(piso1)} = 2.01\left(\frac{3.85}{274.32}\right)^{\frac{2}{9.5}} = 0.82$$

$$K_{z(terraza)} = 2.01\left(\frac{7.65}{274.32}\right)^{\frac{2}{9.5}} = 0.95$$

- **Factor topográfico K_{zt}**

Como la estructura está ubicada en terreno plano y no así en una loma o acantilado, entonces:

$$K_{zt} = 1$$

- Presión de velocidad de viento (q_z)

$q_z = 0.613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2 \cdot I \ N/m^2$

$q_{z(piso1)} = 0.613 \cdot 0.62 \cdot 1 \cdot 0.85 \cdot 21.08^2 \cdot 1.15 = 164.20 \ N/m^2$

$q_{z(terraza)} = 0.613 \cdot 0.71 \cdot 1 \cdot 0.85 \cdot 21.08^2 \cdot 1.15 = 189.44 \ N/m^2$

- **Coeficiente de presión interna (GC_{pi})**

Debido a que se trata de un edificio cerrado, el coeficiente de presión interna (GC_{pi})

$$GC_{pi} = \pm 0.18$$

- **Efecto de ráfaga G**

Se asume que es una estructura rígida $G = 0.85$

- **Coeficiente de presión interna C_p**

Para sistemas resistentes a la fuerza del viento, el coeficiente de presión externa se consideró de la siguiente tabla.

Tabla 3.6 Coeficiente de presión externa C_p

Superficie	**L/B**	**C_p**	**Usar con**
Pared a barlovento	Todas	0.8	q_z
Pared a sotavento	0 - 1	-0.5	q_z
	2	-0.3	
	≥ 4	-0.2	
Paredes laterales	Todas	-0.7	q_z

Las presiones de diseño para edificios principales resistentes a la fuerza del viento, se debe determinar mediante la siguiente expresión.

$$p = q_z \cdot G \cdot C_p - q_z \cdot GC_{pi} \ (N/m^2)$$

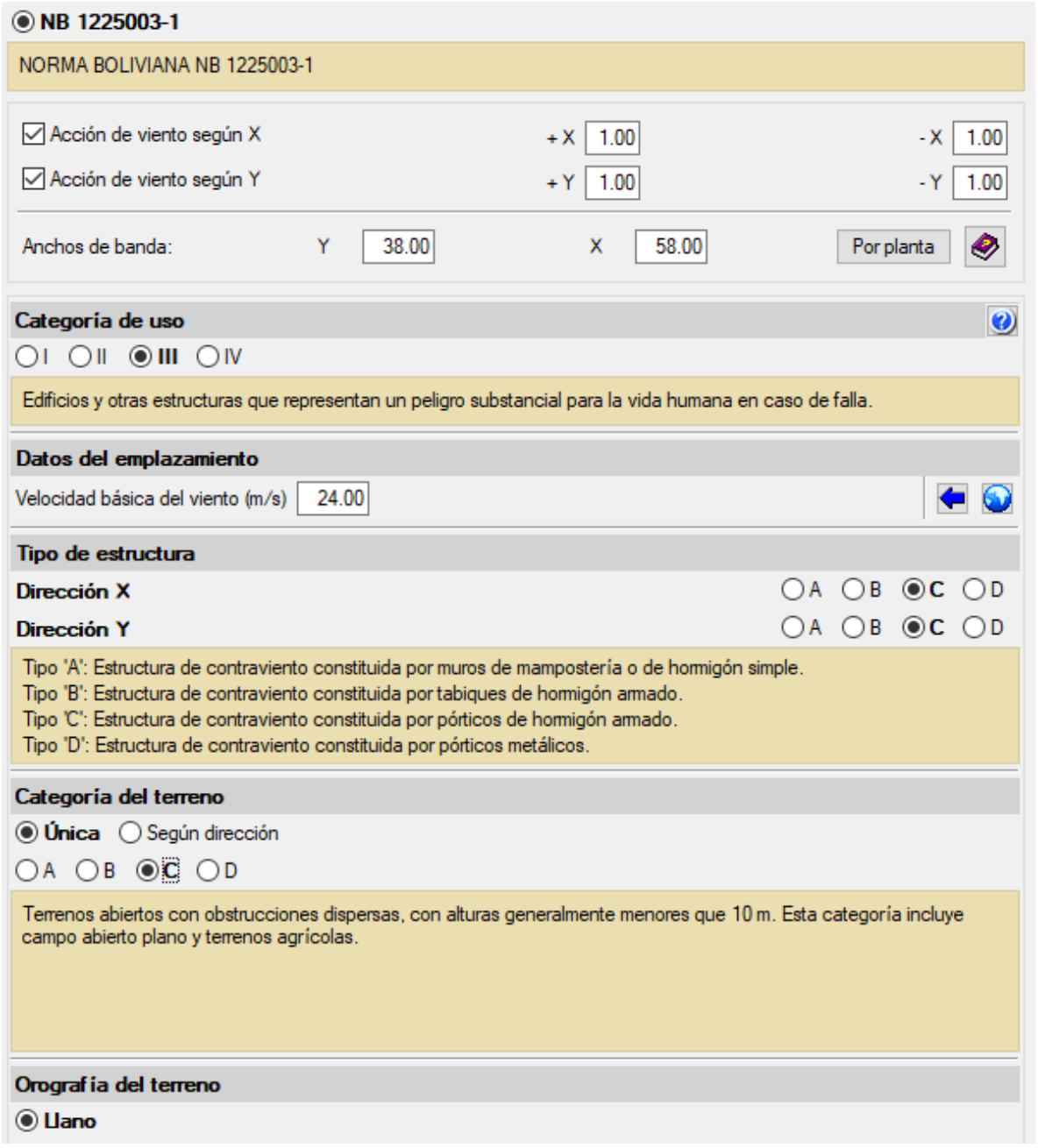


Figura 3-3 Acción de viento utilizado en el programa cypecad

Fuente: Software cypecad.

3.5.2.5 Sobre carga de granizo

Considerando una sobrecarga de servicio de 100 kg/m2, para azoteas inaccesibles. La carga por hielo que predomina en Tarija es el granizo, en el medio lamentablemente no se cuenta con datos precisos para evaluar una carga por granizo aceptable, en el SENAMHI existen registros sobre las más grandes granizadas ocurridas; pero estos datos están enfocados al campo agronómico y son evaluados de acuerdo al daño ocasionado a los cultivos y no así el espesor o la carga que este proporciona. Ante estas circunstancias y buscando no omitir esta importante carga accidental, pero tampoco sobredimensionar la estructura.

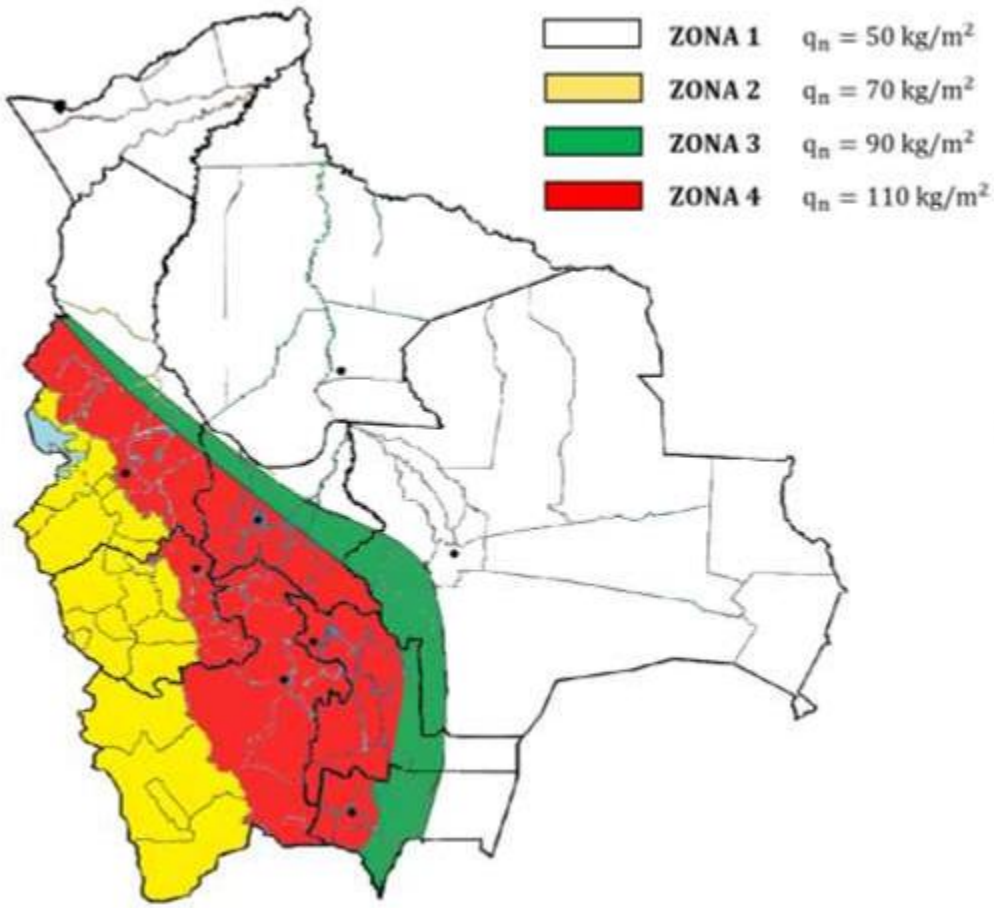


Figura 3-4 Mapa probabilístico de granizadas.

Fuente: "Norma Boliviana de Acción del Granizo sobre las Construcciones".

Se adopta los siguientes valores de acuerdo a la recomendación de la “Norma Boliviana de Acción del Granizo sobre las Construcciones”.

$\gamma_g = 750\ kg/m^3$ peso específico del granizo

$h = 0.15\ m$ altura de granizo

$$CV_g = \gamma_g \cdot h = 750 \cdot 0.15 = 112.5\ kg/m^2$$

Adoptado:

$$CV_g = 1.12\ kN/m^2$$

La carga de granizo no actúa conjuntamente, con la sobre carga de servicio. por lo tanto, se toma la mayor carga resultando la sobrecarga por granizo 1.12 kN $/\mathrm{m}^2$

3.5.3 Estructura de sustentación de cubierta y entre piso

Para la verificación de las viguetas pretensadas, se realiza un análisis del esfuerzo que puede soportar, además se verifica la flecha. De esta manera elegir una vigueta adecuada, que cumpla con la solicitación.

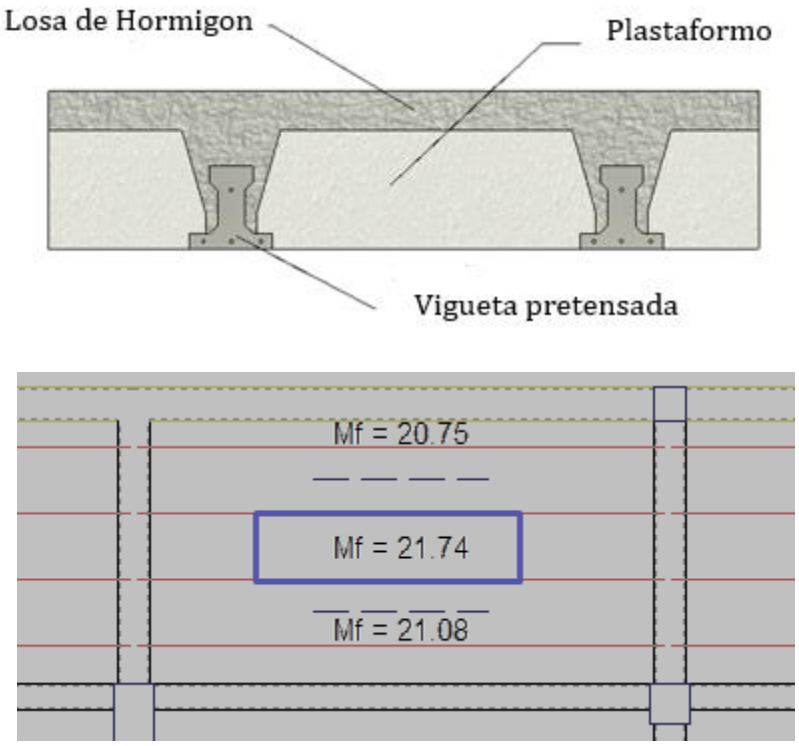


Figura 3-5 Vista en planta de la disposición de las viguetas más solicitadas

Nota: Valores máximos de los momentos positivos en las viguetas más solicitadas por metro de ancho.

La losa alivianada o forjado unidireccional está formada por:

- Viguetas pretensadas.
- Complemento aligerante de plastoformo.
- Losa superior de hormigón.

El peralte "h" de losas alivianadas armadas en una dirección, en casos de tener sobrecargas normales, pueden dimensionarse tomando en cuenta la luz máxima de las losas. En el caso de luces entre 4 y 5 m, se puede usar losas con un h = 25 cm, altura que toma en cuenta 5 cm de espesor de losa y la altura del plastoformo de 20 cm.

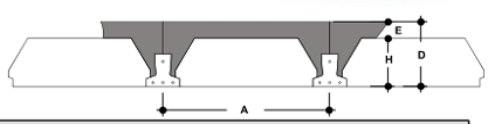
La altura en estas condiciones, permite que la losa sea rígida y estable.

De acuerdo con la ficha técnica de viguetas, una distancia entre ejes de viguetas de 50 cm, permite buena capacidad resistente de las losas.

Momentos flectores admisibles para complementos de EPS

Losas Alivianadas PRETENSA

Carga Muerta = Peso propio + cargas permanentes



EJE ENTRE VIGUETAS (A) cm	TIPO DE EPS	ESPESORES			PESO PROPIO	COMPONENTES DE LA LOSA		VOLUMEN HORMIGON	TIPOS DE VIGUETAS SEGUN PRODUCCION ESTANDAR MOMENTOS ADMISIBLES							
		H cm	E cm	D cm	kg/m2	VIGUETAS ml/m2	EPS piezas/m2	m3/m2	Tipo 1 kgm/m	Tipo 2 kgm/m	Tipo 3 kgm/m	Tipo 4 kgm/m	Tipo 5 kgm/m	Tipo 6 kgm/m	Tipo 7 kgm/m	Tipo 8 kgm/m
50	10 / 100 / 44	10	5	15	164	2.00	2.00	0.056	473	645	668	778	930	1,268	1,486	1,623
60	10 / 100 / 54	10	5	15	157	1.67	1.67	0.055	395	538	574	658	776	1,058	1,241	1,356
50	12 / 100 / 44	12	5	17	179	2.00	2.00	0.062	557	755	803	925	1,088	1,477	1,736	1,894
60	12 / 100 / 54	12	5	17	169	1.67	1.67	0.060	464	629	670	772	908	1,232	1,450	1,582
50	15 / 100 / 44	15	5	20	190	2.00	2.00	0.066	682	918	976	1,131	1,326	1,790	2,112	2,302
60	15 / 100 / 54	15	5	20	178	1.67	1.67	0.064	569	766	814	943	1,106	1,494	1,763	1,921
50	17 / 100 / 44	17	5	22	205	2.00	2.00	0.073	766	1,028	1,092	1,267	1,484	1,999	2,363	2,573
60	17 / 100 / 54	17	5	22	191	1.67	1.67	0.069	638	857	911	1,057	1,238	1,668	1,972	2,148
50	20 / 100 / 44	20	5	25	232	2.00	2.00	0.084	891	1,191	1,265	1,473	1,721	2,313	2,739	2,981
60	20 / 100 / 54	20	5	25	214	1.67	1.67	0.078	743	993	1,055	1,228	1,435	1,929	2,285	2,487
50	22 / 100 / 44	22	5	27	254	2.00	2.00	0.093	974	1,301	1,381	1,610	1,879	2,522	2,990	3,252
60	22 / 100 / 54	22	5	27	234	1.67	1.67	0.086	812	1,084	1,151	1,342	1,567	2,103	2,494	2,714
50	25 / 100 / 44	25	5	30	265	2.00	2.00	0.098	1,100	1,465	1,554	1,815	2,117	2,835	3,366	3,660
60	25 / 100 / 54	25	5	30	242	1.67	1.67	0.090	917	1,221	1,296	1,513	1,765	2,365	2,808	3,053

Figura 3-6 Tipos de viguetas para losas alivianadas.

Fuente: "Ficha Técnica Viguetas Pretensados".

Nota: Catalogo de PRETENSA de tipos de viguetas según producción estándar, momentos admisibles

La vigueta que se utilizara, es tipo 7, que resiste un momento igual a $2739\ \mathrm{kg \cdot m/m}$

$M_f = 21.74\ kN \cdot m$ momento mas solicitado de las viguetas

$M_v = 26.86\ kN \cdot m$ momento que resiste la vigueta

$$M_v > M_f \quad Cumple$$

3.5.3.1 Análisis de la losa alivianada.

Datos:

$l = 0.40\ m$ Ancho del completo (plastoformo)

$h = 0.20\ m$ Canto de la bovedilla.

$h_o = 0.05\ m$ Altura de la carpeta de compresión

$l_o = 1.0\ m$ Ancho de análisis

Cuantía mínima de armadura corrugada de retracción y temperatura calculadas sobre el área bruta de hormigón.

$A_g = h_o \cdot l_o = 0.05\ m^2$ área de la sección de análisis

$$\rho_{min} = \frac{0.0018 \cdot 420}{f_y} = 0.0015$$

Acero necesario:

$A_s = \rho \cdot A_g = 75.6\ mm^2$

Acero adoptado

$N_b = 4$ $d_b = 6\ mm$

$$A_{s_{real}} = N \cdot \frac{(d_b)^2}{4} \cdot \pi = 113.1\ mm^2$$

Usar Ø6 mm c/ 0.25 m. como armadura de retracción y temperatura.

3.5.3.2 Calculo y Verificación de los momentos

$l_v = 4.30\ m$ longitud de la vigueta

Cargas:

D = Peso superficial de la losa + CM no Estructural

$D = 2.53\ kN/m + 1.2\ kN/m = 3.73\ kN/m$

$L = 4.0\ kN/m$ (Sobre Carga viva en el área de corredores)

Combinación de Carga.

$$q_u = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 10.876\ \frac{kN}{m}$$

$$M_f = \frac{q_u \cdot {l_v}^2}{8} = 25.14\ kN \cdot m$$

$$\boldsymbol{M_f < M_v}$$

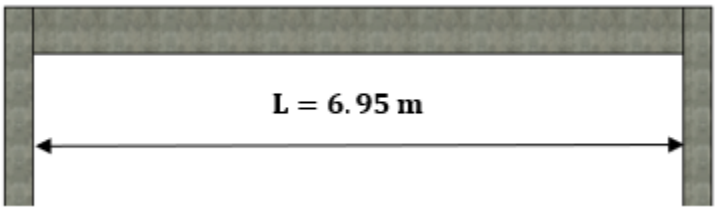
$$\boldsymbol{25.14\ kN \cdot m < 26.86\ kN \cdot m}$$

Se puede verificar que el momento flector que actúa en la vigueta, generado por la carga muerta y sobre carga de uso, es inferior al momento resistente de diseño. En consecuencia, el tipo de vigueta seleccionado cumple con las condiciones de seguridad estructural establecidas.

3.5.4 Estructura de sustentación de la edificación

3.5.4.1 Diseño de la viga a flexión.

Se verifico la viga más solicitada a esfuerzos de momento positivo, negativo y cortante siendo esta la viga del Pórtico 5 del nivel +3.85 m.



Donde:

L = es la luz libre entre apoyos

L = 6.95 m

Según la norma NB 1225001, altura mínima en vigas con un extremo continuo.

$$h_v \geq \frac{L}{18.5} \qquad \text{para} \qquad f_y = 420\ MPa$$

Para otros casos, la altura mínima se modifica de acuerdo a la siguiente ecuación:

L = 6.95 m

$$h_v \geq \frac{l}{18.5}\left(0.4 + \frac{f_y}{2}\right) \qquad \text{para} \qquad f_y = 500\ MPa$$

$$h_v = \frac{6.95}{18.5}\left(0.4 + \frac{500}{700}\right) = 0.42\ m$$

Para el diseño de la viga se considera una h = 60 cm, con base de 30 cm

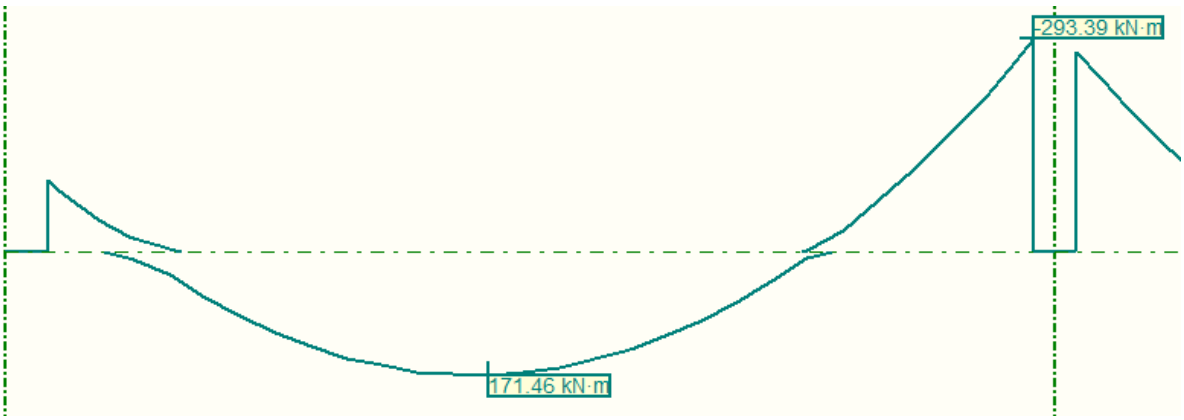


Figura 3-7 Envolvente de los momentos de la viga más solicitada

Nota: Momento positivo máximo en las vigas. Fuente: Paquete estructural cypecad sección de la viga 30 cm x 60 cm

Datos:

b = 30 cm

h = 60 cm

$r_{geo} = 25$ mm

$$r_{mec} = r_{geo} + d_e + \frac{d_b}{2} = r_{mec} = 39\ mm$$

$$d = h - r_{mec} = 56.1\ cm$$

$$f_c^{'} = 21\ MPa$$

$$f_y = 500\ MPa$$

$$M_u = 171.46\ kN \cdot m$$

3.5.4.1.1 Calculo para el momento positivo

- **Cálculo de β_1**

$$17\ MPa \leq f_c^{'} \leq 28\ MPa$$

$\beta_1 = 0.85$

- **Cuantía necesaria**

$\emptyset = 0.90$ controlado por tracción.

$$\rho_{nec} = 0.85 \cdot \frac{f_c^{'}}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\emptyset \cdot 0.85 \cdot f_c^{'} \cdot b \cdot d^2}}\right)$$

$$\rho_{nec} = 0.85 \cdot \frac{21}{500} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 171.46}{0.90 \cdot 0.85 \cdot 21 \cdot 0.30 \cdot 0.561^2} \cdot \frac{1}{1000}}\right)$$

$$\rho_{nec} = 0.00429$$

Refuerzo necesario

$$A_{s_{nec}} = \rho_{nec} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{nec}} = 0.00429 \cdot 300 \cdot 561$$

$$A_{s_{nec}} = 722.64\ mm^2$$

- **Distribución del acero**

_ **Armadura principal**

$$N_b = 2$$

$$d_b = 16\ mm$$

$$A_{s_{real_1}} = N \cdot \frac{{d_b}^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_{s_{real_1}} = 2 \cdot \frac{16^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_{s_{real_1}} = 402.12\ mm^2$$

_ **Armadura refuerzo**

$$N_b = 3$$

$$d_b = 12\ mm$$

$$A_{s_{real_2}} = N \cdot \frac{{d_b}^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_{s_{real_2}} = 3 \cdot \frac{12^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_{s_{real_2}} = 339.29\ mm^2$$

- **Armadura total**

$$A_{s_{real}} = 741.42\ mm^2$$

_ **Espaciamiento calculado**

$$d_{es} = 6\ mm$$

$$r_g = 25\ mm$$

$$S_{real} = \frac{b - 2 \cdot r_g - N_b \cdot d_b - 2 \cdot d_{es}}{N_b - 1}$$

$$S_{real} = \frac{30 - 2 \cdot 2.5 - 5 \cdot 1.6 - 2 \cdot 0.6}{5 - 1} = 3.95\ cm$$

Espaciamiento mínimo.

$d_{agg} = 1.9\ cm$ diámetro del agregado

$$S_{min} = \begin{cases} 2.5\ cm \\ d_b = 1.6\ cm \\ \frac{4}{3} \cdot d_{agg} = \frac{4}{3} \cdot 1.9 = 2.53\ cm \end{cases}$$

$S_{real} > S_{min}$

$3.95\ cm > 2.53\ cm$ **Cumple**

- **Cuantía mínima**

  La cuantía mínima se adopta el valor mayor de las siguientes ecuaciones:

$$\rho_{min1} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{21}}{500} = 0.0023$$

$$\rho_{min2} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{500} = 0.0028$$

$$\rho_{min} = 0.0028$$

Refuerzo mínimo

$$A_{s_min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_min} = 0.0028 \cdot 300 \cdot 561$$

$$A_{s_min} = 471.24\ mm^2$$

La armadura mínima es menor a la armadura que se requiere, $A_{s_{real}} > A_{s_min}$.

- **Cuantía dúctil**

  Cuantía máxima dúctil:

$\varepsilon_{cu} = 0.003$

$\varepsilon_t = 0.005$ $\beta_1 = 0.85$

$$\rho_{ductil} = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_t}\right) \cdot \left(\frac{f_c'}{f_y}\right)$$

$$\rho_{ductil} = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.005}\right) \cdot \left(\frac{21}{500}\right)$$

$$\rho_{ductil} = 0.0114$$

Refuerzo dúctil

$$A_{s_{ductil}} = \rho_{ductil} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{ductil}} = 0.0114 \cdot 300 \cdot 561$$

$$A_{s_{ductil}} = 1915.15\ mm^2$$

El área de acero que se coloca en la viga es menor, a la cuantía máxima dúctil.

- **Bloque de compresiones.**

Distancia máxima entre la fibra extrema en compresión al eje neutro

$$\boldsymbol{c} = \frac{A_{s_{real}} \cdot f_y}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c^{'} \cdot b}$$

$$c = \frac{741.42 \cdot 500}{0.85 \cdot 0.85 \cdot 21 \cdot 300}$$

$$c = 81.44\ mm$$

Profundidad del bloque rectangular equivalente de refuerzos

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$$a = 0.85 \cdot 81.44 = 69.23\ mm$$

- **Deformación unitaria neta en tracción**

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d - c)}{c}$$

$$\varepsilon_t = \frac{0.003 \cdot (561 - 81.44)}{81.44}$$

$$\varepsilon_t = 0.0177$$

Como $\varepsilon_t = 0.0177$ es mayor a 0.005 está controlada por tracción.

- **Momento nominal**

$$M_n = 0.85 \cdot f_c^{'} \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 0.85 \cdot (21 \cdot 10^3) \cdot 0.069 \cdot 0.30 \cdot \left(0.561 - \frac{0.069}{2}\right) = 195.14\ kN \cdot m$$

$$\emptyset \cdot M_n = 175.62\ kN \cdot m$$

- **Demanda capacidad:**

$$\boldsymbol{M_u = 171.46\ kN \cdot m} \quad \leq \quad \boldsymbol{\emptyset \cdot M_n = 175.62\ kN \cdot m}$$

$$\frac{\boldsymbol{M_u}}{\boldsymbol{\emptyset \cdot M_n}} = \frac{\boldsymbol{171.46\ kN \cdot m}}{\boldsymbol{175.62\ kN \cdot m}} = \boldsymbol{97.60}\ \%$$

La viga analizada trabaja al 97.60 % de su capacidad resistente, lo que indica que el elemento estructural se encuentra dentro de los márgenes admisibles establecidos por la normativa. En consecuencia, se puede concluir que la sección tiene las dimensiones adecuadas, garantizando un desempeño seguro y eficiente bajo las solicitaciones de diseño.

3.5.4.1.2 Cálculo de armadura negativa de la viga, lado izquierdo

$M_u = 123.85\ kN \cdot m$

$r_{mec} = 2.5 + 0.6 + 0.8 = 3.90\ cm$

$d = h - r_{mec} = 56.10\ cm$

- **Cálculo de $\boldsymbol{\beta_1}$**

$$17\ MPa \leq f_c^{'} \leq 28\ MPa$$

$\beta_1 = 0.85$

- **Cuantía necesaria**

$\emptyset = 0.90$ controlado por tracción.

$$\rho_{nec} = 0.85 \cdot \frac{f_c^{'}}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\emptyset \cdot 0.85 \cdot f_c^{'} \cdot b \cdot d^2}}\right)$$

$$\rho_{nec} = 0.85 \cdot \frac{21}{500} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 123.85}{0.90 \cdot 0.85 \cdot 21 \cdot 0.30 \cdot 0.561^2} \cdot \frac{1}{1000}}\right)$$

$\rho_{nec} = 0.00304$

Refuerzo necesario

$$A_{s_{nec}} = \rho_{nec} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{nec}} = 0.00304 \cdot 300 \cdot 561$$

$$A_{s_{nec}} = 512.45\ mm^2$$

- **Distribución del acero**

_ **Armadura principal**

$N_b = 2$

$d_b = 16\ mm$

$$A_{s_{real_1}} = N \cdot \frac{{d_b}^2}{4} \cdot \pi = 2 \cdot \frac{16^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_{s_{real}} = 402.12\ mm^2$$

_ **Armadura refuerzo**

$$N_b = 1$$

$$d_b = 12\ mm$$

$$A_{s_{real_2}} = N \cdot \frac{{d_b}^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_{s_{real_2}} = 1 \cdot \frac{12^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_{s_{real_2}} = 113.1\ mm^2$$

_ **Armadura negativa total**

$$A_{s_{real}} = 515.22\ mm^2$$

- **Esparcimiento calculado**

$$d_{es} = 6\ mm$$

$$r_g = 2.5\ cm$$

$$S_{real} = \frac{b - 2 \cdot r_g - N_b \cdot d_b - 2 \cdot d_{es}}{N_b - 1}$$

$$S_{real} = \frac{30 - 2 \cdot 2.5 - 3 \cdot 1.6 - 2 \cdot 0.6}{3 - 1} = 9.50\ cm$$

Espaciamiento mínimo.

d_{agg} = 1.9 cm diámetro del agregado

$$S_{min} = \begin{cases} 2.5\ cm \\ d_b = 1.6\ cm \\ \frac{4}{3} \cdot d_{agg} = \frac{4}{3} \cdot 1.9 = 2.53\ cm \end{cases}$$

$$S_{real} > S_{min}$$

$9.50\ cm > 2.53\ cm$ **cumple**

- **Cuantía mínima**

La cuantía mínima se adopta el valor mayor de:

$$\rho_{min1} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{21}}{500} = 0.0023$$

$$\rho_{min2} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{500} = 0.0028$$

$$\rho_{min} = 0.0028$$

Refuerzo mínimo

$$A_{s_min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_min} = 0.0028 \cdot 300 \cdot 561$$

$$A_{s_min} = 471.24\ mm^2$$

$$A_{s_{real}} > A_{s_min}$$

3.5.4.1.3 Cálculo de armadura negativa de la viga, lado derecho

$$M_u = 293.39\ kN \cdot m$$

$$r_{mec} = 2.5 + 0.6 + 1 = 4.10\ cm$$

$$d = 60 - 4.10 = 55.90\ cm$$

- **Cálculo de β_1**

$$17\ MPa \leq f_c^{'} \leq 28\ MPa$$

$$\beta_1 = 0.85$$

- **Cuantía necesaria**

$\emptyset = 0.90$ controlado por tracción

$$\rho_{nec} = 0.85 \cdot \frac{f_c^{'}}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\emptyset \cdot 0.85 \cdot f_c^{'} \cdot b \cdot d^2}}\right)$$

$$\rho_{nec} = 0.85 \cdot \frac{21}{500} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 293.39}{0.90 \cdot 0.85 \cdot 21 \cdot 0.30 \cdot 0.559^2} \cdot \frac{1}{1000}}\right)$$

$$\rho_{nec} = 0.00781$$

Refuerzo necesario

$$A_{s_{nec}} = \rho_{nec} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{nec}} = 0.00781 \cdot 300 \cdot 559$$

$$A_{s_{nec}} = 1309.55\ mm^2$$

- **Distribución del acero**

_ **Armadura principal**

$N_b = 2$

$d_b = 16\ mm$

$A_{s_{real}} = N \cdot \frac{{d_b}^2}{4} \cdot \pi = 2 \cdot \frac{16^2}{4} \cdot \pi$

$A_{s_{real}} = 402.12\ mm^2$

_ **Armadura de refuerzo**

$N_b = 3$

$d_b = 20\ mm$

$A_{s_{real}} = N \cdot \frac{{d_b}^2}{4} \cdot \pi$

$A_{s_{real}} = 3 \cdot \frac{20^2}{4} \cdot \pi$

$A_{s_{real}} = 942.48\ mm^2$

_ **Armadura negativa total**

$A_{s_{real}} = 1344.60\ mm^2$

- **Esparcimiento calculado**

$d_{es} = 6\ mm$

$r_g = 2.5\ cm$

$$S_{real} = \frac{b - 2 \cdot r_g - N_b \cdot d_b - 2 \cdot d_{es}}{N_b - 1}$$

$$S_{real} = \frac{30 - 2 \cdot 2.5 - 5 \cdot 2 - 2 \cdot 0.6}{5 - 1} = 3.45\ cm$$

Espaciamiento mínimo.

$d_{agg} = 1.9\ cm$ diámetro del agregado

$$S_{min} = \begin{cases} 2.5\ cm \\ d_b = 2\ cm \\ \frac{4}{3} \cdot d_{agg} = \frac{4}{3} \cdot 1.9 = 2.53\ cm \end{cases}$$

$S_{real} > S_{min}$

$3.45\ cm > 2.53\ cm$ cumple

- **Cuantía mínima**

La cuantía mínima se adopta el valor mayor de:

$$\rho_{min1} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{21}}{500} = 0.0023$$

$$\rho_{min2} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{500} = 0.0028$$

$$\rho_{min} = 0.0028$$

Refuerzo mínimo

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{min}} = 0.0028 \cdot 300 \cdot 559$$

$$A_{s_{min}} = 469.56\ mm^2$$

$$A_{s_{real}} > A_{s_min}$$

Tabla 3.7 Verificación de resultados armadura positiva

Viga entre las columnas C68 y C69	Armadura necesaria (cm2)	Armadura necesaria Cypecad	Armadura adotada en Cypecad	Armadura adoptada (cm2)	diferencia en (%)
Armadura longitudinal inferior positiva	7.23	7.26	2 Ø16 mm +3 Ø12 mm	7.41	0.41
Armadura longitudinal superior negativo lado izquierdo apoyado sobre la C68	5.12	5.18	2 Ø16 mm +1 Ø12 mm	5.15	1.17
Armadura longitudinal superior negativo lado derecho apoyado sobre la C69	13.09	13.13	2 Ø16 mm +3 Ø20 mm	13.45	0.31

Haciendo una comprobación del resultado del programa y la verificación manual, el área de acero necesario para la viga en armadura negativa y positiva, la diferencia es mínima.

a) Verificación de deformación de la viga.

La norma NB 1225001 en su tabla 24.2.2 establece que las deflexiones máximas admisibles para elementos susceptibles a sufrir daños debido deflexiones grandes, escogemos el parámetro más riguroso de la norma el cual es de uso habitual en nuestro medio.

$$L = 6.95\ m$$

$$\Delta_{cype} = 9.37\ mm$$

$$\Delta_{adm.} = \frac{L}{480} = 14.48\ mm$$

$$9.37\ mm < 14.48\ mm$$

3.5.4.1.4 Diseño por cortante

Diagrama de cortante de la viga más solicitada a corte.

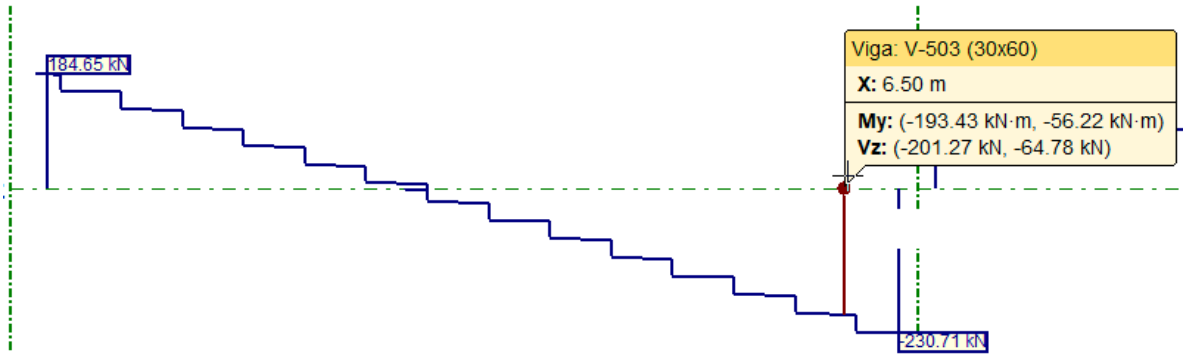


Figura 3-8 Envolvente de los esfuerzos a corte de la viga más solicitada.

- **Cálculo de refuerzo a corte, lodo izquierdo.**

  $V_u = 201.27\ kN$

  $r_{mec} = 3.90\ cm$

  $d = 56.10\ cm$

  $\emptyset = 0.75$ Resistencia a córtate del hormigón

Resistencia a cortante del hormigón.

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{21} \cdot 0.30 \cdot 0.561 \cdot (1000)$$

$$V_c = 128.54\ kN$$

Verificación de las dimensiones de la sección transversal

$$V_u \leq \emptyset \cdot \left(V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \right)$$

$$V_u \leq 0.75 \cdot \left(128.54 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{21} \cdot 0.30 \cdot 0.561 \cdot (1000) \right) = 482.03\ kN$$

$201.27\ kN \leq 482.03\ kN$ Cumple

V_u es menor, por lo tanto, las dimensiones de la sección son correctas.

Resistencia a cortante del acero transversal.

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

$$V_s = \frac{201.27}{0.75} - 128.54 = 139.82\ kN$$

$$V_s = 139.82\ kN$$

Asumiendo un espaciamiento

$$s = 15\ cm$$

$$V_{s.nec} = \frac{(V_u - \emptyset \cdot V_c) \cdot s}{\emptyset \cdot f_{yt} \cdot d}$$

$$V_{s.nec} = \frac{(201.27 - 0.75 \cdot 128.54) \cdot 15}{0.75 \cdot 420 \cdot 56.1} = 89.01\ mm^2$$

Armadura mínima.

$$V_{s.min1} = \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b}{16 \cdot f_{yt}} \cdot s = \frac{\sqrt{21} \cdot 30}{16 \cdot 420} \cdot 15 = 30.69\ mm^2$$

$$V_{s.min2} = 0.35 \cdot \frac{b}{f_{yt}} \cdot s = 0.35 \cdot \frac{30}{420} \cdot 15 = 37.50\ mm^2$$

$$V_{s.min} = 37.50\ mm^2$$

$$V_{s.nec} > V_{s.min}$$

Considerando. $\emptyset = 8\ mm$

$N_b = 2$

$$d_b = 8\ mm$$

$$A_s = N_b\ * \frac{(d_b)^2}{4} * \pi = 100.53\ mm^2$$

La separación máxima debe ser.

$$V_s \leq \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d}{3} = 254.51\ kN$$

$$\frac{d}{2} = 28.0\ cm \qquad\qquad s < 60\ cm$$

La separación es menor a la exigida por la norma en la tabla 9.7.6.2.2 (NB 1225001).

Usar $\emptyset = 8mm$ cada 15 cm hasta a una distancia de 1.20 m de la cara de la columna. En la parte central $\emptyset = 6mm$ cada 20 cm.

- **Cálculo de refuerzo a corte, lodo derecho.**

$V_u = 184.65\ kN$

$r_{mec} = 3.90\ cm$

$d = 56.10\ cm$

$\emptyset = 0.75$

Resistencia a córtate del hormigón

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{21} \cdot 0.30 \cdot 0.561 \cdot (1000)$$

$$V_c = 128.08\ kN$$

Verificación de las dimensiones de la sección transversal.

$$V_u \leq \emptyset \cdot \left(V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \right)$$

$$V_u \leq 0.75 \cdot \left(128.08 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{21} \cdot 0.30 \cdot 0.561 \cdot (1000) \right) = 480.31\ kN$$

$184.65\ kN \leq 480.31\ kN$ Cumple

V_u es menor, por lo tanto, las dimensiones de la sección son correctas.

Resistencia a cortante del acero transversal.

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

$$V_s = \frac{184.65}{0.75} - 128.08 = 118.12\ kN$$

Asumiendo un espaciamiento.

$s = 10\ cm$

$$V_{s.nec} = \frac{(V_u - \emptyset \cdot V_c) \cdot s}{\emptyset \cdot f_{yt} \cdot d}$$

$$V_{s.nec} = \frac{(184.65 - 0.75 \cdot 128.08) \cdot 10}{0.75 \cdot 420 \cdot 56.1} = 50.31\ mm^2$$

Armadura mínima.

$$V_{s.min1} = \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b}{16 \cdot f_{yt}} \cdot s = \frac{\sqrt{21} \cdot 30}{16 \cdot 420} \cdot 10 = 20.46\ cm^2$$

$$V_{s.min2} = 0.35 \cdot \frac{b}{f_{yt}} \cdot s = 0.35 \cdot \frac{30}{420} \cdot 10 = 25.0\ mm^2$$

$$V_{s.min} = 25.0\ mm^2$$

$$V_{s.nec} > V_{s.min}$$

Considerando $\emptyset = 6\ mm$

$$N_b = 2$$

$$d_b = 6\ mm$$

$$A_s = N_b\ * \frac{(d_b)^2}{4} * \pi = 56.55\ mm^2$$

La separación máxima debe ser.

$$V_s \leq \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d}{3} = 253.60\ kN$$

$$\frac{d}{2} = 28.05\ cm \qquad\qquad s < 60\ cm$$

La separación es menor a la exigida por la norma en la tabla 9.7.6.2.2 (NB 1225001).

Usar $\emptyset = 6\ mm$ cada $10\ cm$ hasta a una distancia de 1.20 m de la cara de la columna. En la parte central $\emptyset = 6\ mm$ cada $20\ cm$ como se muestra en los planos.

Se colocan estribos más seguidos en los apoyos porque allí el cortante es mayor, las fisuras diagonales son más probables, y es necesario garantizar ductilidad y seguridad ante un posible colapso frágil.

a) Verificación de la necesidad de diseño por torsión.

$T_u = 2.78\ kN \cdot m$

$A_{cp} = b \cdot h = 0.30 \cdot 0.60 = 0.18\ m^2$

$P_{cp} = 2 \cdot h + 2 \cdot b = 2 \cdot 0.6 + 2 \cdot 0.30 = 1.80\ m$

$$T_{th} = 0.083 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \left(\frac{{A_{cp}}^2}{P_{cp}}\right) = 0.083 \cdot 1 \cdot \sqrt{21} \cdot \left(\frac{0.18^2}{1.80}\right) \cdot 1000 = 6.85\ kN \cdot m$$

$\emptyset \cdot T_{th} = 0.75 \cdot 6.85\ kN \cdot m = 5.13\ kN \cdot m$

$T_u \geq \emptyset \cdot T_{th}$ No es necesario diseñar por torsión.

Para vigas con altura mayor o igual a 60 cm, debe colocar armadura superficial longitudinal uniformemente distribuida en ambas caras dentro de una distancia h/2 medida desde la cara en tracción. Capítulo 7 (9.7.2.3). NB 1225001.

Con espaciamiento máximo de acuerdo a la tabla 24.3.2 (NB 1225001).

$$f_s = \frac{2}{3} \cdot f_y = \frac{2}{3} \cdot 500 = 333.33\ MPa$$

$$C_c = r_g + \emptyset_{est} = 25\ mm + 6\ mm = 31\ mm$$

$$s_{max} = 380 \cdot \frac{280}{f_s} - 2.5 \cdot C_c = 380 \cdot \frac{280}{f_s} - 2.5 \cdot C_c = 24.17\ cm$$

$$s_{max} = 380 \cdot \frac{280}{f_s} - 2.5 \cdot C_c = 380 \cdot \frac{280}{f_s} - 2.5 \cdot C_c = 25.2\ cm$$

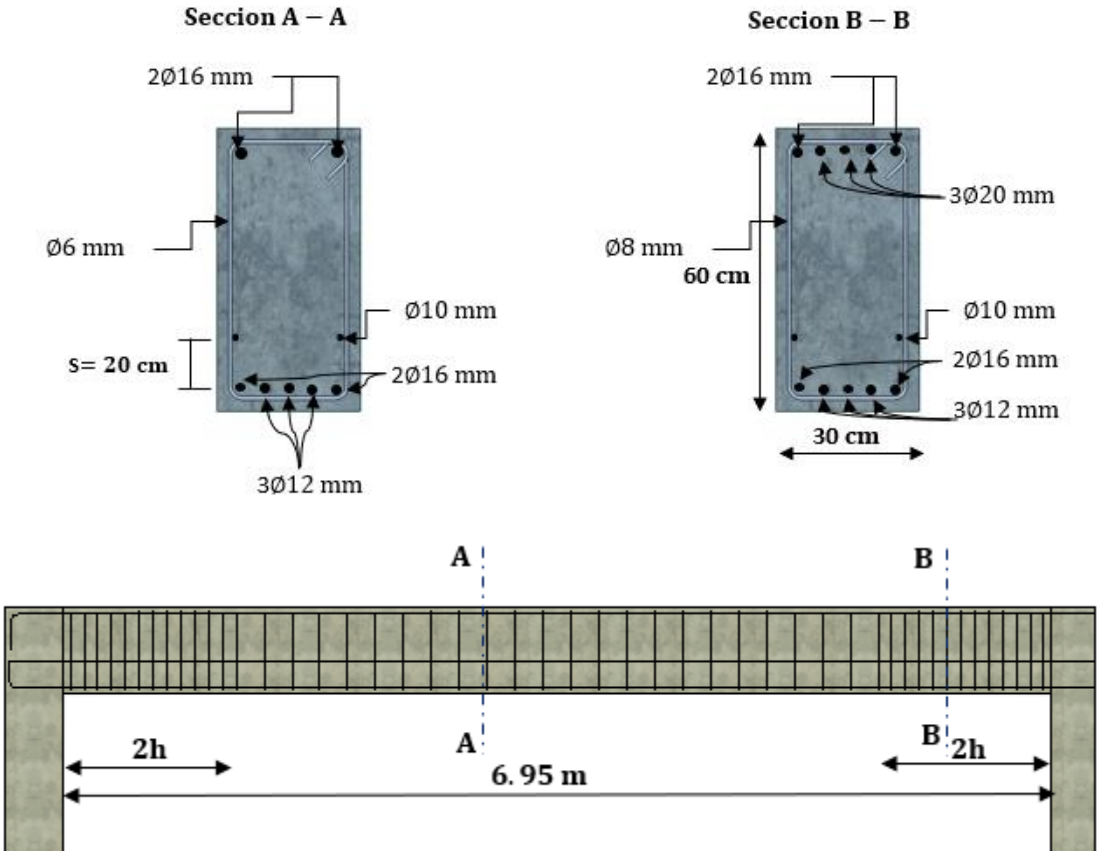


Figura 3-9 Sección transversal y longitudinal de la viga más solicitada.

Fuente: Elaboración propia.

3.5.4.1.5 Longitud de empalme

_ Longitud de empalme barras a compresión

La NB 1225001 nos indica que la longitud de empalme por traslapo en compresión, l_{sc}, de barras corrugadas para $d_b \leq 32\ mm$, para $f_y > 420\ MPa$

$d_b = 12\ mm$

$$l_{sc} \geq \begin{cases} \left(0.13 \cdot f_y - 24\right) \cdot d_b = \left(0.13 \cdot f_y - 24\right) \cdot 12 = 492\ mm \\ 300\ mm \end{cases}$$

La longitud de empalme a compresión debe ser mayor o igual 50 cm.

_ Longitud de empalme barras a tracción

La NB 1225001 nos indica que la longitud de empalme por traslapo en tracción, l_{st}, depende de la longitud de desarrollo l_d, y requiere de la siguiente tabla.

Tabla 3.8 Longitud de empalme de barras y alambres corrugados atracción.

$\frac{A_{s,colocada}}{A_{s,requerida}}$ En la longitud del empalme	Porcentaje máximo de $A_s$empalmado dentro de la longitud de traslapo requerida	Tipo de empalme	l_{st}	
≥ 2.0	50	Clase A	Mayor de:	1.0 l_d y 100 mm
	100	Clase B	Mayor de:	1.3l_d y 300 mm
< 2.0	Todos los casos	Clase B		

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB 1225001.

Longitud de desarrollo a tracción:

Donde:

$\psi_e = 1$ armadura sin recubrimiento o armadura recubierta con zinc (galvanizado).

$\psi_t = 1$ factor por ubicación de la armadura.

$d_b = 12\ mm$

$\lambda = 1$ hormigón de peso normal.

$$l_d = \frac{12 \cdot f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{25 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot d_b$$

$$l_d = \frac{12 \cdot 500 \cdot 1 \cdot 1}{25 \cdot 1 \cdot \sqrt{21}} \cdot 1.2 = 0.60\ m$$

$\frac{A_{s,colocada}}{A_{s,requerida}} < 2$, entonces el tipo de empalme en tracción es CLASE B

$l_{st} = 1.3 \cdot l_d = 0.80\ m$

Nota: La longitud de empalme dependiendo el diámetro de la barra debe ser mayor o igual 80 cm. Para barras a tracción.

3.5.4.2 Diseño de columnas de hormigón armado.

Predimensionamiento

Según Antonio Blanco Blasco, Para columna central el área mínima de una columna debe ser:

$f'_c = 21MPa$

$P = 677.00\ kN$

$n = 0.45$ columna central

$$A_{columna} = \frac{P(servicio)}{n \cdot f'_c}$$

$$A_{sc} = \frac{677.00\ kN}{0.45 \cdot 21\ MPa \cdot \frac{0.1\ kN}{MPa \cdot cm^2}} = 716.40\ cm^2$$

$B = \sqrt{716.40} = 26.77\ cm$

Dimensiones de la columna

Base $b = 30\ cm$

Base $h = 30\ cm$

a) Características de los elementos presentes en la columna C-69

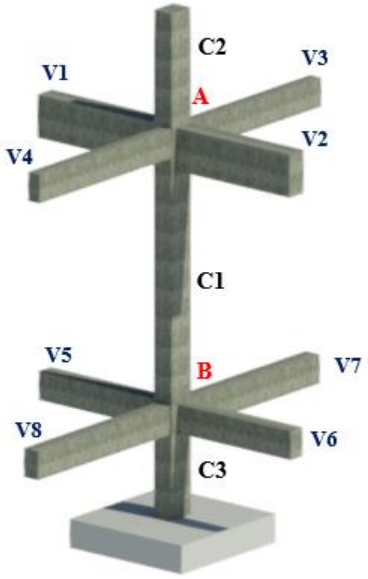


Figura 3-10 Representación gráfica de los elementos que concurren en la columna.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.9 Elementos presentes en la columna de análisis.

Viga	Logitud (cm)	b (cm)	h (cm)	Ix (cm^4)	Iy (cm^4)
Columna C1	325	30	30	67500	67500
Columna C2	330	30	30	67500	67500
Columna C3	135	30	30	67500	67500
Viga 1 (V1)	695	30	60	540000	135000
Viga 2 (V2)	600	30	60	540000	135000
Viga 3 (V3)	430	20	30	45000	20000
Viga 4 (V4)	430	20	30	45000	20000
Viga 5 (V5)	695	20	30	45000	20000
Viga 6 (V6)	600	20	30	45000	20000
Viga 7 (V7)	430	20	30	45000	20000
Viga 8 (V8)	430	20	30	45000	20000

Fuente: Elaboración propia.

b) Cálculo del factor de longitud efectiva.

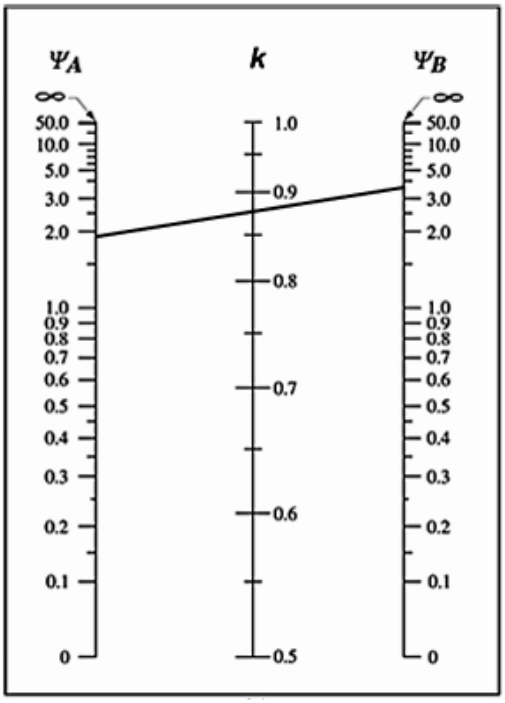
Dirección X (Nudo A).

$$\psi_{Ax} = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{v3x}}{l_{v3}} + \frac{I_{v4x}}{l_{v4}}} = 1.97 \qquad \psi_{Bx} = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx3}}{l_{c3}}}{\frac{I_{v7x}}{l_{v7}} + \frac{I_{v8x}}{l_{v8}}} = 3.38$$

Dirección Y (Nudo B).

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{cy1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cy2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{v1y}}{l_{v1}} + \frac{I_{v2y}}{l_{v2}}} = 0.98 \qquad \psi_{By} = \frac{\frac{I_{cy1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cy3}}{l_{c3}}}{\frac{I_{v5y}}{l_{v5}} + \frac{I_{v6y}}{l_{v6}}} = 11.39$$

PLANO X



PLANO Y

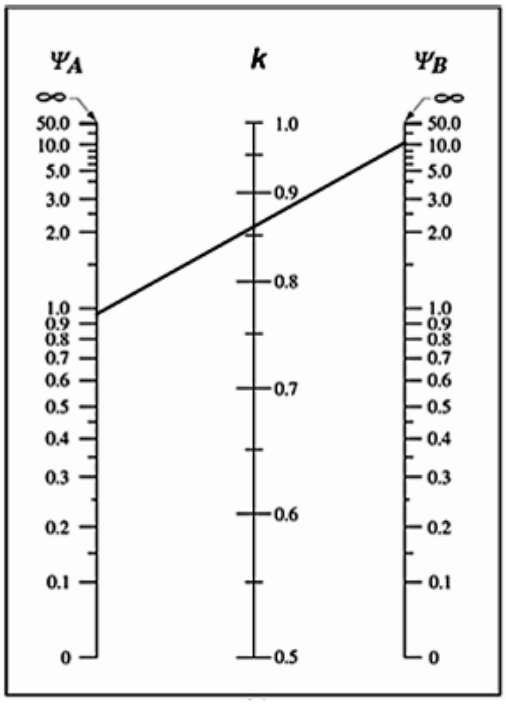


Figura 3-11 Factor de longitud efectiva.

Fuente: NB 1225001 Norma Boliviana del Hormigón Estructural.

$k_x = 0.88$

$k_y = 0.86$

c) Valores de la esbeltez

$$\lambda_x = \frac{k_x \cdot l_{c1}}{\sqrt{\frac{I_{cx}}{A_g}}} = \frac{0.88 \cdot 325}{\sqrt{\frac{67500}{30 \cdot 30}}} = 33 < 35 \text{ no existe pandeo}$$

$$\lambda_y = \frac{k_y \cdot l_{c1}}{\sqrt{\frac{I_{cy}}{A_g}}} = \frac{0.86 \cdot 325}{\sqrt{\frac{67500}{30 \cdot 30}}} = 32 < 35 \text{ no existe pandeo}$$

Como $\lambda < 35$, se trata de una columna corta. Por lo tanto, no es necesario efectuar alguna comprobación a pandeo.

Esfuerzos en la columna más Solicitada.

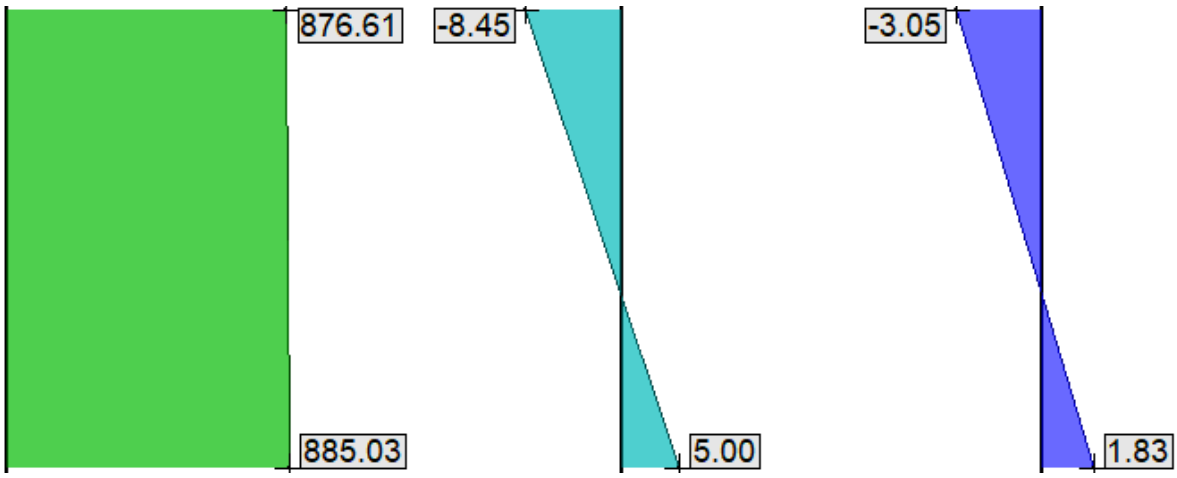


Figura 3-12 Esfuerzos en columnas cypecad.

Fuente: Paquete estructural cypecad.

Solicitaciones de la columna

Carga axial ultima $P_u = 885.03\ kN$

Momento último en eje X $M_x = 5.00\ kN \cdot m$

Momento último en eje Y $M_y = 1.83\ kN \cdot m$

Cuantia máxima y mínimas

De acuerdo al punto 10.6.1.1 Refuerzo Longitudinal Mínimo y Máximo de la NB1225001 en columnas no preesforzadas el área de refuerzo longitudinal debe estar entre los siguientes límites:

$$0.01 \cdot A_g \leq A_g \leq 0.08 \cdot A_g$$

Ahora se propondrá una cantidad de barras de acero que cumpla con el área de acero mínima requerida:

$\emptyset_{long} = 16\ mm$

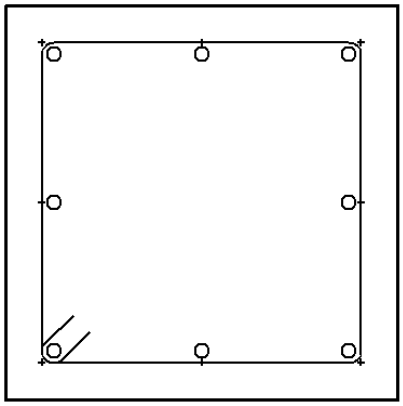
$N°_{barras} = 8$

$$A_s = N°_{barras} \cdot \frac{\left(\emptyset_{long}\right)^2}{4} \cdot \pi = 8 \cdot \frac{(1.6)^2}{4} \cdot \pi = 16.08\ cm^2$$

Al tratarse de la columna con mayores solicitaciones se dispuso el siguiente armado:

8 barras de ∅ 16 mm

Figura 3-13 Acero en la columna



Fuente: Paquete estructural cypecad.

Con los datos, podemos determinar el diagrama de interacción para la columna, y verificar que las combinaciones máximas de fuerza axial y momento estén dentro del diagrama.

3.5.4.2.1 Elaboración del diagrama de interacción

En esta sección se realizará el desarrollo de los cálculos necesarios para elaborar el diagrama de interacción de un elemento sometido a flexo-compresión.

- Propiedades de los materiales del elemento

Resistencia a compresión del hormigón: $f_c^{'} = 21\ MPa$

Resistencia del acero (Limite de fluencia):$f_y = 500\ MPa$

Módulo de elasticidad del hormigón $E_c = 21538\ MPa$

Módulo de elasticidad del acero $E_s = 200000\ MPa$

- Deformaciones unitarias de los materiales.

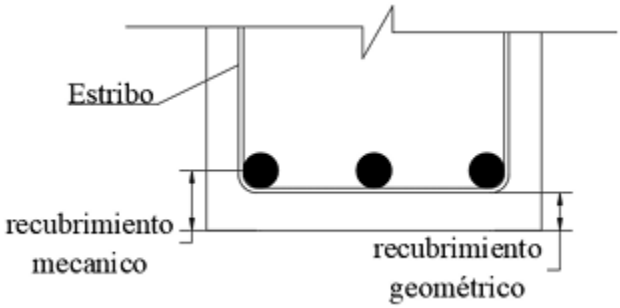
Deformación unitaria máxima del hormigón: $\varepsilon_{cu} = 0.003$

Deformación unitaria del acero:

$$\varepsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = \frac{500\ MPa}{200000\ MPa} = 0.0025$$

- Cálculo del peralte efectivo “d”.

Figura 3-14 Recubrimiento en la columna



Fuente: Elaboración propia.

Recubrimiento geométrico: $r_{geo} = 25\ mm$

Diámetro del estribo $\emptyset_{estribo} = 6\ mm$

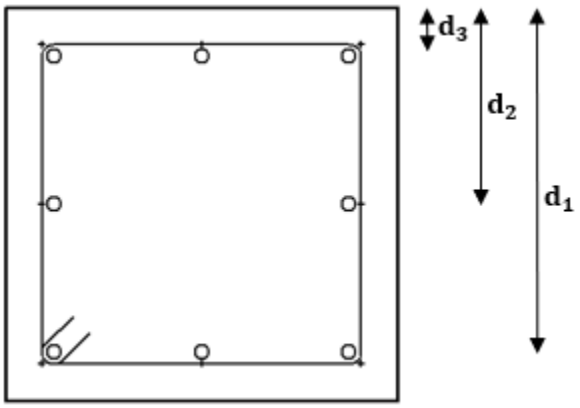
Peraltes efectivos según la figura 3-15

$$d_3 = r_{geo} + \emptyset_{estribo} + \frac{\emptyset_{long}}{2} = 25 + 6 + \frac{16}{2} = 39\ mm$$

$$d_2 = \frac{h}{2} = \frac{300}{2} = 150\ mm$$

$$d_1 = h - r_{geo} + \emptyset_{estribo} + \frac{\emptyset_{long}}{2} = 300 - 25 + 6 + \frac{16}{2} = 261\ mm$$

Figura 3-15 Peraltes efectivos en la columna



Fuente: Elaboración propia.

- Áreas de acero en cada capa

$A_{s3} = 603.186\ mm^2$ $N°_{barras} = 3$ $\emptyset_{long} = 16\ mm$

$A_{s2} = 402.124\ mm^2$ $N°_{barras} = 2$ $\emptyset_{long} = 16\ mm$

$A_{s1} = 603.186\ mm^2$ $N°_{barras} = 3$ $\emptyset_{long} = 16\ mm$

Para la elaboración del diagrama de interacción se determina la deformación unitaria para cada capa de refuerzo, se debe definir si la deformación unitaria fluye o no fluye.

Si la capa de refuerzo está en la zona de compresión, la deformación unitaria se la determina mediante la siguiente relación:

$$\varepsilon_{si} = \left(\frac{c - d_i}{c}\right) \cdot \varepsilon_{cu}$$

Si la capa de refuerzo está en la zona de tracción, la deformación unitaria se la determina mediante la siguiente relación:

$$\varepsilon_{si} = \left(\frac{d_i - c}{d_1 - c}\right) \cdot \varepsilon_s$$

- Determinar la fuerza de tracción o compresión de cada capa de refuerzo, las respectivas fuerzas generasen los momentos resistentes y los brazos de momento se medirán con respecto al centro plástico.

La fuerza de compresión del concreto está dada por: $C_c = 0.85 f_c^{'} ah$

Las fuerzas de tracción o de compresión depende si la capa de refuerzo fluye o no.

Si la capa fluye:

$$\varepsilon_{si} \geq \frac{f_y}{E_s} \rightarrow f_{si} = f_y$$

Si la capa no fluye:

$$\varepsilon_{si} < \frac{f_y}{E_s} \rightarrow f_{si} = \varepsilon_{si} \cdot E_s$$

- Determinar las fuerzas de tracción y de compresión.

La fuerza de compresión generada por una capa de refuerzo está dada por:

$$T_{si} = f_{si} \cdot A_{si} - 0.85 f_c^{'} A_{si}$$

La fuerza de tracción generada por una capa de refuerzo está dada por:

$$T_{si} = f_{si} \cdot A_{si}$$

- Determinar la fuerza axial resistente

$$\phi \cdot P_{ni} = \emptyset \left(C_c \pm \sum_{i=1}^{n} T_{si} \right)$$

- Determinar el momento nominal resistente.

$$\phi \cdot M_{ni} = \emptyset \left(C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \pm \sum_{i=1}^{n} T_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \right)$$

a) Calculo de la capacidad concéntrica axial y la máxima capacidad de carga axial.

$P_O = 0.85 \cdot f_c^{'} \left(A_g - A_{st} \right) + f_y \cdot A_{st}$

$P_O = \frac{0.85 \cdot 21}{1000} \cdot (300^2 - 1608.50) + 500 \cdot \frac{1608.50}{1000} = 2382.04\ kN$

$\emptyset \cdot P_o = 0.65 \cdot 2382.04 = 1548.32\ kN$

La máxima carga permitida en esta columna por el código ACI es:

$\emptyset \cdot P_{n\,max} = 0.80 \cdot (\emptyset \cdot P_o) = 0.80 \cdot 1548.32 = 1238.66\ kN$

b) Maxima capacidad para carga axial en tracción.

La capacidad baja carga axial de tracción es igual a la resistencia de fluencia de aceró en tracción.

$$P_{nt} = \sum_{i=1}^{n} (-f_y \cdot A_{si})$$

$$P_{nt} = -\frac{500}{1000} \cdot (1608.50) = -804.25\ kN$$

$$M_{nt} = 0\ kN \cdot m$$

El factor de reducción de resistencia para tracción pura es $\phi = 0.9$

$$\phi \cdot P_n = 0.90 \cdot (804.25) = -723.82\ kN$$

$$\phi \cdot M_{nt} = 0\ kN \cdot m$$

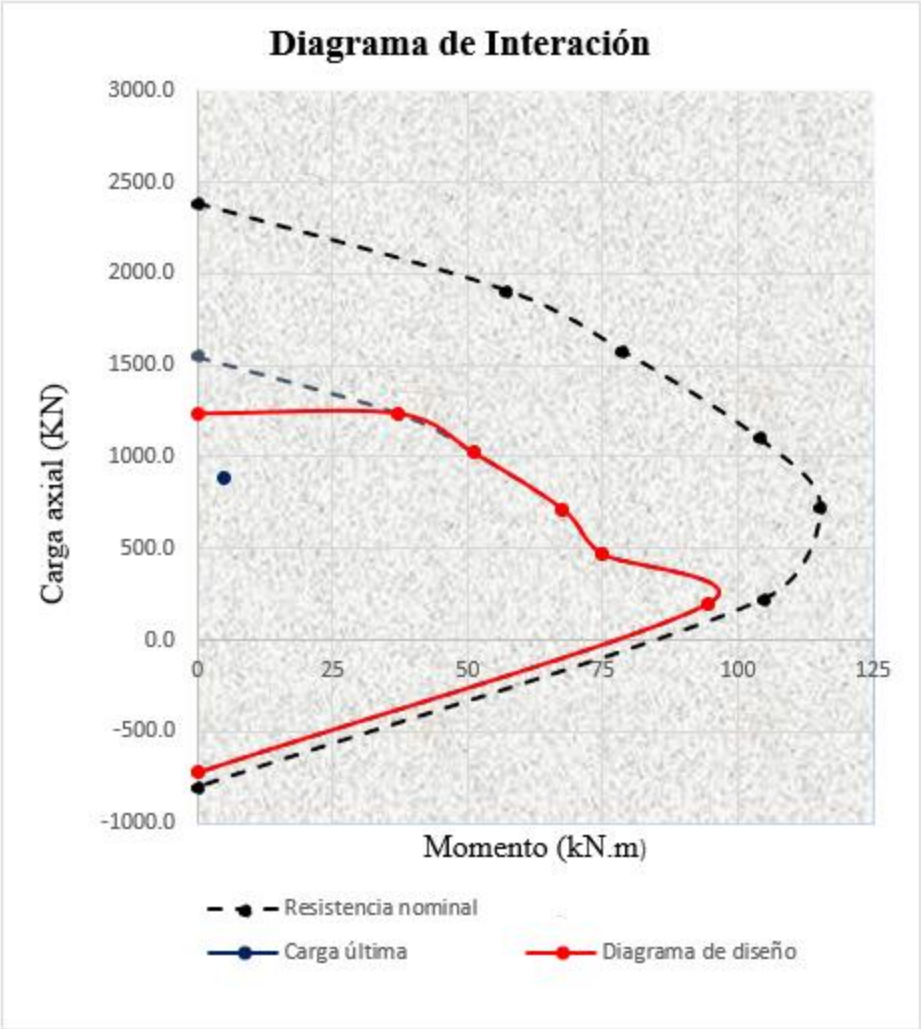
Tabla 3.10 Puntos del diagrama de interacción.

N°	Condición	Ø	$\emptyset P_{ny}$ (kN)	$\emptyset M_{nx}$ (kN.m)	P_{ny} (kN)	M_{nx} (kN.m)
1	e = 0	0.65	1548.323	0	2382.036	0
2	e_{min} = 0.1h	0.65	1238.659	37.160	1905.629	57.169
3	ε_s =0	0.65	1023.273	51.157	1574.266	78.703
4	$\varepsilon_s = 0.001$	0.65	714.103	67.528	1098.619	103.889
5	$\varepsilon_s = 0.002$	0.65	469.543	74.902	722.374	115.234
6	$\varepsilon_s = 0.005$	0.9	200.115	94.266	222.350	104.740
7	Tracion pura	0.9	-723.823	0	-804.248	0

Fuente: Elaboración propia.

Diagrama de interacción (Eje X, eje Y).

Figura 3-16 Diagrama de iteración de la columna más solicitada.



Fuente: Elaboración propia.

b) Verificar si la sección resiste a esfuerzos sometidos a flexión biaxial.

Las columnas por lo general están sometidas a flexión biaxial, Estos elementos están en función de tres variables: carga axial, momento en dirección X y momento en dirección Y, por lo que el diagrama de interacción deja de ser una curva para transformarse en una superficie.

Método de las cargas recíprocas de Bresler.

$$P_n \leq \frac{1}{\frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}}$$

Donde:

P_n: Carga axial nominal aproximada baja excentricidad en x e y.

P_{nx}: Carga axial nominal bajo excentricidad en dirección Y.

P_{ny}: Carga axial nominal bajo excentricidad en dirección X.

P_o: Carga axial nominal máxima bajo excentricidad nula.

Mediante interpolación determinamos Pnx

$\emptyset M_{nx}$ (kN.m)	$\emptyset P_{nx}$ (kN)
0.00	1548.32
5.00	**1506.66**
37.16	1238.66

Mediante interpolación determinamos Pny

$\emptyset M_{ny}$ (kN.m)	$\emptyset P_{ny}$ (kN)
0.00	1548.32
1.83	**1533.07**
37.16	1238.66

La resistencia nominal requerida a cargas axial es.

$$P_n = \frac{P_u}{\emptyset} = \frac{885.03\ kN}{0.65} = 1361.58\ kN$$

Maxima carga axial a compresión que resiste la columna.

$$P_o = 1548.32\ kN$$

La resistencia nominal provista a cargas a lo largo de ambos ejes

$$P_n \leq \frac{1}{\frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}} = \frac{1}{\frac{1}{1506.66} + \frac{1}{1533.07} - \frac{1}{1548.32}} = 1492.21\ kN$$

$$\mathbf{1361.58\ kN \leq 1492.21\ kN} \qquad \mathbf{Cumple}$$

Verificar la ratio de diseño

$$ratio = \frac{P_n}{P_a} = \frac{1361.58\ kN}{1492.21\ kN} = 0.91$$

$$\boldsymbol{ratio} \quad \mathbf{0.91 \leq 1} \qquad \mathbf{Cumple}$$

Verificación del espaciamiento mínimo entre barras.

$d_{agg} = 1.9\ cm$ diámetro del agregado

$$S_{min} = \begin{cases} 4\ cm \\ 1.5 \cdot d_b = 2.4\ cm \\ \frac{4}{3} \cdot d_{agg} = 2.53\ cm \end{cases}$$

$S = 4\ cm$

Esparcimiento calculado.

$d_{es} = 6\ mm \qquad r_g = 2.5\ cm \qquad d_b = 16\ mm$

$$S_{cal} = \frac{b - 2 \cdot r_g - N_b \cdot d_b - 2 \cdot d_{es}}{N_b - 1} = 9.50\ cm$$

- **Cálculo de la armadura transversal**

$V_u = 5.49\ kN$

$N_u = 878.72\ kN$

$f_y = 420\ MPa$

$\emptyset = 0.75$

$$V_c = \frac{1 \cdot \sqrt{21} \cdot 1000}{6} \cdot \left(1 + \frac{878.72}{14 \cdot 0.09 * 1000}\right) \cdot 0.3 \cdot 0.263 = 102.29\ kN$$

$$V_c = 0.29 \cdot 1 \cdot \sqrt{21} \cdot 1000 \cdot 0.3 \cdot 0.263 \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot 878.72}{0.09 \cdot 1000}} = 205.24\ kN$$

$V_u < \emptyset \cdot V_c$

Por una columna central los esfuerzos a corte son mínimos, se necesita colocar un refuerzo mínimo.

$5.49\ kN < 0.75 \cdot 102.29\ kN = 76.72\ kN$

Armadura mínima. $S = 15\ cm$

$$A_{smin_1} = \frac{\sqrt{f_c'}}{16} \cdot \frac{b \cdot s}{f_{yt}} = 30.39\ mm^2$$

$$A_{smin_2} = 0.34 \cdot \frac{b \cdot s}{f_{yt}} = 36.43\ mm^2$$

Considerando $\emptyset = 6\ mm$

$N_b = 2$

$d_b = 6\ mm$

$$A_s = N_b * \frac{(d_b)^2}{4} * \pi = 56.55\ mm^2$$

Espaciamiento máximo.

$$S_{max} = \begin{cases} 12\ d_b = 19.2 \\ 36 d_{be} = 21.6\ cm \\ menor\ dimension\ del\ la\ columna = 30\ cm \end{cases}$$

Usar estribos de $\emptyset = 6mm$ cada $15\ cm$

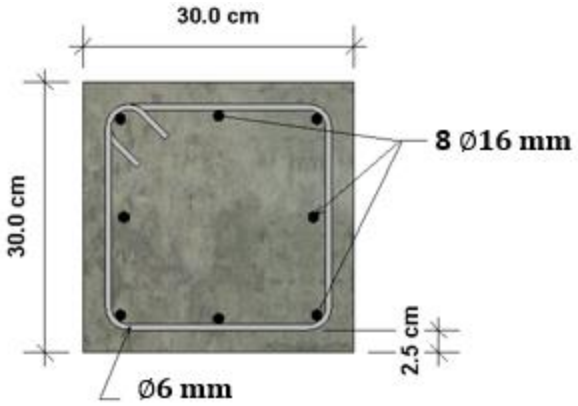


Figura 3-17 Disposición de armadura de la columna más solicitada.

Fuente: Elaboración propia.

3.5.5 Estructuras complementarias

Para dimensionar una escalera se debe considerar factores como la luz de la escalera, altura de entrepiso, número de peldaños, cada peldaño está compuesto por huella y contrahuella, lo respectivo debe seguir normas de funcionalidad definidas por el arquitecto. Se debe resaltar que la huella es el plano horizontal en el que se debe pisar al subir las gradas, la contra huella es el plano vertical perpendicular a la huella.

3.5.5.1 Diseño de escaleras

$f_c^{'} = 21\ MPa$

$f_y = 500\ MPa$

a) Dimensionamiento

Para determinar el espesor de la losa, generalmente se encuentra entre L/25 y L/20.

$l_n =$ luz libre de la escalera

Se Adoptará un valor constructivo.

$h = 20\ cm$ Espesor de la loza

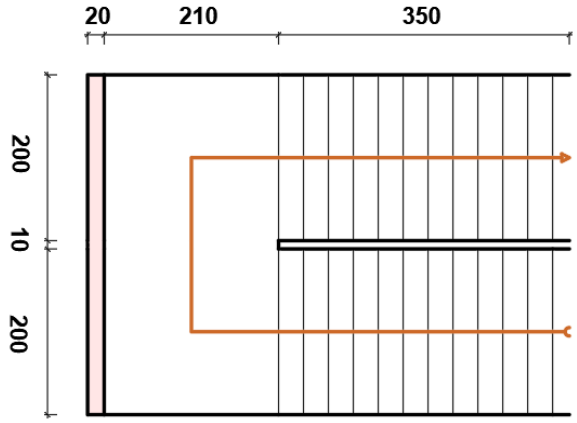


Figura 3-18 Geometría y dimensiones de la escalera.

Fuente: Elaboración propia.

b) Propiedades geométricas de la escalera

$L_1 = 2.10\ m$

$L_2 = 3.50\ m$

$r = 2.0\ cm$

$B = 2\ m$

$H = 0.30\ m$ Ancho de la huella

$l_n = 5.60\ m$ Luz libre de la escalera

$h = 3.85\ m$ Desnivel

$CH = 0.16\ m$ Contra huella

N°E = 3.85/0.16 = 24 Escalones

Altura promedio del tramo inclinado

$$\alpha = tan^{-1}\left(\frac{h\ altura\ de\ la\ contra\ huellas}{H}\right) = 28.072°$$

$$h' = \frac{h}{\cos(\alpha)} = 0.23\ m$$

$$hm = h' + \frac{h\ altura\ de\ la\ contra\ huellas}{2} = 0.31\ m$$

c) Cargas para el tramo inclinado

- **Cargas**

$CM1 = 1.2\ kN/m^2 \cdot 2.0\ m = \ 2.4\ kN/m$ Acabados

$CM2 = 1\ kN/m$ Barandas

Peso propio del tramo Inclinado (PP).

$PP = 24\ kN/m^3 \cdot 0.31\ m \cdot 2.0\ m = \ 14.72\ kN/m$

Carga muerta (D).

$D = CM1 + CM2 + PP = 18.12\ kN/m$

Carga viva

$SC = 5\ kN/m^2 \cdot 2.0\ m = \ 10\ kN/m$

- **Carga ultima.**

$q_u = 1.2D + 1.6L = 37.74\ kN/m$

d) Cargas para losa de descanso

- **Cargas**

$CM1 = 1.2\ kN/m^2 \cdot 2.0\ m = \ 2.4\ kN/m$ Acabados

Peso propio del tramo recto (PP).

$PP = 24\ kN/m^3 \cdot 0.20\ m \cdot 2.0\ m = \ 9.60\ kN/m$

Carga muerta (D).

$D = CM1 + PP = 12.00\ kN/m$

Carga viva

$SC = 5\ kN/m^2 \cdot 2.00\ m = \ 10.00\ kN/m$

- **Carga ultima.**

$q_u = 1.2D + 1.6L = 30.40\ kN/m$

- **Idealización de la escalera**

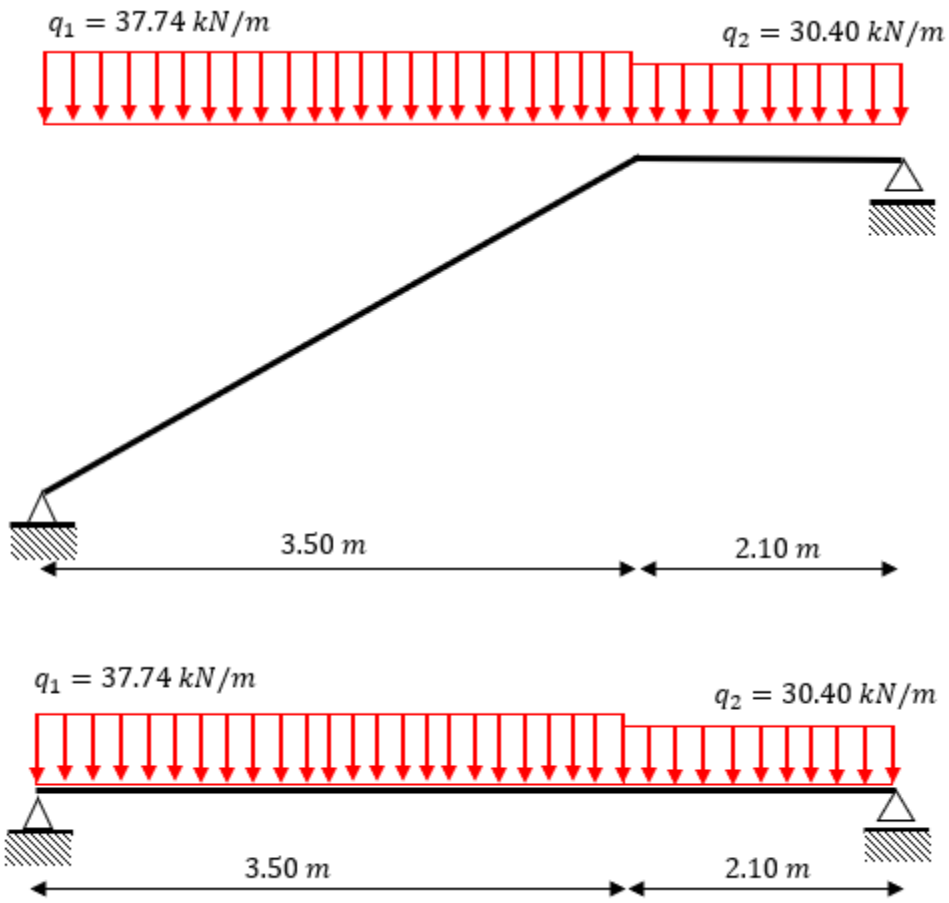


Figura 3-19 Idealización de la escalera.

Fuente: Elaboración propia.

- **Esfuerzos máximos**

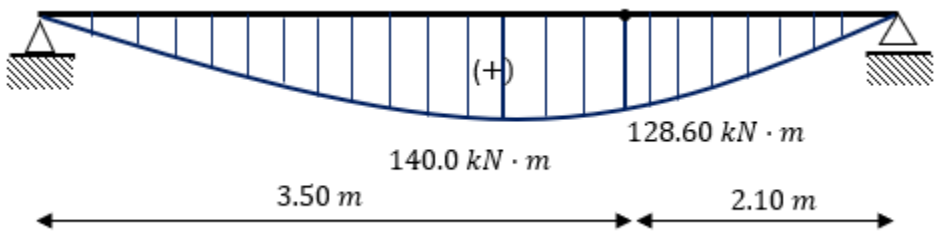


Diagrama de momentos

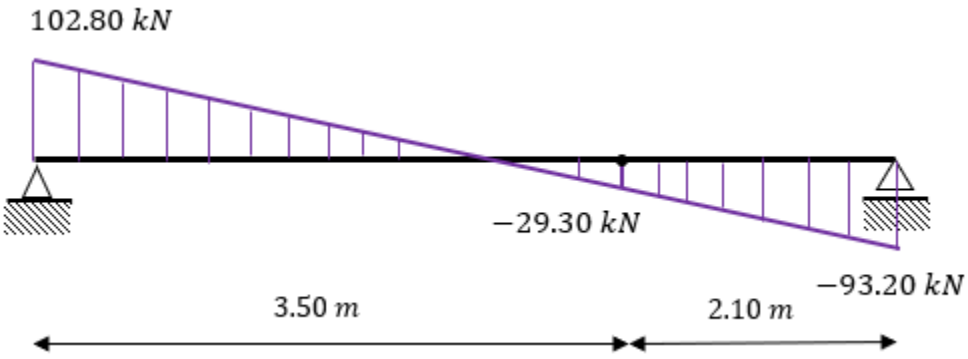


Diagrama de cortante

$M_{u+} = 140.00\ \ kN \cdot m$

$V_u = 102.80\ kN$

$d = h - r = 0.162\ m$

1) Determinando el refuerzo de acero por flexión.

- **Cuantía necesaria**

$\emptyset = 0.90$ controlado por tracción.

$$\rho_{nec} = 0.85 \cdot \frac{f_c^{'}}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\emptyset \cdot 0.85 \cdot f_c^{'} \cdot b \cdot d^2}}\right)$$

$$\rho_{nec} = 0.85 \cdot \frac{21}{500} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 140}{0.90 \cdot 0.85 \cdot 21 \cdot 2 \cdot 0.162^2} \cdot \frac{1}{1000}}\right)$$

$\rho_{nec} = 0.006523$

Refuerzo necesario

$A_{nes} = \rho_{nec} \cdot b \cdot d$

$A_{nes} = 0.006523 \cdot 2000 \cdot 162 = 2113.54\ mm^2$

- **Cuantía mínima**

La cuantía mínima se adopta el valor mayor de:

$$\rho_{min1} = 0.0018 \cdot \frac{420}{500} \cdot 2000 \cdot 200 = 604.80\ mm^2$$

$\rho_{min2} = 0.0014 \cdot 2000 \cdot 200 = 560\ mm^2$

$\boldsymbol{A_{s_min} < A_s}$

$\phi_b = 16\ mm$

$$A_s = \frac{\phi_b{}^2}{4} \cdot \pi = \frac{16^2}{4} \cdot \pi = 201.06\ mm^2$$

Numero de barras

$$N_{barras} = \frac{A_{nes}}{A_s} = \frac{2113.54\ mm^2}{201.06\ mm^2} = 10.51 \qquad \Longrightarrow \qquad N_{barras} = 11$$

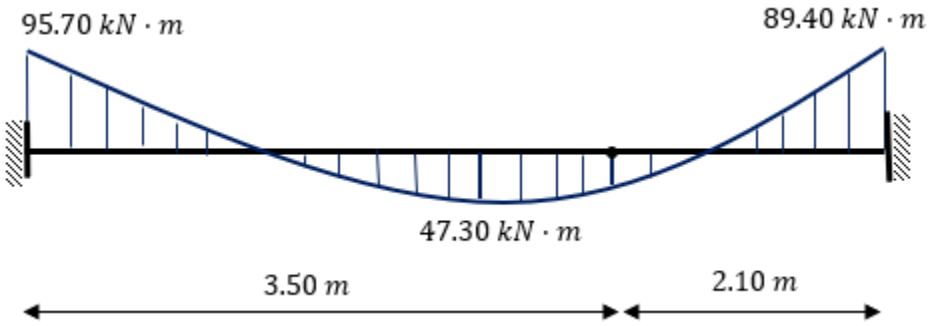
Separación

$$s = \frac{b - 2 \cdot r}{N_{barras}} = 174.91\ mm \qquad \Longrightarrow \qquad S = 15\ mm$$

Espaciamiento calculado

Usar $\emptyset = 16$ mm c/ 15 mm

2) Determinando el refuerzo negativo



$M_{n-} = 95.70\ \ kN \cdot m$

$d = h - r = 0.162\ m$

Cuantía necesaria

$\emptyset = 0.90$ controlado por tracción.

$$\rho_{nec} = 0.85 \cdot \frac{f_c^{\prime}}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_n}{\emptyset \cdot 0.85 \cdot f_c^{\prime} \cdot b \cdot d^2}}\right)$$

$$\rho_{nec} = 0.85 \cdot \frac{21}{500} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 95.70}{0.90 \cdot 0.85 \cdot 21 \cdot 2 \cdot 0.162^2} \cdot \frac{1}{1000}}\right)$$

$\rho_{nec} = 0.004312$

Refuerzo necesario

$A_{nes} = \rho_{nec} \cdot b \cdot d$

$A_{nes} = 0.004312 \cdot 2000 \cdot 162 = 1397.14\ mm^2$

_ **Cuantía mínima**

La cuantía mínima se adopta el valor mayor de:

$$\rho_{min1} = 0.0018 \cdot \frac{420}{500} \cdot 2000 \cdot 200 = 604.80\ mm^2$$

$$\rho_{min2} = 0.0014 \cdot 2000 \cdot 2000 = 560.00\ mm^2$$

$$\boldsymbol{A_{s_min} < A_s}$$

$$\phi_b = 12\ mm$$

$$A_s = \frac{{\phi_b}^2}{4} \cdot \pi = \frac{12^2}{4} \cdot \pi = 113.097\ mm^2$$

Numero de barras

$$N_{barras} = \frac{A_{nes}}{A_s} = \frac{1397.14\ mm^2}{113.097\ mm^2} = 12.35 \quad \Longrightarrow \quad N_{barras} = 13$$

Separación

$$s = \frac{b - 2 \cdot r}{N_{barras}} = \frac{2000 - 2 \cdot 20}{13} = 150.77\ mm \quad \Longrightarrow \quad S = 150\ mm$$

Espaciamiento calculado

Usar $\emptyset$ = 12 mm c/ 0.15 m

3) Verificación por corte

$$d = h - r = 0.162\ m$$

$$V_u = 102.80\ kN$$

$$V_c = \frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c'}}{6} \cdot d \cdot b$$

$$V_c = \frac{1 \cdot \sqrt{21}}{6} \cdot 2 \cdot 0.162 \cdot 1000 = 247.459\ kN$$

$$\emptyset \cdot V_c = 185.59\ kN$$

$$\boldsymbol{V_u < \emptyset \cdot V_c}$$

La resistencia a cortante $\boldsymbol{\emptyset \cdot V_c}$ es mayor a la resistencia $\boldsymbol{V_u}$**.** Por lo tanto, la resistencia a cortante la resiste el hormigón.

3.5.6 Fundaciones

Datos:

$f_c^{\acute{}} = 21\ MPa$

$f_y = 500\ MPa$

$q_{adm} = 0.2\ MPa$

Dimensiones de la columna

$b = 0.3\ m$

$l = 0.3\ m$

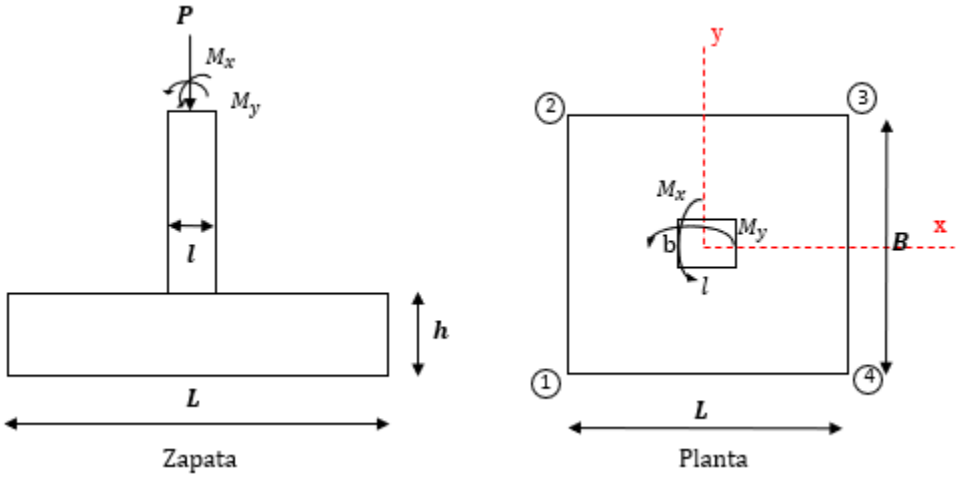


Figura 3-20 Zapata aislada concéntrica sometida a flexión biaxial.

Fuente: Elaboración propia.

Cargas de servicio.

$P_s = 677.00\ kN$

$M_{sx} = 0.41\ kN \cdot m$

$M_{sy} = 2.30\ kN \cdot m$

Carga ultima.

$P_u = 915.00\ kN$

$M_{ux} = 0.74\ kN \cdot m$

$M_{uy} = 3.04\ kN \cdot m$

1.- Obtener el ancho mínimo de la zapata.

Excentricidad en la zapata

$$e_L = \frac{M_{sy}}{P_s} = \frac{2.30\ kN \cdot m}{677.00\ kN} \cdot 1000 = 3.40\ mm$$

$$e_B = \frac{M_{sx}}{P_s} = \frac{0.41\ kN \cdot m}{677.00\ kN} \cdot 1000 = 0.61\ mm$$

$$B_{min} = e_B + e_L + \sqrt{\frac{P_s}{q_{adm}} + (e_B - e_L)^2}$$

$$B_{min} = 0.61\ mm + 3.40\ mm + \sqrt{\frac{677.00\ kN}{0.2\ MPa} \cdot 1000 + (0.61\ mm - 3.40\ mm)^2}$$

$B_{min} = 1843.84\ mm \implies$ Asumido $\mathrm{B = L = 1850}\ mm$

Adoptamos una sección de zapata cuadrada de igual. $B = 1.85\ m\ ,\ L = 1.85\ m$

2.- Altura de la zapata.

$h = 360\ mm$

$r_g = 50\ mm$

$\emptyset_b = 12\ mm$

$$d = h - r_g - \frac{\emptyset_b}{2} = 350 - 50 - \frac{12}{2} = 294\ mm = 0.29\ m$$

3.- Verificación al hundimiento.

El esfuerzo que trasmite el suelo a la zapata debe ser menor al esfuerzo admisible del suelo

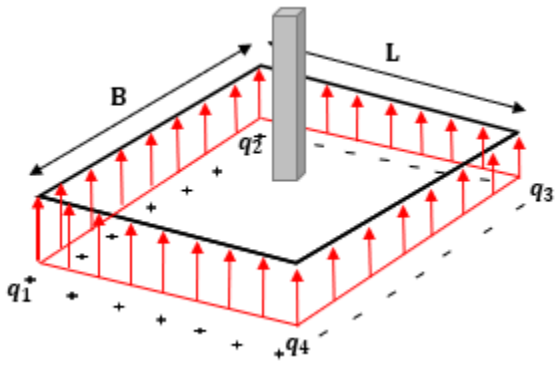


Figura 3-21 Esfuerzos admisibles en la zapata.

Fuente: Elaboración propia.

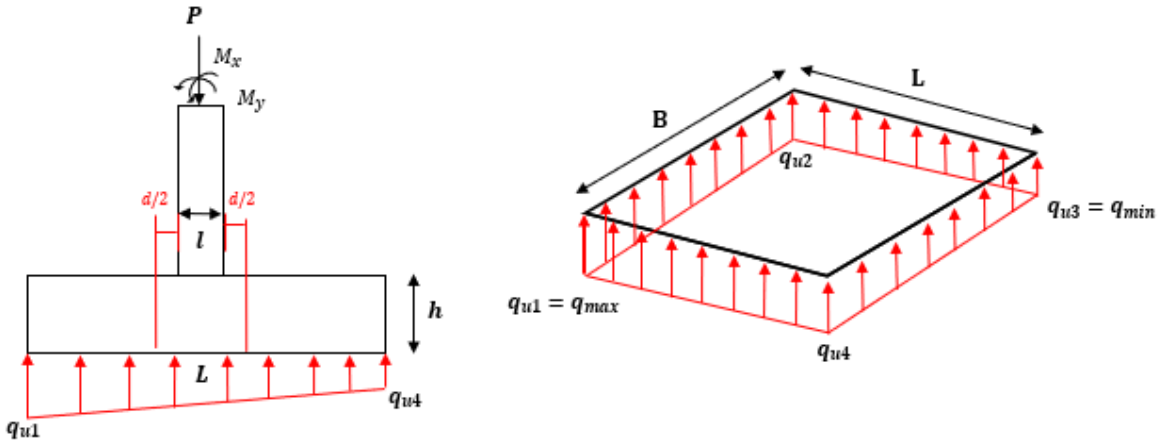
$$q_1 = \frac{P_s}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_L}{L} + \frac{6 \cdot e_B}{B}\right) = 0.199\ MPa$$

$$q_2 = \frac{P_s}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_L}{L} - \frac{6 \cdot e_B}{B}\right) = 0.199\ MPa$$

$$q_3 = \frac{P_s}{B \cdot L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_L}{L} - \frac{6 \cdot e_B}{B}\right) = 0.195\ MPa$$

$$q_4 = \frac{P_s}{B \cdot L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_L}{L} + \frac{6 \cdot e_B}{B}\right) = 0.196 MPa$$

5.- Verificación a cortante en dos direcciones o punzonamiento.



$$e_L = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{3.04\ kN \cdot m}{915.00\ kN} \cdot 1000 = 3.32\ mm$$

$$e_B = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{0.75\ kN \cdot m}{915.00\ kN} \cdot 1000 = 0.81\ mm$$

$$q_{u1} = \frac{P_u}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_L}{L} + \frac{6 \cdot e_B}{B}\right) = 0.271\ MPa$$

$$q_{u2} = \frac{P_u}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_L}{L} - \frac{6 \cdot e_B}{B}\right) = 0.270\ MPa$$

$$q_{u3} = \frac{P_u}{B \cdot L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_L}{L} - \frac{6 \cdot e_B}{B}\right) = 0.265\ MPa$$

$$q_{u4} = \frac{P_u}{B \cdot L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_L}{L} + \frac{6 \cdot e_B}{B}\right) = 0.267\ MPa$$

$$q_{upro} = \frac{q_{u1} + q_{u2} + q_{u3} + q_{u4}}{4}$$

$$q_{upro} = \frac{0.271 + 0.270 + 0.265 + 0.267}{4} = 0.267\ MPa$$

Fuerza cortante bidireccional

$$V_{ubd} = P_u - q_{upro} \cdot (l + d) \cdot (b + d)$$

$V_{ubd} = 817.467\ kN$

Debe verificar:

Posición de la columna en la zapata. $\alpha_s = 40$

Perímetro de la sección critica.

$b_o = 2 \cdot (l + d) + 2 \cdot (b + d) = 2416\ mm$

Coeficiente de reducción de resistencia. $\phi_v = 0.75$

Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna. $\beta = \frac{l}{b} = 1$

Concreto de peso normal. $\lambda = 1$

$$V_{c1} = \phi_v \cdot \frac{1}{6} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot b_o \cdot d = 1287.394\ kN$$

$$V_{c2} = \phi_v \cdot \frac{1}{12} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot b_o \cdot d = 1473.557\ kN$$

$$V_{c3} = \phi_v \cdot \frac{1}{3} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d = 833.02\ kN$$

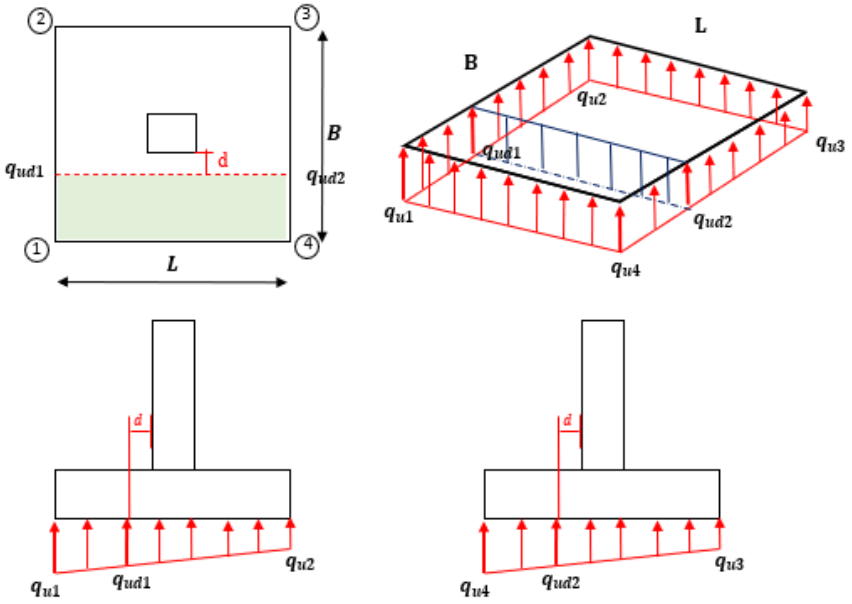
$$V_c = \min(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 833.02\ kN$$

$$\boldsymbol{V_c > V_{ubd}}$$

$$\boldsymbol{V_c = 833.02\ kN > V_{ubd} = 817.467\ kN} \quad \textbf{Cumple}$$

6.- Revisar la cortante unidireccional.

- **Sentido longitudinal**



$$q_{ud1} = q_{u1} - \frac{q_{u1} - q_{u2}}{B} \cdot \left(\frac{B-b}{2} - d\right) = 0.271\ MPa$$

$$q_{ud2} = q_{u4} - \frac{q_{u4} - q_{u3}}{B} \cdot \left(\frac{B-b}{2} - d\right) = 0.265\ MPa$$

Cortante unidireccional

$$V_{uudx} = \left(\frac{q_{ud1} + q_{ud2} + q_{u1} + q_{u4}}{4}\right) \cdot \left(\frac{B-b}{2} - d\right) \cdot L = 233.41\ kN$$

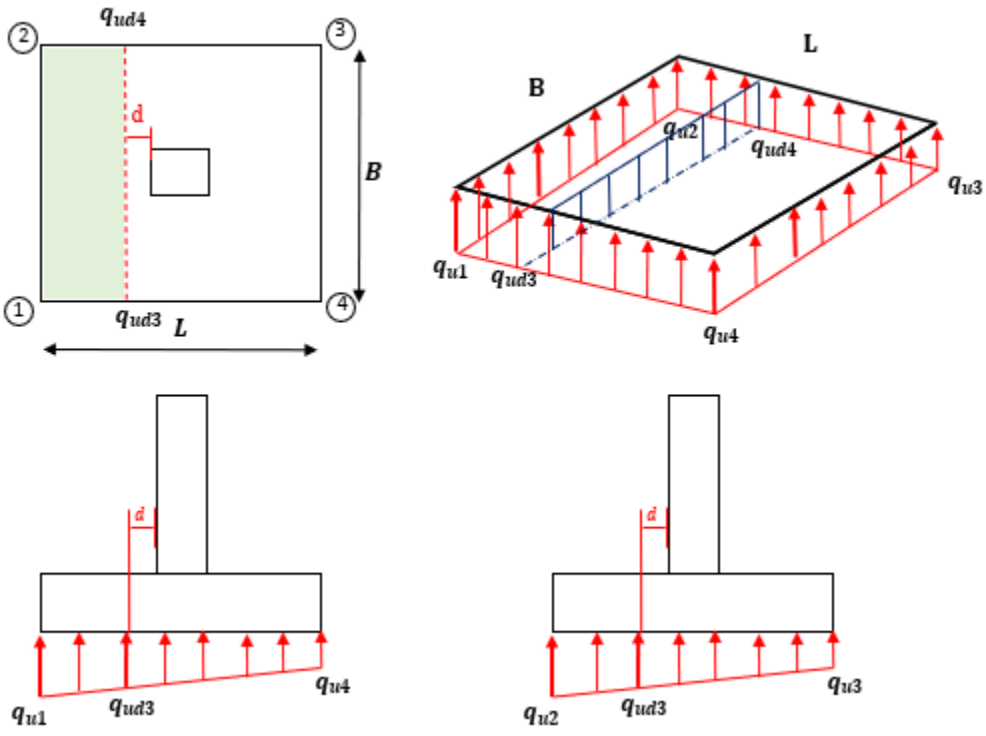
Debe verificar

$$V_c = \phi_v \cdot \frac{1}{6} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot L \cdot d = 328.598\ kN$$

$$\boldsymbol{V_c > V_{uudx}}$$

$$\boldsymbol{V_c = 328.598\ kN > V_{uudx} = 233.41\ kN} \quad \textbf{Cumple}$$

- **Sentido transversal**



$$q_{ud3} = q_{u1} - \frac{q_{u1} - q_{u4}}{L} \cdot \left(\frac{L-l}{2} - d\right) = 0.269\ MPa$$

$$q_{ud4} = q_{u2} - \frac{q_{u2} - q_{u3}}{L} \cdot \left(\frac{L-l}{2} - d\right) = 0.268\ MPa$$

Cortante unidireccional

$$V_{uudy} = \left(\frac{q_{ud3} + q_{ud4} + q_{u1} + q_{u2}}{4}\right) \cdot \left(\frac{L - l}{2} - d\right) \cdot B = 234.825\ kN$$

Debe verificar

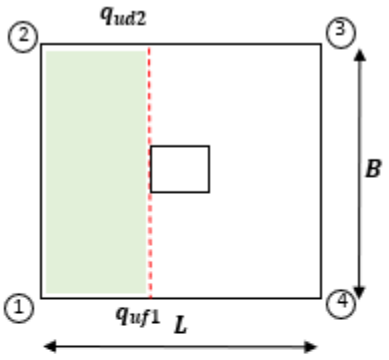
$$V_c = \phi_v \cdot \frac{1}{6} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot B \cdot d = 328.598\ kN$$

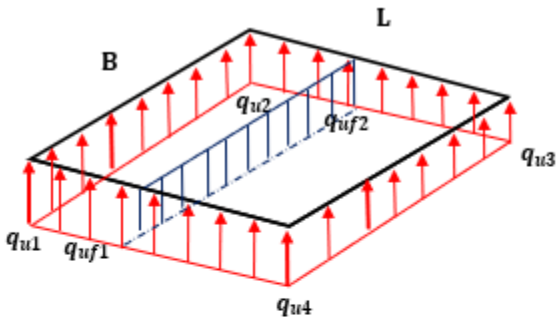
$$\boldsymbol{V_c > V_{uudy}}$$

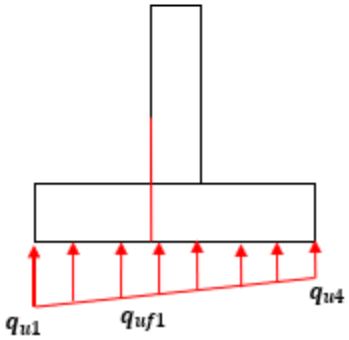
$$\boldsymbol{V_c = 328.598\ kN > V_{uudy} = 228.825\ kN} \quad \textbf{Cumple}$$

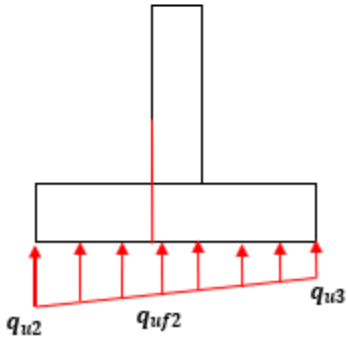
7.- Revisar el momento para calcular el acero de refuerzo.

- **Refuerzo longitudinal (sentido transversal de la sección)**









$$L_v = \frac{L - l}{2} = 775.0\ mm$$

$$q_{uf1} = q_{u1} - \left(\frac{q_{u1} - q_{u4}}{L}\right) \cdot \left(\frac{L - l}{2}\right) = 0.269\ MPa$$

$$M_{uf1} = \left(\left(\frac{q_{u1} - q_{uf1}}{2}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot {L_v}^2}{3}\right) + q_{uf1} \cdot \frac{{L_v}^2}{L}\right) \cdot B = 150.076\ kN \cdot m$$

$$q_{uf2} = q_{u2} - \left(\frac{q_{u2} - q_{u3}}{L}\right) \cdot \left(\frac{L - l}{2}\right) = 0.267\ MPa$$

$$M_{uf2} = \left(\left(\frac{q_{u2} - q_{uf2}}{2} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot {L_v}^2}{3} \right) + q_{uf2} \cdot \frac{{L_v}^2}{L} \right) \cdot B = 149.297\ kN \cdot m$$

$$M_u = \frac{M_{ut1} + M_{ut2}}{2}$$

$$M_u = \frac{150.076\ kN \cdot m + 149.297\ kN \cdot m}{2}$$

$$M_u = 149.686\ kN \cdot m$$

Coeficiente de minoración de resistencia. $\phi = 0.90$

Acero necesario

$$A_{nec} = 0.85 \cdot \frac{{f_c}' \cdot L \cdot d}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot {f_c}' \cdot L \cdot d^2}} \right)$$

$$A_{nec} = 1125.76\ mm^2$$

Acero mínimo

$$A_g = L \cdot d = 1850\ mm \cdot 304\ mm = 562400\ mm^2$$

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot \frac{420\ MPa}{500\ MPa} \cdot 562400\ mm^2 = 850.349\ mm^2$$

$$\boldsymbol{A_{nec} > A_{smin}}$$

$$\boldsymbol{A_{nec} = 1125.76\ mm^2 > A_{smin} = 850.349\ mm^2}$$

$$d_b = 12\ mm$$

$$A_{s\emptyset 12} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \pi = 113.097\ mm^2$$

$$N_{barras} = \frac{A_{nec}}{A_{s\emptyset 12}} = 9.954 \implies N_{barras} = 10$$

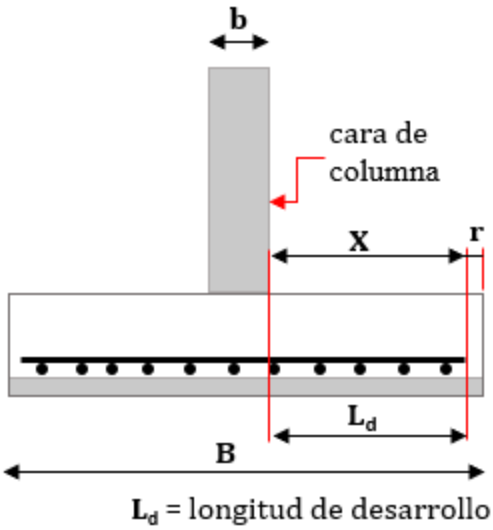
Espacimiento

$$s = \frac{B - 2 \cdot r - d_{b_{12mm}}}{N_{barras} - 1} = \frac{1850 - 2 \cdot 50 - 12}{10 - 1} = 193.111\ mm \implies S = 150\ mm$$

Usar $\emptyset = 12\ mm$ c/15 cm

8.- Verificación si requiere patillas

La longitud de desarrollo se mide desde la cara de la columna



Cálculo de "X"

$$X = \left(\frac{B-b}{2}\right) - r_{geo} = 725\ mm$$

Ubicación de la armadura, $\psi_t = 1.3$

Revestimiento epóxico, $\psi_e = 1$

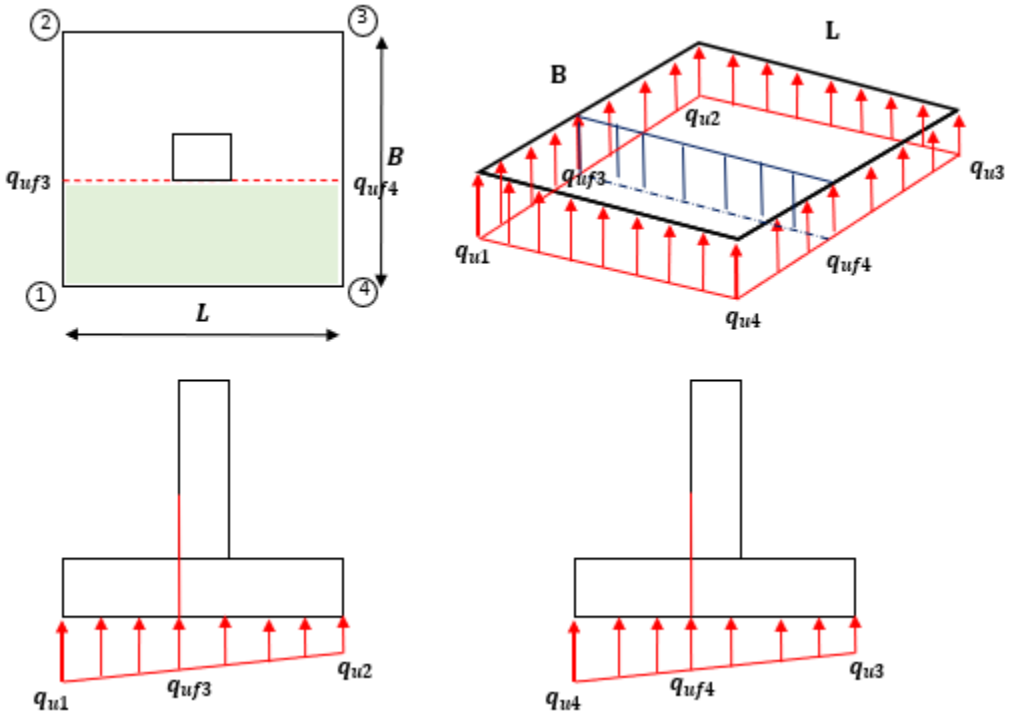
$$L_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{2.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}}\right) \cdot d_b$$

$$L_d = \left(\frac{500 \cdot 1 \cdot 1}{2.1 \cdot 1 \cdot \sqrt{21}}\right) \cdot 12 = 623.48\ mm$$

$X = 725\ mm > L_d = 623.48\ mm$

$X > L_d$ las barras de la zapata no necesitan gancho.

- **Refuerzo longitudinal (sentido transversal de la sección)**



$$L_v = \frac{B - b}{2} = 775.0\ mm$$

$$q_{uf3} = q_{u1} - \left(\frac{q_{u1} - q_{u2}}{B}\right) \cdot \left(\frac{B - b}{2}\right) = 0.27\ MPa$$

$$q_{uf4} = q_{u4} - \left(\frac{q_{u4} - q_{u3}}{B}\right) \cdot \left(\frac{B - b}{2}\right) = 0.265\ MPa$$

$$M_u = \left(\left(\frac{q_{uf3} + q_{uf4} + q_{u1} + q_{u4}}{B}\right) \cdot \left(\frac{{L_v}^2}{3}\right)\right) \cdot L = 148.759\ kN \cdot m$$

Coeficiente de minoración de resistencia. $\phi = 0.90$

Acero necesario

$$A_{nec} = 0.85 \cdot \frac{f_c' \cdot L \cdot d}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f_c' \cdot L \cdot d^2}}\right) = 1118.582\ mm^2$$

Acero mínimo

$$A_g = L \cdot d = 1850\ mm \cdot 304\ mm = 562400\ mm^2$$

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot \frac{420\ MPa}{500\ MPa} \cdot 562400\ mm^2 = 850.349\ mm^2$$

$$\boldsymbol{A_{nec} > A_{smin}}$$

$$\boldsymbol{A_{nec} = 1118.582\ mm^2 > A_{smin} = 850.349\ mm^2}$$

$d_b = 12\ mm$

$$A_{s\emptyset 12} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \pi = 113.097\ mm^2$$

$$N_{barras} = \frac{A_{nec}}{A_{s\emptyset 12}} = 9.89 \implies N_{barras} = 10$$

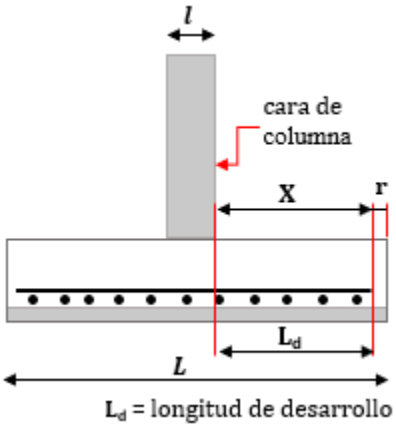
Espacimiento

$$s = \frac{L - 2 \cdot r - d_{b\,12mm}}{N_{barras} - 1} = \frac{1850 - 2 \cdot 50 - 12}{10 - 1} = 193.111\ mm \implies S = 15\ cm$$

Usar $\emptyset = 12mm$ c/15 cm

- **Verificación si requiere patillas**

La longitud de desarrollo se mide desde la cara de la columna



Cálculo de "X"

$$X = \left(\frac{L - l}{2}\right) - r_{geo} = 725\ mm$$

Ubicación de la armadura, $\psi_t = 1$

Revestimiento epóxico. $\psi_e = 1$

$$L_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{2.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}}\right) \cdot d_b$$

$$L_d = \left(\frac{500 \cdot 1.3 \cdot 1}{2.1 \cdot 1 \cdot \sqrt{21}}\right) \cdot 1.2 = 623.48\ mm$$

$X = 725\ mm > L_d = 623.48\ mm$

$X > L_d$ las barras de la zapata no necesitan gancho.

3.5.7 Diseño estructural de la rampa

Geometría

Ancho de la rampa = 1.50 m

Espesor = 0.15 m

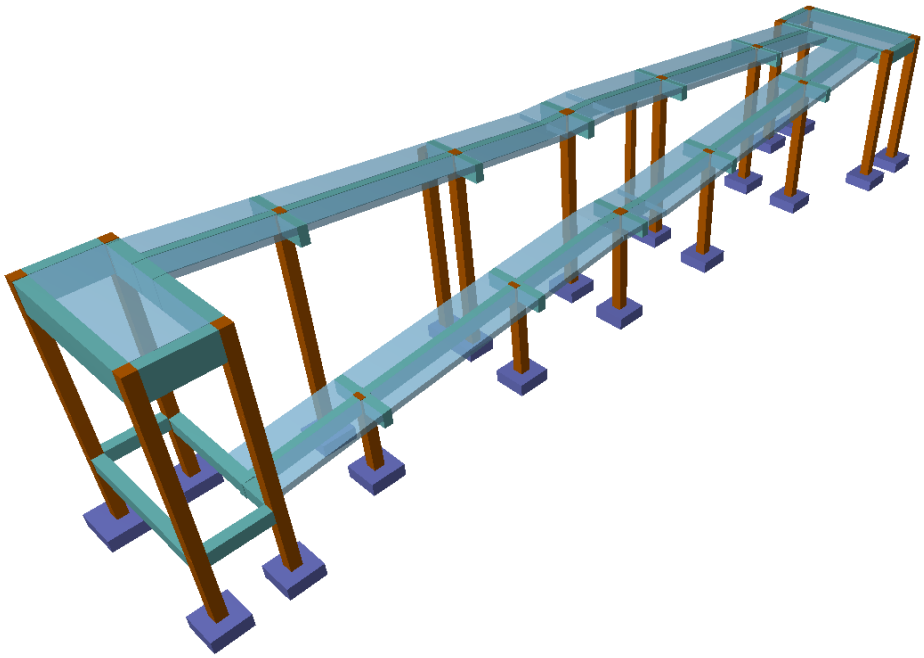


Figura 3-22 Geometría de la rampa generado en el software cypecad.

Fuente: Software cypecad.

- **Determinando el refuerzo de acero positivo.**

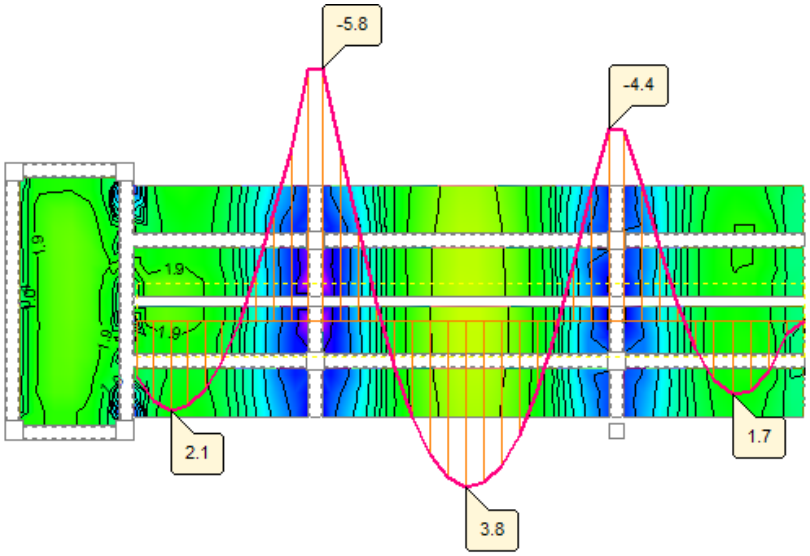


Figura 3-23 Momento máximos positivo y negativo en x para losa maciza.

Fuente: Software cypecad.

a) Determinando el refuerzo de acero positivo

$M_{+x} = 3.80\ kN \cdot m$

$d = 15\ cm - 3.5\ cm$

$d = 11.5\ cm$

Cuantía necesaria

$\emptyset = 0.90$ controlado por tracción.

$$\rho_{nec} = 0.85 \cdot \frac{21}{500} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3.80}{0.90 \cdot 0.85 \cdot 21 \cdot 1 \cdot 0.115^2} \cdot \frac{1}{1000}}\right)$$

$\rho_{nec} = 0.000725$

Refuerzo necesario

$A_{nes} = \rho_{nec} \cdot b \cdot h$

$A_{nes} = 0.000725 \cdot 1000 \cdot 115 = 53.348\ mm^2$

Cuantía mínima

$$A_{smin1} = 0.0018 \cdot \frac{420}{500} \cdot 1000 \cdot 150 = 226.80\ mm^2$$

Acero adoptado:

$N_{barras} = 1$

$d_b = 9.5\ mm$

$$A_s = 1 \cdot \frac{9.5^2}{4} \cdot \pi = 70.882\ mm^2$$

Separación

$$N_{barras} = \frac{A_{smin1}}{A_s} = \frac{226.80\ mm^2}{70.882\ mm^2} = 3.2 \qquad \Longrightarrow \quad N_{barras} = 4 \text{ barras}$$

$$s = \frac{b}{N_{barras}} = \frac{100\ cm}{4} = 25\ cm$$

Usar $\emptyset$ = 10 mm c/ 25 mm

b) Determinando el refuerzo de acero negativo.

$M_{-x} = 5.80\ kN \cdot m$

$d = 15\ cm - 3.5\ cm$

$d = 11.5\ cm$

Cuantía necesaria

$\emptyset = 0.90$ controlado por tracción.

$$\rho_{nec} = 0.85 \cdot \frac{21}{500} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 5.80}{0.90 \cdot 0.85 \cdot 21 \cdot 1 \cdot 0.115^2} \cdot \frac{1}{1000}}\right)$$

$\rho_{nec} = 0.00111$

Refuerzo necesario

$A_{nes} = \rho_{nec} \cdot b \cdot h$

$A_{nes} = 0.00111 \cdot 1000 \cdot 115 = 127.985\ mm^2$

Cuantía mínima

$$A_{smin1} = 0.0018 \cdot \frac{420}{500} \cdot 1000 \cdot 150 = 226.800\ mm^2$$

Acero adoptado:

$N_{barras} = 1$

$d_b = 9.5\ mm$

$$A_s = 1 \cdot \frac{9.5^2}{4} \cdot \pi = 70.882\ mm^2$$

Separación

$$N_{barras} = \frac{A_{smin1}}{A_s} = \frac{226.80\ mm^2}{70.882\ mm^2} = 3.2 \qquad \Longrightarrow \quad N_{barras} = 4 \text{ barras}$$

$$s = \frac{b}{N_{barras}} = \frac{100\ cm}{4} = 25\ cm$$

Espaciamiento calculado

Usar $\emptyset$ = 10 mm c/ 25 mm

3.6 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.6.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones definen las exigencias y procedimientos que van a ser empleados y aplicados en todos los trabajos de construcción.

Las especificaciones son el único documento que señala las obligaciones de la administración del proyecto durante su construcción. (ver anexo A.4).

3.6.2 Cómputos métricos

Los cómputos métricos se detallan en el (anexo A.5).

3.6.3 Precios unitarios

El análisis de precios unitarios fue realizado para cada ítem de obra gruesa.

Las plantillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el (anexo A.6).

3.6.4 Presupuesto

El presupuesto se obtuvo en función a los cómputos métricos y los precios unitarios correspondientes de cada ítem.

La obra tendrá un costo de Bs. 2,694,509.36 (Dos millones seiscientos noventa y cuatro mil quinientos nueve 36/100 bolivianos), se detalla en el (anexo A.7).

3.6.5 Planeamiento y cronograma

El tiempo total para la ejecución del proyecto del “Análisis, Diseño y Cálculo Estructural de la Unidad Educativa Río Seco”. es de 272 días calendario. Se detalla en el (anexo A.9).

CAPÍTULO IV

IV. APORTE ACADÉMICO - DISEÑO LOSA RETICULAR CASETONADA

4.1 Marco conceptual del aporte académico

Las losas reticulares, también llamadas waffle slabs, son sistemas estructurales formados por una losa superior de pequeño espesor apoyada sobre una retícula ortogonal de nervaduras en dos direcciones. Esta configuración genera un diafragma con alta rigidez flexional y gran capacidad resistente, permitiendo cubrir luces mayores y optimizando el uso de concreto y acero. Su geometría, semejante a un casetón repetitivo, reduce el peso propio y mejora la eficiencia estructural frente a cargas gravitacionales.

4.1.1 Características principales de las losas reticulares.

1. Presencia de casetones: conforman vacíos que reducen significativamente el peso propio sin comprometer la estructura.
2. Nervaduras ortogonales: se disponen en dos direcciones perpendiculares en (ejes X–Y), con separación entre 40 y 75 cm, dependiendo del diseño y las cargas.
3. Losa superior de compresión: con espesor mínimo recomendado de 5 cm.
4. Trabajo en dos direcciones: permite una distribución de cargas en ambas direcciones, optimizando la distribución de momentos y reduciendo concentraciones de esfuerzos.
5. Alta rigidez flexional: debido a la disposición de nervaduras, presenta mayor inercia estructural lo que contribuye a menores deflexiones y vibraciones.
6. Reducción del volumen de concreto: permite disminuir entre 20% y 40% el volumen de concreto respecto a una losa maciza.

4.1.2 Elementos constructivos.

4.1.2.1 Losa de compresión

Lámina superior cuya función es:

- Asegurar la colaboración estructural entre nervaduras.
- Proporcionar diafragma rígido en la transmisión de cargas.
- Controlar la fisuración superficial.

4.1.2.2 Nervaduras o Viguetas

Trabajan como vigas ortogonales repetitivas cuya rigidez está definida por:

- Altura total del casetón.
- Separación entre ejes (típicamente entre 40–75 cm).
- Espesor del alma mayor a 10 cm

Resisten principalmente los momentos flectores y cortantes.

4.1.2.3 Casetones o moldes

Elementos recuperables o desechables que permiten formar la geometría reticulada. Su función principal es:

- Reducir el volumen de concreto.
- Definir el espaciamiento y dimensiones de las nervaduras.
- Facilitar un proceso constructivo repetitivo y eficiente.

4.2 Losas armadas en dos direcciones

Cuando las losas se sustentan en dos direcciones ortogonales, se desarrollan esfuerzos y deformaciones en ambas direcciones, recibiendo el nombre de losas bidireccionales.

Esto significa que la losa en cualquier punto presenta flexión en ambas direcciones principales y como los momentos flectores son proporcionales a las curvaturas, entonces también existen momentos en ambas direcciones. Para resistir estos momentos, la losa debe estar reforzada en ambas direcciones por al menos dos capas de barras perpendiculares, en consecuencia, la losa debe ser diseñada para resistir una porción de la carga en cada dirección.

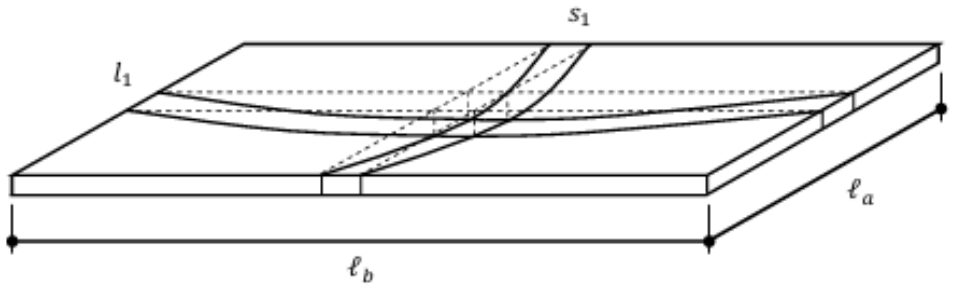


Figura 4-1 Flexión de las franjas centrales de una losa bidireccional

Fuente: Diseño de estructuras de hormigón Armado Carlos Córdova Alvestegui

4.2.1 Criterios para el dimensionamiento de losas armadas en dos sentidos.

4.2.1.1 Sección efectiva de una viga.

Para los sistemas de losa con vigas entre sus apoyos, las vigas deben cumplir partes de la losa a modo de alas, como se ilustra en la Figura 4-2. Las constantes de diseño y los parámetros de rigidez utilizados con el Método de Diseño Directo y el Método del Pórtico equivalente se basan en las secciones de viga efectivas ilustradas.

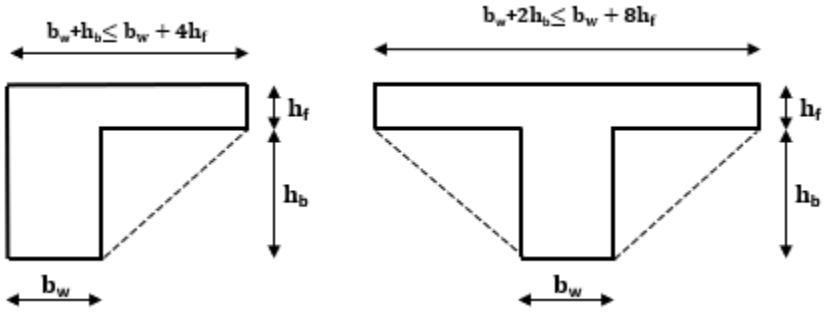


Figura 4-2 Secciones efectivas de una viga

Fuente: Análisis y diseño de losas Ing. Ovidio

La Norma Boliviana NB 1225001 propone espesores mínimos de losa que garantizan que sus deflexiones no sean excesivas. Si los esfuerzos de corte son elevados, dicho espesor debe ser incrementado. Esta situación se suele presentar en los sistemas de losa si vigas.

El espesor mínimo de losas con vigas entre apoyos, en función de α_m el cual es igual al promedio de los valores de α_f correspondiente a las vigas que limitan el paño. El parámetro se determina a través de la siguiente expresión:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

E_{cb} = Modulo de elasticidad del concreto de la viga.

E_{cs} = Modulo de elasticidad del concreto de la losa.

I_b = Momento de inercia de la sección bruta de la viga respecto a su eje centroidal.

I_s = Momento de inercia de la sección bruta de la losa respecto a su eje centroidal.

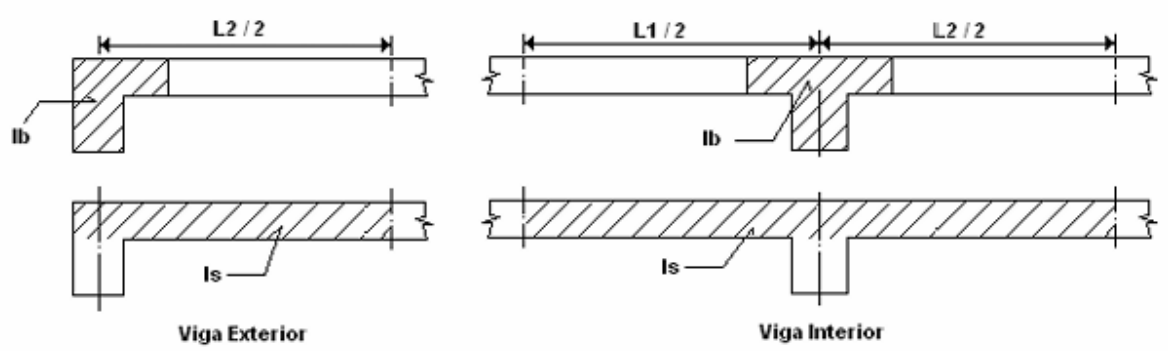


Figura 4-3 Secciones de losas y vigas a ser consideradas para el cálculo de α_f

Fuente: Elaboración propia.

Si α_m es menor que 0.2, la rigidez de las vigas es prácticamente nula y, por lo tanto, su presencia no se considera. En este caso los espesores de losa se determinan haciendo uso de la Tabla 4.1.

4.2.1.2 Se diseña en dos direcciones cuando.

- La losa está soportada en todos los bordes y el lado mayor es menor del doble del lado menor. $L_{largo} < 2L_{corto}$
- La losa es denominada placa plana, es decir que no tiene vigas de borde de modo que sufren deflexiones en dos direcciones. Esta losa descansa directamente sobre las columnas.
- Se usa las denominadas losas planas, aquí se incluyen las losas con capiteles, con ábacos o ambos.

4.2.2 Espesor mínimo de losas en dos direcciones con vigas entre apoyos entre todos lados.

Para paneles que tengan vigas entre apoyos en todos los lados, el espesor de la losa debe cumplir con a siguiente tabla.

Tabla 4.1 Espesores mínimos de losas no pretensadas en dos direcciones con vigas entre apoyos en todos los lados

α_{fm}[1]	Espesor mínimo, h, mm	
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica Tabla 4.1	(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	$h \geq \frac{l_n\left(0.8 + \frac{f_y}{1380}\right)}{36 + 5\beta\left(\alpha_{fm} - 0.20\right)}$	(b)[2][3]
	$h \geq 150$	(c)
$\alpha_{fm} > 2{,}0$	$h \geq \frac{l_n\left(0.8 + \frac{f_y}{1380}\right)}{36 + 9\beta}$	(d)[2][3]
	$h \geq 100$	(e)

Fuente: NB. 1225001 “Norma Boliviana del Hormigón Estructural”

(1) α_m es valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel. Para losas sin vigas tomar $\alpha_m = 0$.

(2) α_f relación de rigidez a flexión de la sección de la viga a rigidez a flexión de un ancho de losas limitada lateralmente por las líneas centrales de paños adyacentes a cada lado de la viga.

(3) l_n corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (cm).

(4) El termino β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

Pueden utilizarse espesores de losas menores que los mínimos requeridos cuando las deflexiones calculadas no exceden los límites de la Tabla 24.2.2. (NB 1225001).

4.2.3 Consideraciones para el refuerzo de losas en dos direcciones.

4.2.3.1 Ábacos.

Los ábacos pueden ser porciones más gruesas de la losa que circunscriben las columnas y generalmente son utilizados por las siguientes razones:

- El ábaco rigidiza la losa en la región de momentos máximos (momentos negativos sobre los apoyos) y por tanto reduce la deflexión.
- Un ábaco con las dimensiones mínimas indicadas por la tabla 4.1 de la NB 1225001 puede ser considerado para reducir la cantidad de refuerzo negativo sobre las columnas porque el brazo del refuerzo negativo aumenta.
- Un ábaco provee una profundidad adicional en la región de las columnas y por tanto aumenta el área del perímetro de la sección crítica a corte.

El ábaco debe proyectarse bajo la losa al menos un cuarto del espesor de la losa y debe extenderse, en cada dirección, desde la línea central de apoyo una distancia no menor a un sexto de la longitud del vano medida al centro de los apoyos en esa dirección.

Aquel lugar bajo columnas donde los esfuerzos de momento sobrepasen el momento máximo que puede soportar la losa se debe introducir un ábaco. también se deben considerar aquellos lugares donde el cortante en cualquier dirección sobrepase el máximo cortante que pueda resistir la losa reticular.

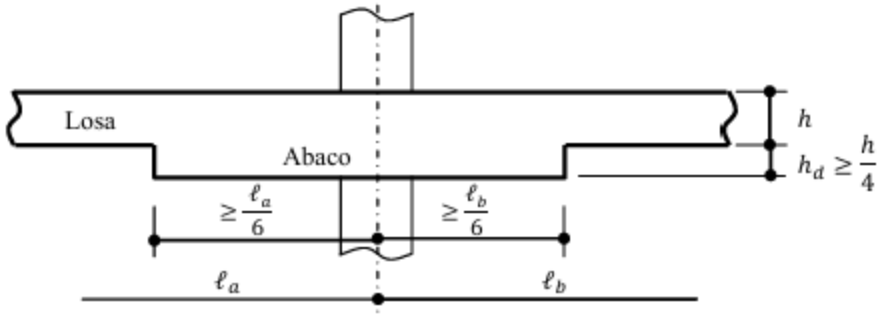


Figura 4-4 Dimensiones mínimas de un ábaco.

Fuente: Diseño de estructuras de hormigón Armado Carlos Córdova Alvestegui

4.2.3.2 Refuerzo

La sección 8.6.1 de la NB 1225001 requiere que el refuerzo en losas bidireccionales se determine según los momentos en las secciones críticas, sin ser menor al acero mínimo por retracción y temperatura indicado en 24.4.3.2. Además, el espaciamiento del refuerzo en dichas zonas no debe superar dos veces el espesor de la losa, y en losas nervadas, el acero

sobre los casetones debe cumplir igualmente con los requisitos mínimos de la sección 24.4.3.3. de la NB 1225001.

Como se aprecia en la figura 12.31, el refuerzo para momento positivo, perpendicular a un borde discontinuo, debe extenderse hasta el borde de la losa y terminar con una longitud embebida recta o en gancho, de por lo menos 150 [mm] en las vigas, muros o columnas perimetrales. De la misma forma, el refuerzo para momento negativo perpendicular a un borde discontinuo debe anclarse, en general, con gancho dentro de las vigas, muros o columnas perimetrales para que pueda desarrollar su capacidad a tracción en la cara del apoyo.

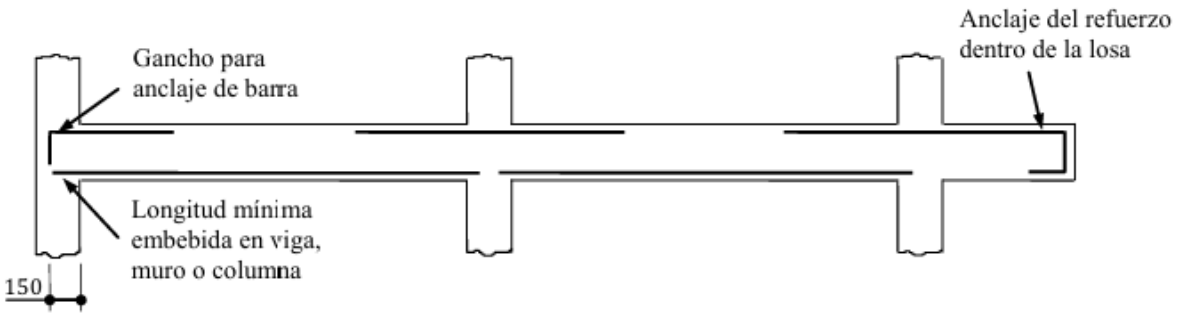


Figura 4-5 Detalle de anclaje del refuerzo positivo y negativo en borde discontinuo.

Fuente: Diseño de estructuras de hormigón Armado Carlos Córdova Alvestegui.

4.2.3.3 Anclajes y puntos de corte de refuerzo.

Para losas sin vigas, la norma permite que las barras sean cortadas de acuerdo a las indicaciones de la figura 4-6. Cuando las luces de vanos adyacentes tienen longitudes desiguales, la extensión de las barras superiores (barras para momento negativo) más allá de los soportes es hallada considerando la longitud del mayor vano.

Los empalmes deben ubicarse en los lugares indicados por la figura 4-6 y por lo menos dos barras inferiores de la franja de columna, en cada dirección, deben pasar a través del núcleo de la columna y estar ancladas en los apoyos exteriores.

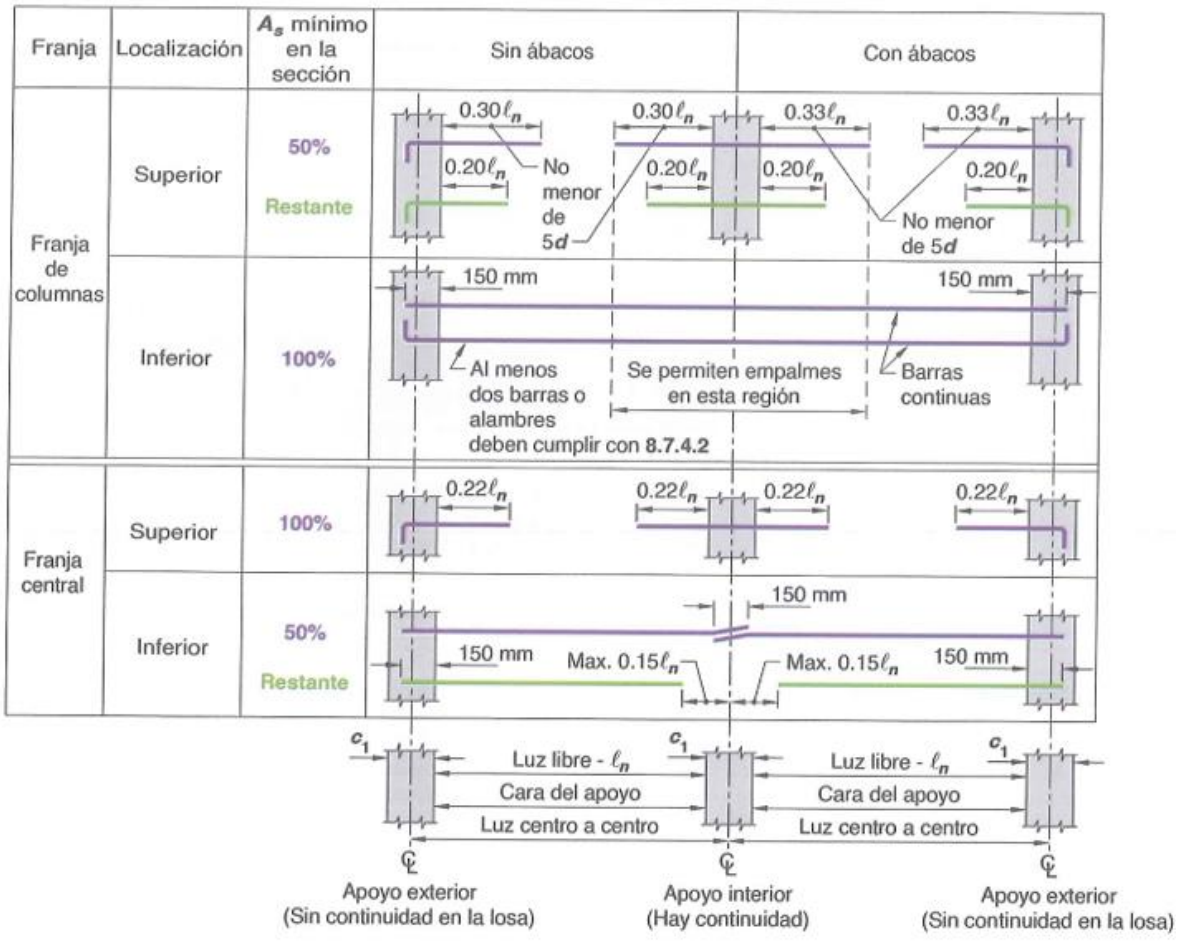


Figura 4-6 Extensiones mínimas del refuerzo corrugado en losas en dos direcciones sin vigas.

Fuente: Reglamento para concreto estructural (ACI 318-19).

4.3 Diseño de losa reticular a flexión:

A partir de los momentos flectores obtenidos, se procede al armado de los nervios del forjado, en ambas direcciones, considerando.

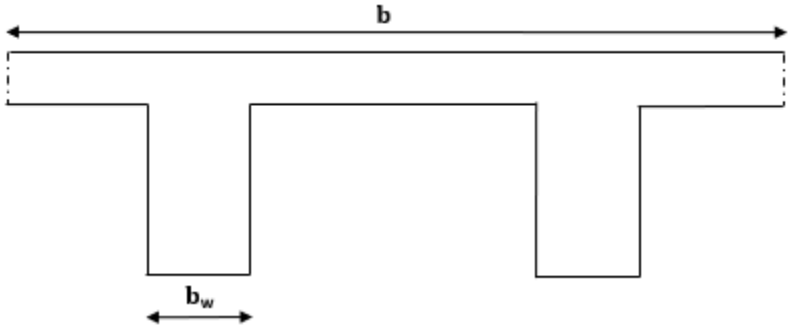


Figura 4-7 Sección de la losa reticular

Para el diseño, el reglamento permite el uso de una distribución rectangular de esfuerzos de comprensión (bloque de esfuerzos) como reemplazo de distribuciones de esfuerzos más exactas. En el bloque rectangular equivalente de esfuerzos, se utiliza un esfuerzo promedio de $0.85 \cdot f_c^{´}$ con un rectángulo de altura $a = \beta \cdot c$

Si la altura del bloque de compresiones es menor que la altura de las alas o de la losa o capa de compresión del forjado, se calcula como una viga rectangular, entonces:

La cuantía necesaria se calcula de la siguiente forma:

$$\rho_n = 0.85 \cdot \frac{f_c^{´}}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\emptyset \cdot 0.85 \cdot f_c^{´} \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

La altura efectiva de la sección “d” debe ser tomada como la menor para el diseño más desfavorable tomando en cuenta un armado en ambas direcciones la altura efectiva se toma en la armadura superior.

Refuerzo necesario

$A_s = \rho_n * b * d$

En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el As proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_{s_min1} = 0.0018 \cdot \frac{420}{f_y} \cdot A_g$$

$A_{s_min2} = 0.0014 \cdot A_g$

A_g= área de la sección transversal

4.4 Resistencia al corte de losas en dos direcciones

Las losas en dos direcciones pueden presentar los siguientes dos tipos de fallas por corte:

- Corte en una dirección o corte tipo viga que involucra una grieta inclinada que se extiende a lo largo de todo el ancho de la losa.
- Corte en dos direcciones o punzonamiento que involucra una falla con superficie de forma piramidal o tronco cónica alrededor de la columna.

Generalmente la capacidad de la losa ante la falla por corte en dos direcciones es mucho menor a la capacidad ante la falla por corte en una dirección. Sin embargo, es conveniente siempre verificar ambos tipos de falla en el diseño.

4.4.1 Corte en una dirección

Es necesario comprobar el esfuerzo cortante en los nervios, principalmente cerca de las columnas. Habrá que comprobar que el esfuerzo cortante que solicita al nervio es inferior al cortante que el hormigón puede resistir. La resistencia al corte se calcula como en el caso de vigas utilizando las siguientes ecuaciones:

$V_u \leq \phi \cdot V_n$

$V_n = V_c + V_s$

$V_c = \phi \cdot 0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$

Donde:

V_c = es la resistencia al cortante proporcionada por el hormigón.

V_n = resistencia nominal al cortante de la viga.

V_u = cortante ultimo.

V_c = Fuerza de corte resistida por el hormigón.

V_s = Fuerza de corte resistida por los estribos.

ϕ = Factor de reducción de resistencia (0.75).

4.4.2 Cortante en dos direcciones:

La norma NB 1225001 asume que la sección crítica se desarrolla en una sección vertical y alrededor de la columna a una distancia de $0.5 \cdot d$ desde sus caras de tal modo que su perímetro b_o es mínimo.

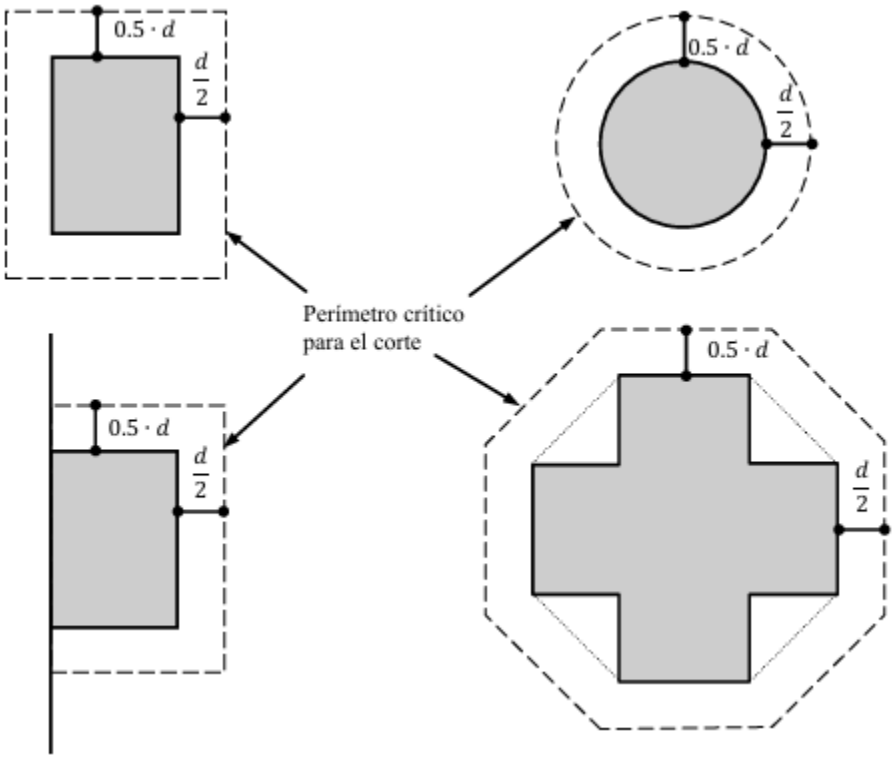


Figura 4-8 Ubicación del perímetro crítico para el corte en dos direcciones.

Fuente: Diseño de estructuras de hormigón Armado Carlos Córdova Alvestegui.

La fuerza cortante en las losas es pequeña por lo que no requiere suministrar acero para corte, aunque se podría colocar si la cortante es mínima, de tal forma que ya no se colocaría ábaco ya que el corte debería ser resistido solo por el hormigón, el acero suministrado es para soportar la flexión y el tamaño de las losas obedece principalmente a criterios de rigidez.

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

$$V_{c1} = \frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c'}}{3} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_{c2} = \frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c'}}{6} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) b_o \cdot d$$

$$V_{c3} = \frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c'}}{12} \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot \sqrt{f_c'}}{b_o}\right) b_o \cdot d$$

Donde:

β = Relación entre la dimensión mayor y menor de la columna.

b_o = Perímetro de la sección critica para corte.

α_s = 40 para columnas interiores.

α_s = 30 para columnas de borde.

α_s = 40 para columnas de esquina.

4.5 Limitaciones pares el diseño de losas reticulares

Para el diseño de las losas reticulares se debe seguir las especificaciones, que nos explica la norma. NB 1225001 capítulo 8- losas en dos direcciones.

- El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm en cualquier ubicación de su altura.
- La altura total de las nervaduras no debe ser mayor de 3,5 veces su ancho mínimo.
- El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 750 mm.
- Espesor de la losa de hormigón, debe ser mayor a 40 mm, 1/12 de la distancia libre entre nervios.

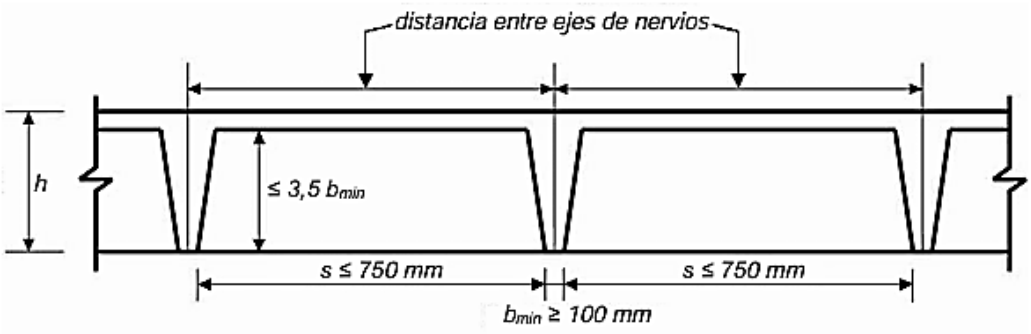


Figura 4-9 Limitaciones dimensionales para losas nervadas.

Fuente: NB. 1225001 "Norma Boliviana del Hormigón Estructural"

4.6 Producto – Aporte académico diseño de losas reticular.

4.6.1 Predimensionamiento de losas reticulares en dos direcciones.

El diseño de losas reticulares con vigas peraltadas constituye una solución estructural eficiente para edificaciones que requieren cubrir grandes luces. Las losas reticulares, al ser sistemas aligerados, permiten reducir el peso propio de la estructura sin comprometer su capacidad resistente, optimizando el uso de materiales y mejorando el comportamiento global.

Según el libro de Florentino Regaldo. Para forjados reticulares el espesor de la losa que recomienda es la siguiente.

$$\frac{L}{20} \geq H(canto) \geq \frac{L}{24}$$

Datos:

$L = 8.45\ m$

$$\frac{L}{20} = 0.42\ m\ ;\ \frac{L}{24} = 0.35\ m$$

Para el proyecto se consideró un espesor de losa reticular de 35 cm.

- **Geometría de la losa reticular**

$h_f = 5\ cm$ Altura de la losa de compresión

$b_w = 10\ cm$ Ancho del nervio no menor a 10 cm

$x = 40\ cm$ Ancho del completo (plastoformo)

$b_f = 100\ cm$ Ancho de análisis 1 m.

$h_b = 30\ cm$ Altura del nervio no debe ser mayor a $3.5 b_w$

$h_{total} = h_b + h_f = 35\ cm$ Altura total de la losa

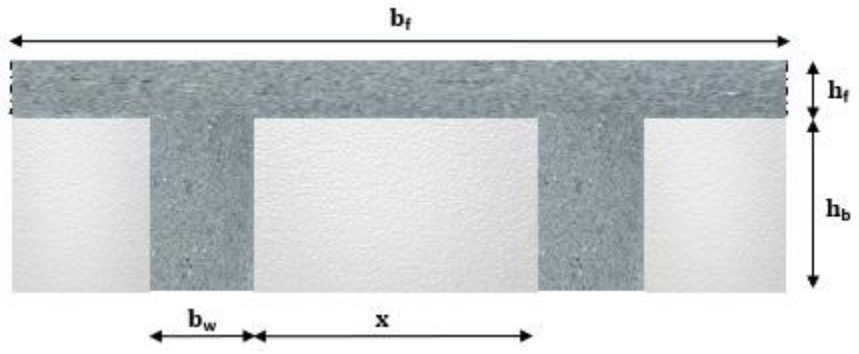


Figura 4-10 Sección transversal losa reticular.

Fuente: Elaboración propia

Máximo momento positivo y negativo en “x” y “y”, en losa reticular

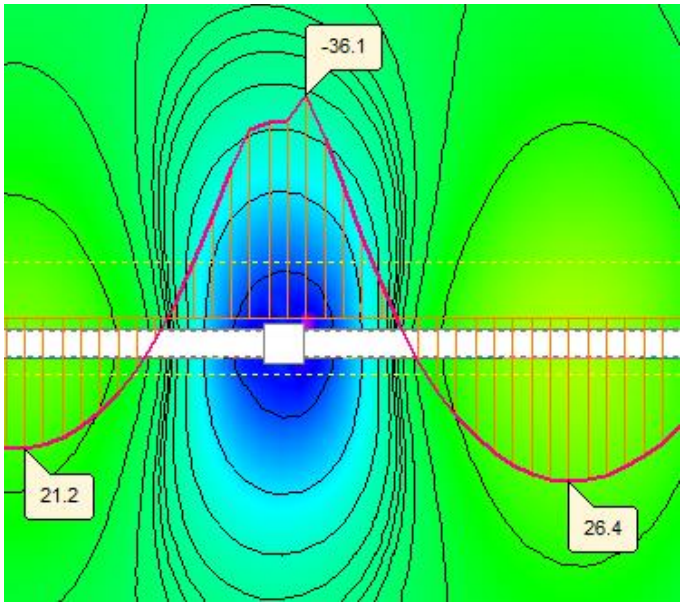


Figura 4-11 Momento máximo positivo y negativo en dirección “x”.

Fuente: Software cypecad

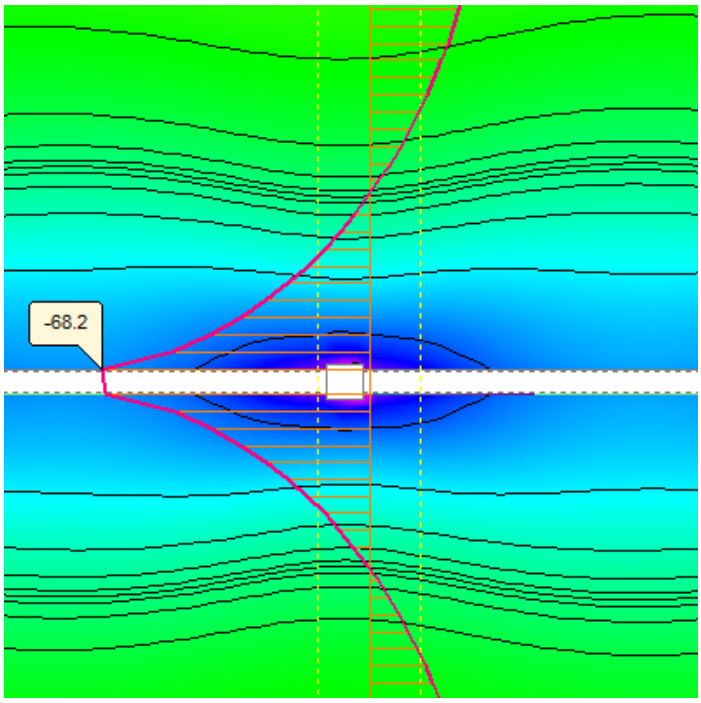


Figura 4-12 Momento máximo positivo y negativo en dirección “y”.

Fuente: Software cypecad

4.6.2 Diseño a flexión armadura positiva de losa reticular dirección X y Y

$M_{ux} = 26.40 \ \ kN \cdot m$

$M_{uy} = 43.80 \ \ kN \cdot m$

$h = 350 \ mm$

$b = 1000 \ mm$ Base (Ancho de Analisis)

$r_{mec} = 35 \ mm$

$h_f = 50 \ mm$

$d = h - r_{mec} = 315 \ mm$

$\emptyset = 0.90$ controlado por tracción.

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{uy}}{\emptyset \cdot 0.85 \cdot f_c^{'} \cdot b \cdot d^2}}\right)$$

$a = 9.88 \ mm$

$\beta = 0.85$

$$c = \frac{a}{\beta} = 11.63 \ mm$$

Refuerzo necesario

$$A_{snec} = \frac{0.85 \cdot f_c^{'} \cdot \beta \cdot c \cdot b}{f_y} = 352.84 \ mm^2$$

- **Cuantía mínima**

La cuantía mínima se adopta el valor mayor de:

$A_g = 120 \cdot 10^3 \ mm^2$ área de la sección transversal de la losa

$$A_{s.min} = 0.0018 \cdot \frac{420}{500} \cdot A_g = 181.44 \ mm^2$$

$A_{s_min} < A_{snec}$

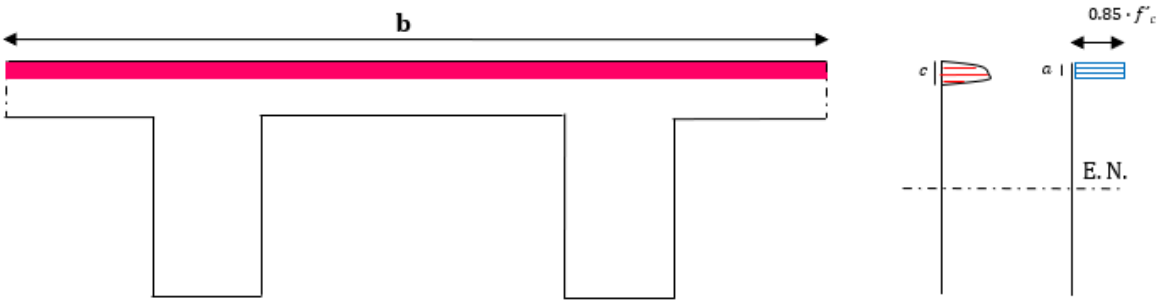
Acero adoptado

$N_{barras} = 4$

$d_b = 12 \ mm$

$$A_{s\emptyset 10} = N_{barras} \cdot \frac{(d_b)^2}{4} \cdot \pi = 452.39 \ mm^2$$

Usar *2* $\emptyset$ $\boldsymbol{12\ mm}$ **por nervio como armadura positiva en dirección "x" y *2* $\emptyset$**$\boldsymbol{12\ mm}$ **por nervio como armadura positiva en dirección "y"**



- **Momento nominal**

$M_n = 0.85 \cdot f_c^{´} \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 54.70\ kN \cdot m$

$\phi \cdot M_n = 49.23\ kN \cdot m$

verificación

$$\boldsymbol{M_{uy} = 43.80\ kN \cdot m \quad es\ menor\ a \quad \phi \cdot M_n = 49.23\ kN \cdot m}$$

4.6.3 Armadura negativa de losa reticular

El análisis de la armadura negativa se realizó, en las partes más solicitadas de la losa reticular.

$M_{n.x} = 36.10\ \ kN \cdot m$

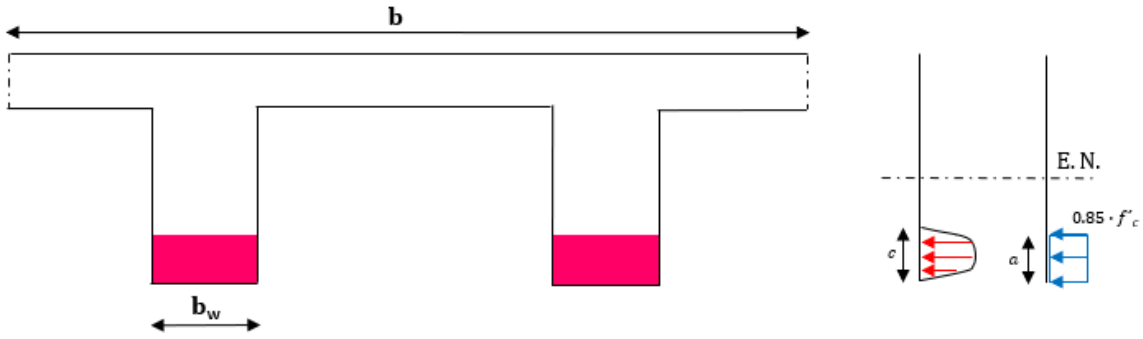
$h = 350\ mm$

$b = 200\ mm$ Base (Ancho de Analisis)

$r_{mec} = 35\ mm$

$d = h - r_{mec} = 315\ mm$

$\emptyset = 0.90$ controlado por tracción.



$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{n.x}}{\emptyset \cdot 0.85 \cdot f_c^{'} \cdot b \cdot d^2}}\right)$$

$a = 43.06\ mm$

$\beta = 0.85$

$c = \frac{a}{\beta} = 50.66\ mm$

Refuerzo necesario

$$A_{snec} = \frac{0.85 \cdot f_c^{'} \cdot \beta \cdot c \cdot b}{f_y} = 307.43\ mm^2$$

- **Cuantía mínima**

La cuantía mínima se adopta el valor mayor de:

$A_g = 120 \cdot 10^3\ mm^2$ área de la sección transversal de la losa

$$\rho_{min1} = 0.0018 \cdot \frac{420}{500} \cdot A_g = 181.44\ mm^2$$

$$\rho_{min2} = 0.0014 \cdot A_g = 168.0\ mm^2$$

$A_{s_min} < A_{snec}$

Acero adoptado

$N_{barras} = 4$

$d_b = 12\ mm$

$$A_{s\emptyset 10} = N_{barras} \cdot \frac{(d_b)^2}{4} \cdot \pi = 452.39\ mm^2$$

- **Espaciamiento mínimo de barras en la losa reticular**

$$S_{min} = \begin{cases} d_{agg} = 19\ mm \\ 25\ mm \\ \frac{4}{3} \cdot d_{agg} = 25.33\ mm \end{cases}$$

$S_{min} = 25.33\ mm$

Usar 2 ∅12 mm por Nervio. Como armadura negativa en dirección "x"

Cálculo de armadura para el momento negativo en dirección "y"

$M_{n.y} = 68.20\ \ kN \cdot m$

$h = 350\ mm$

$b = 1000\ mm$ Base (ancho de analisis)

$r_{mec} = 35\ mm$

$d = h - r_{mec} = 315\ mm$

$\emptyset = 0.90$ controlado por tracción.

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{n.y}}{\emptyset \cdot 0.85 \cdot f_c^{'} \cdot b \cdot d^2}}\right)$$

$a = 8.81\ mm$

$\beta = 0.85$

$c = \frac{a}{\beta} = 10.37\ mm$

Refuerzo necesario

$$A_{snec} = \frac{0.85 \cdot f_c^{'} \cdot \beta \cdot c \cdot b}{f_y} = 629.07\ mm^2$$

Armadura mínima.

$$A_{s.min} = 0.0018 \cdot \frac{420}{500} \cdot A_g = 181.44\ mm^2$$

$A_{s_min} < A_{snec}$

Acero adoptado

$N_{barras} = 4$

$d_b = 16\ mm$

$$A_{s\emptyset 10} = N_{barras} \cdot \frac{(d_b)^2}{4} \cdot \pi = 804.25\ mm^2$$

Usar 2 ∅16 mm por Nervio como armadura negativa en dirección "y" en la columna C-10, el resto de armadura negativa con 2 ∅12 mm por nervio como se especifica en los planos.

- **Armadura de reparto o temperatura de losa reticular**

$b_f = 1000\ mm$ Base (ancho de analisis)

$h_f = 50\ mm$ Altura de la losa a compresion

Cuantía mínima de armadura corrugada de retracción y temperatura se adopta el mayor.

$$\rho_{min1} = 0.0018 \cdot \frac{420}{500} = 0.0015$$

$$\rho_{min2} = 0.0014$$

Armadura mínima

$$A_{s_min} = 0.0015 \cdot b_f \cdot h_f = 75.60\ \ mm^2$$

Armadura para un metro de ancho

$$N_{barras} = 4$$

$$d_b = 6\ mm$$

$$A_s = N_{barras} \cdot \frac{(d_b)^2}{4} \cdot \pi = 113.10\ mm^2$$

Espaciamiento máximo según la especificación de la Norma NB 1225001 en 7.7.6.2 no debe exceder el menor de 3h y 300 mm.

Espaciamiento calculado

$$s = \frac{b_c}{4} = \frac{1000\ mm}{4} = 250\ mm$$

Usar barras de Ø6 mm cada 25 cm en dirección "x" y "y".

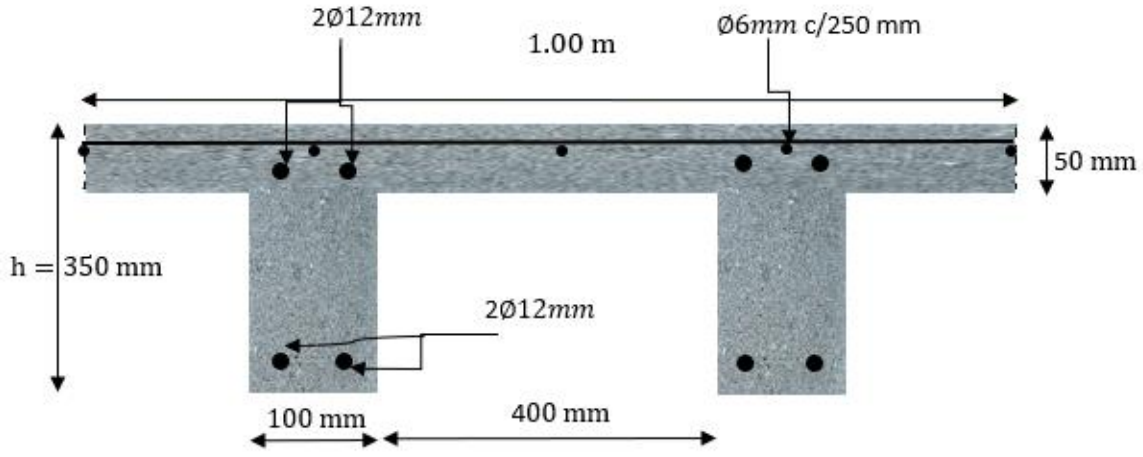


Figura 4-13 Disposición de armado en losa reticular

Fuente: Elaboración propia.

4.6.4 Diseño a cortante una dirección

Máximo cortante en “x” y “y”, en losa reticular

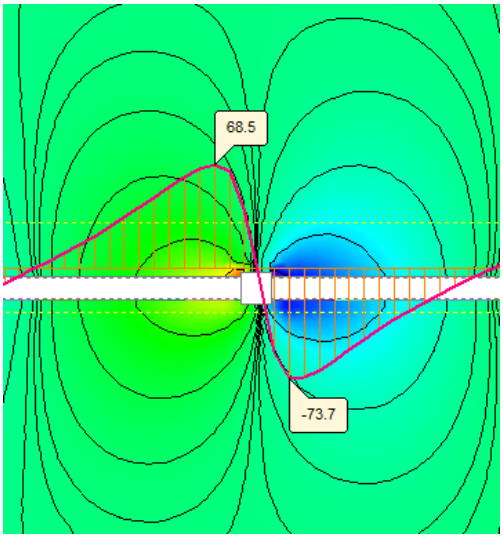


Figura 4-14 Máximo cortante en dirección “x”

Fuente: Software cypecad

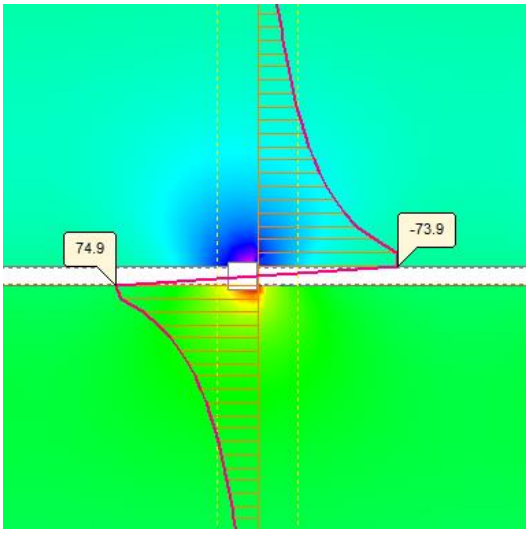


Figura 4-15 Máximo cortante en dirección “y”

Fuente: Software cypecad

- **Cortante resistido por los nervios**

$b = 100\ mm$ ancho del nervio

$h = 350\ mm$ altura del nervio

$V_u = 74.90\ \ kN$

$\phi = 0.75$

$r_{mec} = 35\ mm$

$d = h - r_{mec} = 315\ mm$

$V_c = \ \phi \cdot 0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = 18.41\ kN$

$V_1 = 2 \cdot V_c = 36.81\ kN$

- **Cortante resistido por la capa de compresión**

$b = 400\ mm$

$d = 50\ mm$ altura de losa

$V_{comp} = \ 0.75 \cdot 0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = 11.69\ kN$

$V_2 = 2 \cdot V_{comp} = 23.37\ kN$

Cortante que resiste la sección es:

$\emptyset \cdot V_c = \ V_1 + V_2$

$\emptyset \cdot V_c = \ 36.81\ kN \ \ + 23.37\ kN = 60.18\ kN$

$$\boldsymbol{V_u = 74.9\ kN \quad \geq \quad \emptyset \cdot V_c = 60.18\ kN}$$

En caso de que la cortante solicitada fuera mayor se puede, introducir un Abaco o colocar armadura transversal en los nervios, hasta una distancia de l/4 de la luz libre de la losa.

- **Armadura transversal en el nervio**

$b = 20\ cm$ ancho del nervio

$h = 35\ cm$ altura del nervio

$V_u = 74.9\ \ kN$

$\phi = 0.75$

$f_y = 420\ MPa$

$r_{mec} = 3.5\ cm$

$d = h - r_{mec} = 31.5\ cm$

$V_c = \ 0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c^{'}} \cdot b \cdot d = 48.12\ kN$

$\emptyset \cdot V_c = 36.09\ kN$

Separación entre estribos

$s = 10\ cm$

$A_v = \dfrac{(V_u - \emptyset \cdot V_c) \cdot s}{\emptyset \cdot f_y \cdot d} = 39.89\ mm^2$

Acero adoptado:

$N_{barras} = 2 \qquad\qquad d_b = 6\ mm$

$A_s = N_{barras} \cdot \dfrac{(d_b)^2}{4} \cdot \pi = 2 \cdot \dfrac{(6)^2}{4} \cdot \pi = 56.55\ mm^2$

$$\boldsymbol{A_v = 39.89\ mm^2 \ < \ A_s = 56.55\ mm^2}$$

Usar estribos de $\emptyset 6\ mm$ cada 10 cm en dirección "x" y "y", hasta una distancia l/4 de la luz libre.

- **Verificación de la flecha**

L= 8.45 m

$F_{int} = \ 3.21\ mm$

$F_{total} = \ 4 \cdot F_{int} = 12.84\ mm$

$F_{total} \leq \dfrac{L}{240} \rightarrow 1.28\ cm \leq 3.52\ cm$

4.7 Proceso de construcción del tipo de losas reticulares

Las losas reticulares son elementos de construcción que, aunque se pueden usar en prácticamente cualquier proyecto, se utilizan en entornos en los que las vibraciones son un serio problema, así como en lugares donde se deben construir losas de gran tamaño para poder reducir el número de columnas, también en lugares en los que se requiere una alta estabilidad y minimizar las deflexiones de losa.

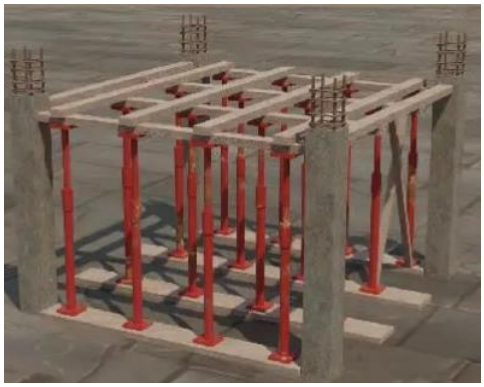
En algunos proyectos se utiliza para reducir la grava en construcción, así como la arena, cemento e incluso el acero, en comparación con una losa maciza.

El proceso de construcción de las losas reticulares es bastante similar al de una losa maciza común la diferencia es que se forma una losa única y más ligera.

1. Diseño y cálculo estructural: Antes de comenzar la construcción de la losa nervada, es necesario realizar un diseño y cálculo estructural adecuado. Esto implica determinar las dimensiones de los nervios y viguetas, así como la cantidad y disposición del acero de refuerzo. Es importante contar con un ingeniero estructural para asegurar que el diseño cumpla con los requisitos de resistencia y seguridad.

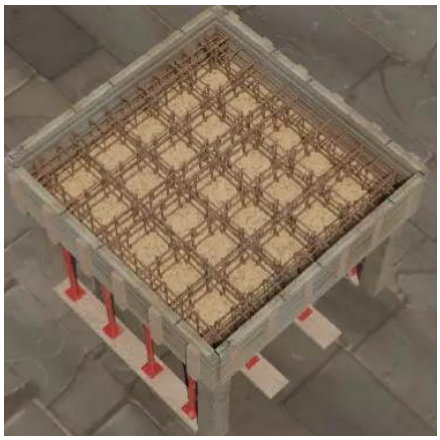
2. Construcción de encofrados: Se colocan los encofrados para dar forma a los nervios y viguetas de la losa. Se utilizan los puntales para sostener las madrinas, mismas que soportan los largueros y estos apoyan la madera de contacto para el concreto y todos los demás elementos.

Los encofrados son estructuras temporales que contienen el concreto y permiten dar forma a la losa durante el proceso de construcción. Se deben colocar adecuadamente siguiendo el diseño establecido.

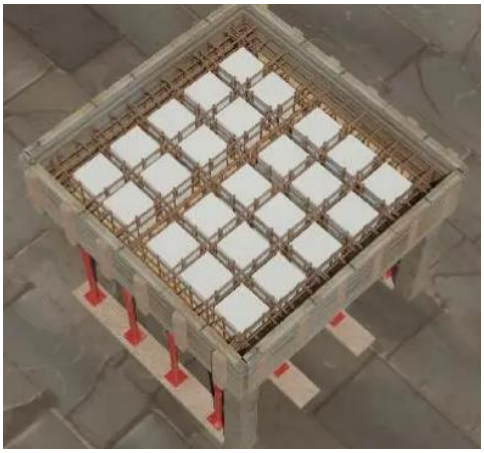




3. Armado del acero de refuerzo: Se coloca la armadura de acero dentro de los encofrados siguiendo las indicaciones del diseño estructural. Se deben amarrar y posicionar las barras de refuerzo correctamente, asegurándose de que estén bien espaciadas y en la posición adecuada.



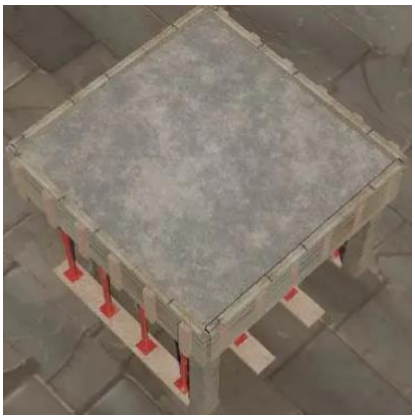
4. Colocación de casetones: Coloca estos elementos acordes al cálculo, diseño y trazado previo de la losa nervada. Una vez que conozcas su ubicación exacta, instálalos entre los nervios y asegúralos al fondo de la losa



5. Acero por retracción y temperatura: por encima de los casetones, se procede a realizar el colocado del acero por retracción y temperatura, este material le dará resistencia a la capa de compresión. Es importante porque ayudará a prevenir las grietas y fisuras causadas por los cambios en la temperatura también se realiza el encofrado lateral.



6. Colado de concreto: Es momento de seguir con el colado del concreto, esta mezcla se produce con arena, grava, agua y cemento. Durante este proceso es muy importante realizar un vibrado del material para asegurar que no existan burbujas en las vigas y trabes de la losa reticular, de lo contrario esta quedaría inutilizable en cuanto endurezca.



7. Desencofrado: Pasado el tiempo de fraguado, que suelen ser poco más de 21 días, se retira la cimbra y el encofrado. Si el diseño así lo contempla, también se remueven los casetones para revelar la característica apariencia de la losa reticular. Después de este punto sigue el curado de concreto, que consiste en mantener un ambiente húmedo por 7 días consecutivos.



CONCLUSIONES

- Se cumplió con los el objetivo general del proyecto. Se realizó el diseño estructural de la Unidad Educativa Róo Seco ubicado en el municipio de San Lorenzo, cumpliendo con la Norma Boliviana del Hormigón Estructural (NB1225001), utilizando el software estructural CYPECAD, y verificando manualmente los elementos estructurales más solicitados.
- Se realizó el diseño de las vigas de hormigón armando, verificando manualmente los elementos más solicitados, tanto a esfuerzos de momento positivo, negativo y cortante. Los resultados de la verificación manual son aceptablemente similares a los obtenidos en el programa CYPECAD.
- Se realizó el diseño de las columnas de hormigón armado, buscando obtener las secciones adecuadas que cumplan con las cargas y solicitaciones esperadas. Además, se verificó que las máximas combinaciones de cargas estén dentro del diagrama de interacción, ya que la columna es capaz de resistir cualquier combinación de cargas que estén dentro de la curva del diagrama. Para la columna central número 69 de dimensiones 30 cm x 30 cm se definió un armado de 8 $\emptyset 16\ mm$ y estribos $\emptyset 6\ mm\ c/15\ cm$, los cuales cumplen con los requisitos normativos.
- Se realizó el diseño de las escaleras, idealizando el elemento estructural como un pórtico con apoyos fijo – fijo, para poder obtener las mayores solicitaciones de momento positivo y como elemento empotrado para determinar el máximo momento negativo. Se obtuvo un refuerzo longitudinal de acero inferior de $\emptyset 16\ mm\ c/15\ cm$ y un refuerzo superior negativo de $\emptyset 12\ mm\ c/15\ cm$.
- Los planos estructurales fueron elaborados a partir del modelo desarrollado en el software CYPECAD, lo que permitió generar una representación gráfica precisa y coherente del diseño estructural. Estos planos constituyen un insumo técnico esencial para la fase constructiva, ya que integran las especificaciones de dimensiones, refuerzos, materiales y detalles constructivos necesarios para la correcta ejecución de la obra. Su utilización asegura la adecuada materialización del proyecto estructural, garantizando el cumplimiento de los criterios de seguridad, estabilidad y durabilidad establecidos para la vida útil de la edificación.

- En el proyecto se efectuó el diseño integral de las losas reticulares bidireccionales, determinando las armaduras positivas y negativas requeridas en función de los momentos flectores obtenidos del análisis estructural. La verificación de estos refuerzos demostró el cumplimiento estricto de los criterios normativos relativos a separación, cuantías mínimas y capacidad resistente frente a las solicitaciones.
- La estructura se solucionó mediante una estructura porticada conformada por vigas y columnas, la fundación de zapatas aisladas. La planta baja está conformada por dos tipos de losas losa alivianada y losa reticular, al igual que la cubierta.
- El sistema de losas reticulares apoyadas en vigas peraltadas presenta menores deformaciones que con vigas planas. Se optó por este sistema estructural, porque en las vigas peraltadas los esfuerzos de corte y punzonamiento son menores que podrían producirse en una lasa con vigas planas.
- Las losas reticulares son una solución estructural para luces superiores a 6 m, debido a su capacidad de reducir el peso propio y mejorar el comportamiento estructural en grandes claros.
- El costo de la obra, se estimó considerando únicamente los gastos de obra gruesa, se obtuvo un monto de Bs. 2,694,509.36 (Dos millones seiscientos noventa y cuatro mil quinientos nueve 36/100 bolivianos), El tiempo total de ejecución para realizar el proyecto de la Unidad educativa Río seco es de 272 días calendario.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda iniciar el proyecto con un análisis detallado de la arquitectura y sus características, con el fin de definir un esquema estructural adecuado que sirva como base para ajustar la estructura conforme avance el diseño, especialmente en edificaciones asimétricas susceptibles a errores por cambios geométricos.
- Se recomienda siempre mantener la ductilidad de todas las piezas de hormigón armado que trabajan a flexión esto limitando la cantidad de acero de refuerzo máximo.
- Es fundamental modelar correctamente la modulación de la losa reticular, verificando las dimensiones de los casetones, espesores de nervios y capa de compresión. Una entrada inexacta puede alterar significativamente los resultados de esfuerzos y deformaciones.
- Si en el cálculo de verificación a cortante para la losa reticular se obtiene la necesidad del uso de armadura de refuerzo a cortante es preferible aumentar el espesor de la losa para brindarle más inercia, otra forma es colocar ábacos en las secciones necesarias.
- Un predimensionamiento adecuado de cada uno de los elementos estructurales, reduce las iteraciones en el proceso de diseño, llevando a grandes ahorros en material y por ende beneficios económicos.
- Se recomienda trabajar con cuantías de acero adecuadas, evitando reducir excesivamente las secciones de los elementos. Una disminución significativa de la sección puede generar requerimientos de acero superiores a los prácticos, lo que dificulta el doblado, armado y colocación del refuerzo, comprometiendo la viabilidad constructiva y la correcta ejecución de la obra.
- Se recomienda revisar y asignar con precisión las cargas muertas, sobrecargas de uso y cargas adicionales debidas a tabiquería y acabados, con el fin de que el diseño refleje adecuadamente las condiciones reales de servicio y se eviten subestimaciones que puedan comprometer la seguridad estructural.

- Se recomienda uniformizar la geometría de los elementos estructurales siempre que las condiciones de diseño lo permitan, con el fin de optimizar el proceso constructivo y mejorar la claridad de los planos finales. La estandarización de secciones facilita la interpretación del proyecto, reduce la probabilidad de errores en obra y contribuye a una ejecución más eficiente y controlada.