

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1 El problema.

En los últimos 10 años la ciudad de Tarija ha tenido un crecimiento acelerado de su población, es así que barrios periurbanos han crecido desmedidamente sin una planificación que dé condiciones habitables a las familias.

En el barrio San Jorge, la aglomeración de familias conlleva a un alto incremento estudiantil.

Como consecuencia de este acrecentamiento, surge el hacinamiento de estudiantes en las aulas de la unidad educativa San Jorge, único colegio en la zona.

1.1.1 Planteamiento.

De acuerdo a la información proporcionada por la directora de la unidad educativa San Jorge, éste no cuenta con la cantidad de aulas suficientes para albergar a todos los estudiantes del nivel primario y secundario, los cuales se encuentran pasando clases en ambientes inapropiados para el correcto aprendizaje.

Las principales causas que originan este problema son:

- El crecimiento de la población estudiantil en el barrio San Jorge.
- La cantidad insuficiente de aulas para el alumnado en el colegio San Jorge
- Es el único colegio que se encuentra en la zona.

De mantenerse la situación actual habrá conflictos entre los directivos de la unidad educativa San Jorge y el Gobierno Autónomo Municipal de Tarija, exigiendo mayor cantidad de ítems para los profesores y cupo para el alumnado, habrá dificultad de coordinación para la realización de actividades entre la directora y los alumnos ya que el hacinamiento provoca desorden, la incomodidad de los estudiantes en las aulas, falta de atención hacia los profesores y por ende mayor cantidad de reprobaciones; por lo que se hace necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- Alquiler de aulas.
- Compra de un edificio.
- Limitar la matrícula de estudiantes.
- Construcción de un nuevo bloque de aulas en la unidad educativa San Jorge.

1.1.2 Formulación.

En consecuencia con el perfil del diseño estructural, se ha elegido como mejor alternativa. La construcción de un nuevo bloque de aulas en la unidad educativa San Jorge. Con esto se puede dar solución al hacinamiento de alumnos proporcionando mayor espacio y reduciendo la cantidad de alumnos en los cursos existentes, además se podría aprovechar la construcción de un auditorio en el mismo bloque para que se realicen reuniones y actos académicos que actualmente se llevan a cabo en la cancha polifuncional de la unidad educativa.

1.1.3 Sistematización.

De la alternativa definida “Construcción de un nuevo bloque de aulas en la unidad educativa San Jorge”, el planteo estructural que se hace es: cubierta estructurada por cerchas compuestas de perfiles metálicos, columnas y vigas de hormigón armado, losa reticular, losa con vigueta pretensada y zapatas aisladas de hormigón armado, las cuales son técnica y económicamente aptas para el diseño estructural.

1.2 Objetivos.

Los objetivos a lograr son:

1.2.1 Objetivo general.

Diseñar estructuralmente un nuevo bloque de aulas para la unidad educativa San Jorge.

1.2.2 Objetivos específicos.

Los objetivos específicos a lograr son:

- Estudiar las características y capacidad portante del suelo sobre el cual se va a construir el nuevo bloque.
- Idealizar la estructura de acuerdo a la arquitectura existente.
- Diseñar estructuralmente la cubierta que estará formada por cerchas con perfiles metálicos.
- Diseñar estructuralmente el entrepiso compuesto por losas reticulares y losas aliviadas de vigueta pretensada.
- Diseñar estructuralmente las zapatas aisladas y los pórticos que serán la estructura de sustentación.
- Elaborar una planilla en Excel para el cálculo de losas reticulares.
- Determinar del costo que conllevara la construcción.
- Determinar el planeamiento y cronograma de la obra.

1.3 Justificación.

Las razones por las cuales se plantea la propuesta de diseño estructural de ingeniería civil son las siguientes:

1.3.1 Académica.

Estudiar y analizar las diferentes variables intervinientes en el diseño estructural de un bloque de aulas; para optimizar su diseño profundizando los conocimientos previamente adquiridos a cerca del tema.

- Aplicar los conocimientos en el campo de estructuras de edificaciones.
- Lograr la licenciatura en la carrera de Ingeniería Civil.

1.3.2 Social – Institucional.

Contribuir a la solución del problema de hacinamiento de alumnado en la unidad educativa San Jorge ofreciendo ambientes amplios y cómodos aptos para el buen aprendizaje de los estudiantes.

1.4 Alcance del diseño estructural.

Por sugerencia de la entidad interesada y con información secundaria, en el perfil y propuesta del diseño estructural, se concluye como resultados a lograr en el desarrollo del presente trabajo lo siguiente.

- Estudio de los planos arquitectónicos para realizar una idealización de la estructura a ser analizada.
- Estudio de suelos en el lugar de emplazamiento.
- Diseño estructural y cálculo del nuevo bloque de aulas para la unidad educativa San Jorge.
 - La cubierta estará sustentada en cerchas compuestas por perfiles metálicos.
 - La estructura de sustanciación estará compuesta por pórticos de hormigón armado y zapatas aisladas de hormigón armado.
 - Los entrepisos estarán compuestos por losa reticular y losa alivianada de vigueta pretensada.
- Planos estructurales
- Análisis de costos de la estructura (excepto instalaciones sanitarias y eléctricas)
- Plazo de ejecución.
- Realización de especificaciones técnicas.
- Elaboración del informe del diseño estructural.

Lo que no se diseñara, y serán limitaciones en el diseño estructural será lo siguiente:

- Instalación eléctrica.
- Instalaciones sanitarias.

1.4.1 Aporte académico del estudiante.

El aporte académico que presenta el estudiante es:

La elaboración de una planilla en Excel para el cálculo de forjados reticulares.

Alcance del aporte.

La planilla tendrá el siguiente alcance:

- Dimensionamiento de la losa reticular.
- Armadura que requiere la losa reticular.
- Guía para su usuario.

1.5 Localización.

El “Diseño estructural del nuevo bloque Unidad Educativa San Jorge – Ciudad de Tarija” se encuentra ubicado en el barrio San Jorge I del departamento de Tarija provincia Cercado a 15 Km de distancia del centro de la ciudad.

1.5.1 Servicios básicos

Las viviendas del barrio San Jorge cuentan con agua potable, electricidad y servicios sanitarios.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Generalidades.

En el siguiente capítulo se detallara la definición de cada uno de los materiales, la metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de cada uno de los elementos estructurales del diseño estructural.

Para garantizar los resultados de cálculo y diseño se aplicaran las recomendaciones de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH 87), normativa que es guía fundamental en Bolivia para el diseño de estructuras urbanas.

2.2 Levantamiento topográfico.

La topografía es uno de los estudios más importantes dentro del diseño de las estructuras. Para este diseño estructural se pretende realizar el levantamiento topográfico de toda la zona. Mediante la topografía se puede realizar el estudio de la superficie en donde se construirá la edificación.

Los objetivos del estudio topográfico son:

- Posibilitar la definición de la ubicación y las posibles dimensiones de los elementos estructurales.
- Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

2.3 Estudio de suelos.

En cualquier diseño estructural se debe realizar un estudio de suelos, para determinar el tipo de suelo sobre el cual se ubicara la estructura.

El estudio más común para obtener la capacidad portante del suelo se llama SPT (Ensayo de penetración estándar). Esta es una prueba In Situ que se realiza en el fondo de una excavación.

El estudio consiste en determinar el número de golpes de un martillo de 63.5 Kg y 762 mm (30 plg.) de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado un toma muestras

partido normal en una distancia de 305 mm (1 pie) cuyos diámetros normalizados son: 36.8 mm (1.45 plg. de diámetro interior y 50.8 mm (2 plg.) de diámetro exterior.

Para la determinación de la resistencia característica del terreno, es necesario obtener la clasificación del suelo y el número de golpes por SPT. Con estos valores se entra a los ábacos de B.K. Hough y se establece la capacidad portante del suelo estudiado.

2.4 Diseño arquitectónico.

La arquitectura se define comúnmente como el arte de proyectar y construir edificios o espacios para el uso del hombre, siendo considerada “arte” desde el momento en que conlleva una búsqueda estética.

2.5 Diseño estructural.

En toda estructura es necesario distinguir dos partes principales: la superestructura y la subestructura.

La superestructura, en el caso de edificios, es aquella parte de la estructura que esta formada por losas, trabes, muros, columnas, etc. La subestructura es la parte de la estructura que sirve para transmitir las cargas de esta al suelo de cimentación.

2.5.1 Sustentación de la cubierta.

2.5.1.1 Norma a utilizar.

La cubierta se diseñara según el método LRFD (Load and Resistance Factor Design) del American Institute of Steel constructions. (AISC).

2.5.1.2 Diseño económico con miembros de acero.

El diseño de un miembro estructural de acero implica mucho más que el cálculo de las propiedades requeridas para resistir las cargas y la selección del perfil más ligero que tenga tales propiedades. Aunque a primera vista este procedimiento parece que presenta los diseños más económicos, deben considerarse otros factores. Alguno de estos son los siguientes:

- Seleccionar perfiles que se encuentren accesibles en el mercado.
- Unificar los perfiles que constituyen la estructura diseñada.

- Escoger secciones fáciles de montar y mantener durante y después de la construcción.

2.5.1.3 Cargas.

Las cargas que actúan sobre la estructura de cubierta se dividen en dos grandes grupos que son: las cargas muertas y las cargas vivas.

2.5.1.3.1 Carga Muerta.

Las cargas muertas son aquellas que forman parte íntegramente de la estructura. Es decir que esta carga siempre va a estar actuando sobre la estructura.

La determinación del peso muerto de cada elemento, no presenta ninguna dificultad, ya que solo involucra el conocimiento del volumen de cada elemento y su multiplicación por el peso volumétrico del material con el cual está hecho.

2.5.1.3.2 Carga Viva.

Las cargas vivas son aquellas que gravitan sobre la estructura y no son parte integrante de la misma. Es decir que esta carga puede o no estar actuando sobre la estructura y su existencia es inminente durante el tiempo.

Existen también las cargas vivas accidentales, estas son aquellas que actúan de forma irregular, como el viento y los sismos. Es decir que esta carga está sujeta a un tiempo de retorno que según la probabilidad pueda existir en cierto periodo de tiempo, pero que su incidencia en la estructura durante su vida útil puede o no suceder.

$$\text{Carga por mantenimiento} = 50 \text{ Kg/m}^2$$

(Fuente: Diseño de estructuras de acero Método LRFD Pág. 41 – Jack McCormac)

Carga de viento.

La carga de viento es una carga variable que está sujeta a la velocidad del viento, un coeficiente de forma y una constante.

Según la norma, la fórmula para obtener la presión del viento es:

$$P = 0.002558 * C_s * V^2$$

(Fuente: Diseño de estructuras de acero Método LRFD. Pág. 46 – Jack McCormac)

Donde:

P = Presión del viento en libras por pie cuadrado (psf)

C_s = Coeficiente de acuerdo a la forma. (Pendiente de la cubierta)

V = Velocidad del viento en millas por hora (mi/h)

2.5.1.4 Combinación de Cargas

El propósito de los factores de cargas es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas.

El valor del factor de carga usado para cargas muertas es menor que el usado para cargas vivas, ya que los proyectistas pueden estimar con más precisión las magnitudes de las cargas muertas que las de las cargas vivas.

Las combinaciones usuales de cargas consideradas en el LRFD son:

$$U = 1.4 * D \quad \text{(Ecuación A4-1 del LRFD)}$$

$$U = 1.2 * D + 1.6 * L + 0.5 * (L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad \text{(Ecuación A4-2 del LRFD)}$$

$$U = 1.2 * D + 1.6 * (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5 * L \text{ o } 0.8 * W) \quad \text{(Ecuación A4-3 del LRFD)}$$

$$U = 1.2 * D + 1.3 * W + 0.5 * L + 0.5 * (L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad \text{(Ecuación A4-4 del LRFD)}$$

$$U = 1.2 * D \pm 1 * E + 0.5 * L + 0.2 * S \quad \text{(Ecuación A4-5 del LRFD)}$$

Donde:

U = Carga última.

D = Carga Muerta.

L = Carga Viva.

L_r = Carga viva en techos.

S = Nieve.

R = Carga inicial lluvia o hielo, sin encharcamiento.

W = Viento.

E = Sismo.

2.5.1.5 Diseño a compresión.

Existen varios tipos de miembros que trabajan a compresión, de los cuales la columna es el más conocido. Entre los otros tipos se encuentran las cuerdas superiores de cerchas, miembros de arriostros, los patines a compresión de vigas laminadas y armaduras y los miembros sujetos simultáneamente a flexión y compresión.

Fórmulas utilizadas para el diseño a compresión.

$$\lambda = \frac{k * l}{\pi * r} * \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$f_c = 0.658^{\lambda^2} * f_y$$

En el caso que λc sea menor o igual a 1.5 (Columna corta)

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda^2} * f_y$$

En el caso que λ_c sea mayor a 1.5 (Columna larga)

$$F_a = \phi c$$

Siendo $\phi = 0.85$ (para miembros sometidos a compresión)

$$f_a = \frac{Nd}{A}$$

LONGITUDES EFECTIVAS DE COLUMNAS						
Las líneas interrumpidas muestran la forma pandeada de la columna	a)	b)	c)	d)	e)	f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo						

Tabla N° 2.1 Longitud efectiva de columnas.

(Fuente: Diseño de estructuras de acero Método LRFD. Pág. 141 – Jack McCormac)

Se deben de cumplir dos condiciones fundamentales

1ra Condición.

$$f_a \leq F_a$$

2da Condición.

$$\frac{k * l}{r} \leq 200$$

Dónde:

f_a = Tensión de compresión que está actuando sobre la pieza

Nd = Carga mayorada con su respectivo coeficiente de seguridad

A = Área de la sección transversal de la pieza.

F_a = Tensión resistente a compresión que tiene la pieza en las condiciones de trabajo que se ha determinado.

F_{crit} = Es la tensión resistente a compresión en la Hipérbola de Euler son coeficientes de seguridad.

K = Coeficiente de pandeo que lleva en cuenta las condiciones de borde o tipo de apoyo en extremidades de la pieza.

L = Longitud de la pieza.

F_y = Tensión del límite elástico del acero empleado.

E = Modulo de elasticidad longitudinal del acero.

r = Radio de giro mínimo.

λ_c = Coeficiente de esbeltez.

2.5.1.6 Diseño a tensión.

Es común encontrar miembros sujetos a tensión en puentes, armaduras de techos, torres, sistemas de arriostramientos y en miembros usados como tirantes. La selección de un perfil para usarse como miembro a tensión es uno de los problemas más sencillos que se encuentra en el diseño de estructuras. Como no existe el problema de pandeo, el proyectista solo necesita calcular la fuerza factorizada que debe tomar el miembro y dividirla entre el esfuerzo de diseño para determinar el área de la sección transversal efectiva necesaria. Luego se debe seleccionar una sección de acero que satisfaga esta área.

Fórmulas utilizadas para el diseño a tensión

$$f_t = \frac{Nd}{A}$$

$$F_t = \phi * F_y$$

Siendo $\phi = 0.90$ (para miembros sometidos a tensión)

Se deben de cumplir dos condiciones fundamentales.

1ra. Condición.

$$f_t \leq F_t$$

2da. Condición.

$$\lambda = \frac{l}{r} \leq 300$$

Dónde:

f_t = Tensión que está actuando sobre la pieza.

N_d = Carga mayorada con su respectivo coeficiente de seguridad.

A = Área de la sección transversal de la pieza.

F_t = Tensión resistente que tiene la pieza en las condiciones de trabajo que se ha determinado.

F_y = Tensión del límite elástico del acero empleado.

l = Longitud de la pieza.

r = radio de giro.

2.5.1.7 Soldadura.

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies conduciéndolos a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido.

Aunque la soldadura moderna existe desde hace bastantes años, es hasta en las últimas décadas que ha adquirido gran importancia en la ingeniería estructural.

2.5.2 Estructura de sustentación en la edificación.

Para garantizar los resultados de cálculo y diseño de hormigón armado, se aplicaran las recomendaciones de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH 87), normativa que es guía fundamental en Bolivia para el diseño de estructuras urbanas.

2.5.2.1 Hormigón Armado.

En la mayoría de los trabajos de construcción, el hormigón se refuerza con armaduras metálicas, sobre todo de acero; este hormigón reforzado se conoce como “hormigón armado”. El acero proporciona la resistencia necesaria cuando la estructura tiene que soportar fuerzas longitudinales elevadas. El acero que se introduce en el hormigón suele ser una malla de alambre o barras. El hormigón y el acero forman un conjunto que transfiere las tensiones entre los dos elementos.

2.5.2.2 Juntas de dilatación.

Se denominan juntas de dilatación, a los cortes que se dan a una estructura, con el objeto de permitir los movimientos originados por las variaciones de temperatura, la retracción de fraguado, o los asentamientos de los apoyos.

En el caso de edificios corrientes, la separación entre juntas de dilatación, función de las condiciones climatológicas del lugar en que estén ubicados, no será superior a:

- en regiones secas o con gran variación de temperatura (superior a 10 °C), 25 m.
- en regiones húmedas y de temperatura poco variable (variación no mayor de 10 °C), 50 m.

2.5.2.3 Adherencia entre el hormigón y el acero

La adherencia entre el hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese la adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones. Esto causaría una rotura brusca.

2.5.2.3.1 Distancia entre barras.

Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no presente coqueras o espacios vacíos. La Norma Boliviana de Hormigón Armado (CBH-87) recomienda los valores que se indican a continuación:

a) La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que el mayor de los tres valores siguientes:

- Dos centímetros
- El diámetro de la barra más gruesa
- 1.25 veces el tamaño máximo del árido

b) Si se disponen de dos o más capas horizontales de barras de acero, las de cada capa deben situarse en correspondencia vertical una sobre otra, y el espacio entre columnas de barras debe ser tal que permita el paso de un vibrador interno.

c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto dos barras de la armadura principal de $\varnothing < 32\text{mm}$. (una sobre otra), e incluso tres barras de $\varnothing < 25\text{mm}$. El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica

recomendable cuando haya una gran densidad de armaduras, para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras queden envueltas por dicho material.

2.5.2.3.2 Recubrimientos mínimos.

a) Cuando se trate de armaduras principales, el recubrimiento o distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una barra y la del paramento más próximo de la pieza, será igual o superior al diámetro de dicha barra o a los seis quintos del tamaño máximo del árido. En el caso de grupos de barras, para la determinación de esta distancia se partirá del diámetro equivalente \emptyset_n .

b) Para cualquier clase de armaduras (incluso estribos), la distancia mencionada en el párrafo anterior, no será inferior a los valores que en función de las condiciones ambientales, indican en la tabla siguiente:

Tabla N° 2.2
Recubrimientos Mínimos, en mm

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

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Las condiciones indicadas en la tabla, pueden acumularse: pero, en ningún caso, el recubrimiento resultante podrá ser inferior a 15 mm.

c) En las estructuras prefabricadas bajo riguroso control, y siempre que la resistencia característica del hormigón sea superior a 25 MPa. Podrá omitirse la limitación del párrafo.

d) En las estructuras expuestas a ambientes químicamente agresivos, o a peligro de incendio, el recubrimiento de las armaduras vendrá fijado por el proyectista.

e) La distancia libre entre las armaduras exteriores y las paredes del encofrado, no será mayor de 4 cm.; pudiendo prescindirse de esta limitación en elementos enterrados, si se hace previamente una capa de regularización; en los hormigonados con técnicas especiales

y en aquellos en los que la armadura trabaje exclusivamente a compresión y presente un riesgo despreciable frente a los incendios.

f) La distancia libre de los paramentos a las barras dobladas, no será inferior a dos diámetros, medida en dirección perpendicular al plano de la curva.

g) Los elementos de cimentación que vayan a estar sometidos a la acción de aguas subterráneas, deberán protegerse superficialmente con una impermeabilización adecuada, para evitar la corrosión de las armaduras.

2.5.2.3.3 Doblado de las armaduras.

Con independencia del ensayo de doblado-desdoblado de las armaduras, encaminado a comprobar las características plásticas del acero, en las piezas de hormigón armado las barras deben doblarse con radios más amplios de los utilizados en dicho ensayo, para no provocar una perjudicial concentración de tensiones en el hormigón de la zona de codo. En este sentido conviene advertir que las tracciones transversales que tienden a desgarrar el hormigón suelen ser más peligrosas que las compresiones originadas directamente por el codo.

Radios de curvatura para ganchos y estribos son los que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla No 2.3
Radios de curvatura para ganchos y estribos (cm)

Diámetro de la armadura	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
$\emptyset < 20\text{mm.}$	2 \emptyset	2 \emptyset	2 \emptyset	2.5 \emptyset	3 \emptyset
$\emptyset \geq 20\text{mm.}$	2.5 \emptyset	2.5 \emptyset	3 \emptyset	4 \emptyset	5 \emptyset

FUENTE: Hormigón Armado de .Jiménez Montoya edición N°14

- a) En el caso de estribos con $\emptyset < 10\text{mm.}$ los radios de curvatura internos podrán ser adoptados igual a 1.50 \emptyset cualquiera que sea el acero.

Radios de curvatura de la armadura principal son los que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla No 2.4

Radios de curvatura de la armadura principal (cm.)

Acero	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
Radio mínimo	5 Ø	6 Ø	6 Ø	7.5 Ø	9 Ø

FUENTE: Hormigón Armado de .Jiménez Montoya edición N°14

En el caso de que el doblado sea en varias capas para evitar el colapso y la figuración del hormigón en la región que se aumenta el radio mínimo de doblaje en función de las capas:

2 capas de hierro doblado aumentar 50%, 3 capas de hierro doblado aumentar 100%

2.5.2.3.4 Anclaje de las armaduras.

El concepto de la longitud de anclaje de las barras conformadas y los alambres conformados solicitados a tracción se basa en la tensión de adherencia promedio que se logra en la longitud embebida de las barras o alambres. Este concepto exige que las armaduras tengan longitudes mínimas especificadas o que se prolonguen las distancias mínimas especificadas más allá de las secciones en las cuales la armadura está solicitada a las tensiones máximas.

Las fórmulas que se utilizan para calcular la longitud de anclaje por prolongación recta utilizadas son:

$$l_b = \frac{\varphi * f_{yd}}{4 * \tau_{bu}}$$

Para aceros corrugados

$$\tau_{bu} = 0,9 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (kgf / cm}^2\text{)} \quad ; \quad \tau_{bu} = 0,40 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (MPA)}$$

Para un contacto de 2 barras se deberá aumentar un 20% más de la longitud de anclaje y para un contacto de 3 barras o más se deberá aumentar un 33%.

El tamaño del anclaje rectilíneo puede ser disminuido en el caso de que la armadura termine en un gancho, una buena parte de la sollicitación de la fuerza del arrancamiento será resistida por el gancho. Se adoptan las siguientes consideraciones.

Para aceros corrugados

$$l_{b1} = l_b - \Delta l_b = (l_b - 10 * \varphi) \geq \begin{cases} l_b/3 \\ 10 * \varphi \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Dónde:

Δl_b : Es la variación de la longitud de anclaje que puede ser reducida gracias al gancho.

El tipo de anclaje empleado en los estribos no debe provocar un riesgo de hendimiento o desconchado del hormigón del recubrimiento. Son indispensables los anclajes por gancho (135° a 180°), en el caso de las barras lisas; los anclajes por patilla (90° a 135°), sólo se admite para barras corrugadas.

Se considera que hay un anclaje total cuando las porciones curvas se prolongan a través de porciones rectilíneas de longitud por lo menos igual a:

- $5\varnothing$ o 50mm., a continuación de un arco de círculo de 135° o más.
- $10\varnothing$ o 70mm., a continuación de un arco de círculo de 90° .

2.5.2.3.5 Empalme de las armaduras.

Los empalmes podrán realizarse por traslapo o por soldadura.

Como norma general, los empalmes de las distintas barras en tracción, se distanciarán unos de otros de tal modo que sus centros queden separados en la dirección de las armaduras, una longitud igual o mayor a l_b (según la figura 2.1.)

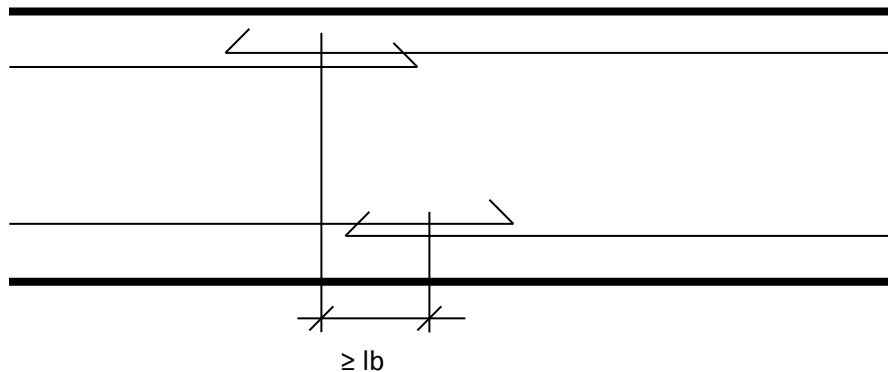


Figura N° 2.1. Distancia de los centros de gravedad de los empalmes.

2.5.2.3.5.1 Empalme por traslapo o solapo.

Este tipo de empalmes se realizará colocando las barras una al lado de la otra dejando una separación entre ellas de 4ϕ como máximo. Para armaduras en tracción, esta separación no será menor que la prescrita en el apartado 12.5.2. de la página 227 de la norma boliviana del hormigón CBH-87.

En el caso de que el porcentaje de barras traslapadas en la misma sección sea menor o igual 50% de las barras existentes en dicha sección se dispondrá armadura transversal con una sección total igual o mayor que $1/3$ de la sección de la barra traslapada de mayor diámetro y separación igual o menor de 15 cm.: mientras que en el caso de que dicho porcentaje sea mayor, la sección de la armadura transversal será los $2/3$ de la sección de la barra traslapada de mayor diámetro.

Cuando se trate de barras corrugadas, no se dispondrán ni ganchos ni patillas y la longitud de traslapo no será inferior a $\alpha \cdot l_b$, siendo l_b la longitud definida en el apartado 12.1.3 de la página 216 de la norma CBH-87 y α un coeficiente dado en la tabla 12.2.2 en función del porcentaje de armadura traslapada en una sección respecto a la sección total de acero en esa misma sección y a la distancia transversal "a" entre las dos barras empalmadas más próximas.

Tabla No 2.5

Valores de α

Distancia transversal "a", entre los dos empalmes más próximos	Porcentaje de barras traslapadas trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero					Barras traslapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20%	25%	33%	50%	>50%	
$\leq 10\phi$	1.2	1.4	1.6	1.8	2.11	1.0
$> 10\phi$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.0

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

En el caso de barras corrugadas, pueden empalmarse todas las de una misma sección, si los empalmes se disponen en una sola capa. En caso contrario sólo podrán empalmarse el 50%.

La idea básica es transferir esfuerzo de una barra para la otra por medio de la adherencia en un largo igual al largo del anclaje el mismo es corregido por un coeficiente ψ que lleva en cuenta la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región.

Ecuación para poder determinar el empalme por traslape o solape:

$$l_v = \psi * l_{b_1}$$

Con ganchos para aceros corrugados

$$l_v = (\psi * l_v - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 10 * \phi \\ 0,50 * l_{b_1} \end{bmatrix}$$

Donde:

l_v : Longitud de empalme por solape.

ψ : Coeficiente de proporcionalidad con el número de barras solapadas en la sección.

Coeficiente ψ que multiplica el largo de anclaje rectilíneo depende de los siguientes factores:

- Del porcentaje de barras empalmadas en la misma sección.
- El largo del empalme también depende de la distancia "a" que es la distancia entre ejes de las barras empalmadas en la misma sección transversal.
- También depende la distancia "b" que la distancia de la barra externa empalmada hasta la parte de la pieza.

Figura N° 2.2. Empalme por traslado

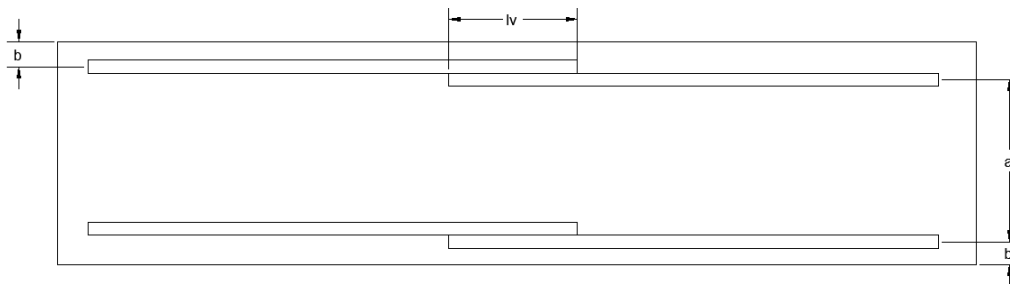


Tabla N° 2.6

Para obtener los coeficientes ψ

Distancia	Distancia	Porcentaje máximo de barras empalme				
		20%	25	33	50%	>50%
a	b					
$a \leq 10 * \emptyset$	$B \leq 5 * \emptyset$	1.20	1.4	1.6	1.80	2.0
$a > 10 * \emptyset$	$b > 5 * \emptyset$	1.00			1.30	

Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

2.5.2.4 Coeficientes de minoración.

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

Tabla No 2.7

Coeficientes de minoración

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		Intenso	- 0.05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido	+ 0.20
		Normal	0
		Intenso	- 0.10

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Tabla N° 2.8

Coeficientes de mayoración

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

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

2.5.2.5 Hipótesis de carga.

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

$$\text{HIPÓTESIS I: } \gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q$$

$$\text{HIPÓTESIS II: } 0.9(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q) + 0.90 * \gamma_{fg} * W$$

$$\text{HIPÓTESIS III: } 0.8(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

Dónde:

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

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

W = Valor característico de la carga del viento.

γ_{fg} = Coeficiente de ponderación de las cargas permanentes, si su efecto es desfavorable se tomará $\gamma_{fg} = \gamma_f$, aplicando simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen en la estructura.

γ_{fq} = Coeficiente de ponderación de las cargas variables, si su efecto es desfavorable se tomara $\gamma_{fq} = \gamma_f$.

γ_f = Coeficiente de ponderación que lo define el proyectista de acuerdo a su criterio, para los estados límites últimos no deberá ser menor $\gamma_f = 1,25$ pero si mayor.

2.5.2.5.1 Sobrecarga permanente y accidental.

Los siguientes cuadros nos proporcionan valores de las cargas permanentes y accidentales de acuerdo al tipo de estructura, material y la función que cumple la misma. Es importante tomar en cuenta estos valores puesto que son los que recomiendan las normas.

Tabla N° 2.9

Cargas permanentes

Tabla C.1 Peso específico aparente de materiales de construcción

Materiales y elementos	Peso específico aparente kN/m ³	Materiales y elementos	Peso específico aparente kN/m ³
Materiales de albañilería		Madera	
Arenisca	21,0 a 27,0	Aserrada, tipos C14 a C40	3,5 a 5,0
Basalto	27,0 a 31,0	Laminada encolada	3,7 a 4,4
Calizas compactas, mármoles	28,0	Tablero contrachapado	5,0
Diorita, gneis	30,0	Tablero cartón gris	8,0
Granito	27,0 a 30,0	Aglomerado con cemento	12,0
Sienita, diorita, pórfido	28,0	Tablero de fibras	8,0 a 10,0
Terracota compacta	21,0 a 27,0	Tablero ligero	4,0
Fábricas		Metales	
Bloque hueco de cemento	13,0 a 16,0	Acero	77,0 a 78,5
Bloque hueco de yeso	10,0	Aluminio	27,0
Ladrillo cerámico macizo	18,0	Bronce	83,0 a 85,0
Ladrillo cerámico perforado	15,0	Cobre	87,0 a 89,0
Ladrillo cerámico hueco	12,0	Estaño	74,0
Ladrillo silicocalcáreo	20,0	Hierro colado	71,0 a 72,5
Mampostería con mortero		Hierro forjado	76,0
de arenisca	24,0	Latón	83,0 a 85,0
de basalto	27,0	Plomo	112,0 a 114,0
de caliza compacta	26,0	Zinc	71,0 a 72,0
de granito	26,0	Plásticos y orgánicos	
Silería		Caucho en plancha	17,0
de arenisca	26,0	Lámina acrílica	12,0
de arenisca o caliza porosas	24,0	Linóleo en plancha	12,0
de basalto	30,0	Mástico en plancha	21,0
de caliza compacta o mármol	28,0	Poliestireno expandido	0,3
de granito	28,0	Otros	
Hormigones y morteros		Adobe	16,0
Hormigón ligero	9,0 a 20,0	Asfalto	24,0
Hormigón normal ⁽¹⁾	24,0	Baldosa cerámica	18,0
Hormigón pesado	> 28,0	Baldosa de gres	19,0
Mortero de cemento	19,0 a 23,0	Papel	11,0
Mortero de yeso	12,0 a 28,0	Pizarra	29,0
Mortero de cemento y cal	18,0 a 20,0	Vidrio	25,0
Mortero de cal	12,0 a 18,0		

⁽¹⁾ En hormigón armado con armados usuales o fresco aumenta 1 kN/m³

FUENTE: Documento Básico SE-AE Acciones en las edificaciones.

Tabla No 2.10

Cargas accidentales

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

FUENTE: Documento Básico SE-AE Acciones en las edificaciones.

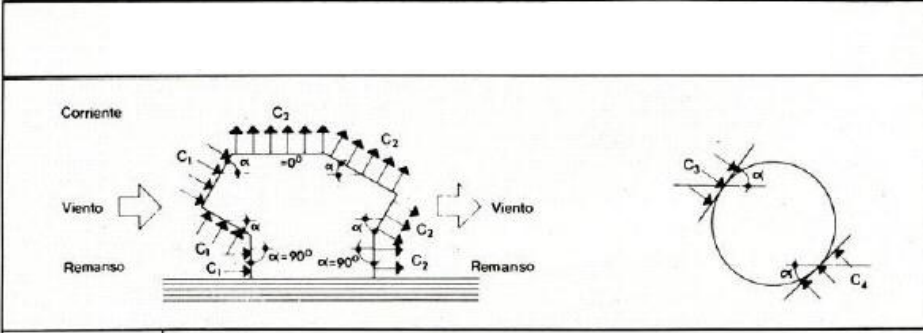
2.5.2.5.2 Sobrecarga de viento.

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria p (kg/m²) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor dado por la expresión:

$$P = CW$$

Siendo w la presión dinámica del viento y c el coeficiente eólico, positivo para presión, o negativo para succión, que depende de la configuración de la construcción, de la posición del elemento y el ángulo γ de incidencia del viento en la superficie. (Véase la figura de la tabla 2.11).

Tabla N° 2.11
Coefficientes eólicos de sobrecarga en una construcción



Situación Ángulo de incidencia del viento γ	Coeficiente eólico en:					
	Superficies planas		Superficies curvas rugosas		Superficies curvas muy lisas	
	A barlovento c_1	A sotavento c_2	A barlovento c_3	A sotavento c_4	A barlovento c_3	A sotavento c_4
En remanso 90° - 0°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
En corriente						
90°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
80°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
70°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,4	-0,4
60°	+0,8	-0,4	+0,4	-0,4	0	-0,4
50°	+0,6	-0,4	0	-0,4	-0,4	-0,4
40°	+0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,8	-0,4
30°	+0,2	-0,4	-0,8	-0,4	-1,2	-0,4
20°	0	-0,4	-0,8	-0,4	-1,6	-2,0
10°	-0,2	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0
0°	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-2,0	-2,0

Valores intermedios pueden interpolarse linealmente.

FUENTE: Norma Básica de Edificaciones CBE-88

A la cual entramos con los datos de que nuestra construcción es de superficies planas y con un ángulo de incidencia del viento de 90° con lo cual obtenemos los valores de $C_1 = +0.8$ (a barlovento) y $C_2 = -0.4$ (a sotavento).

2.5.2.5.2.1 Presión dinámica del viento.

El viento de velocidad v (m/s) produce una presión dinámica w (kg/m²) en los puntos donde su velocidad se anula, de valor:

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

Se considera situación topográfica expuesta la de las costas, las crestas topográficas, los valles estrechos, los bordes de mesetas, etc.

Tabla N° 2.12

Presión dinámica del viento

Tabla 5.1 Presión dinámica del viento				
Altura de coronación del edificio sobre el terreno en m, cuando la situación topográfica es		Velocidad del viento v		Presión dinámica w
Normal	Expuesta	m/s	km/h	kg/m ²
De 0 a 10	—	28	102	50
De 11 a 30	—	34	125	75
De 31 a 100	De 0 a 30	40	144	100
Mayor de 100	De 31 a 100	45	161	125
—	Mayor de 100	49	176	150

FUENTE: Norma Básica de Edificaciones CBE-88

2.5.2.6 Determinación de esfuerzos.

Los esfuerzos se calcularán usando un paquete informático, llamado CypeCad el cual nos proporciona las envolventes de los momentos flectores, fuerzas cortantes y momentos torsores.

En este programa primero se debe dibujar la estructura o en su defecto transportarla del Auto Cad, posteriormente se deben introducir los datos necesarios que nos pide el programa. Se procede a ubicar las columnas, vigas, losas, cimientos, y las cargas que actuarán en la estructura, una vez finalizado se proceden a corregir los posibles errores que se pudieron cometer.

2.5.2.7 Elementos estructurales.

En este capítulo se estudian las secciones rectangulares de hormigón armado sometidas a esfuerzos cortantes, momentos flectores, momentos torsores, etc.

Se detalla el proceso de cálculo de todos los elementos estructurales de la unidad educativa San Jorge, se utilizará el método de los estados límites últimos.

2.5.2.7.1 Diseño de losas.

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

Se analizarán dos tipos de losas. Losas reticulares o casetonadas y losas alivianadas con viguetas pretensadas.

2.5.2.7.1.1 Losa reticulada.

Son placas constituidas por nervios unidos monolíticamente a una losa de compresión, estas llevan nervios de rigidización en dos direcciones construyendo una retícula.

2.5.2.7.1.1.1 Dimensionamiento.

El dimensionamiento de la losa debe de cumplir ciertos límites que nos dice la norma:

- El ancho de los nervios no será inferior a los 7cm, ni a la cuarta parte del canto de la placa, medido sin tener en cuenta la capa de compresión.
- En las losas reticuladas con bloques aligerantes permanentes, la capa de compresión no será inferior a los 3cm.
- Como relación canto/luz, se utilizará, como mínimo para losas reticuladas $1/28$
- La separación entre la luz libre de los nervios no deberá sobrepasar los 100 cm.

2.5.2.7.1.1.2 Diseño a flexión.

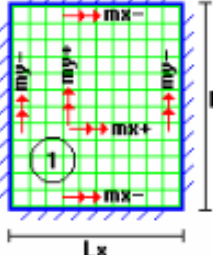
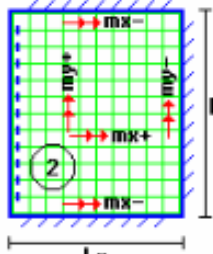
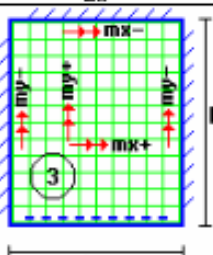
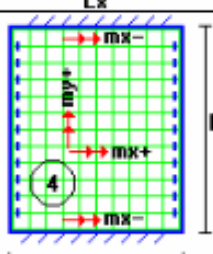
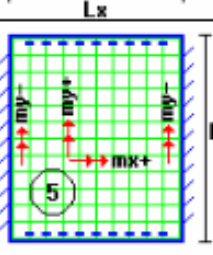
Una vez comprobadas las dimensiones de la losa y calculadas algunas de las propiedades geométricas, nos referimos a las Tablas de cálculo de losas reticulares, que son una variante de las tablas de cálculo para losas utilizadas por el CBH 87, que nos permitirán calcular los momentos por metro que actúan en las diferentes secciones.

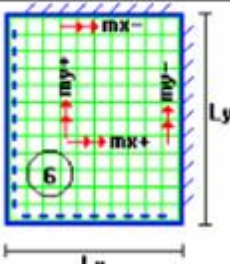
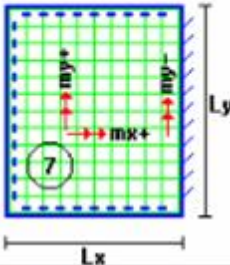
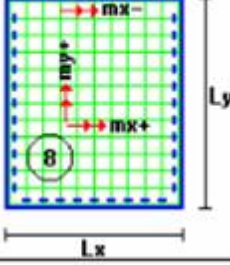
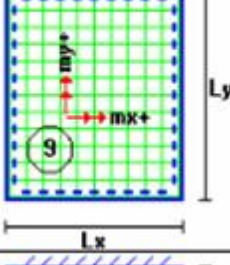
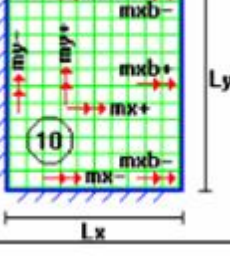
A continuación se presentan las tablas de cálculo para losas reticulares:

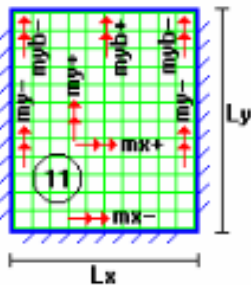
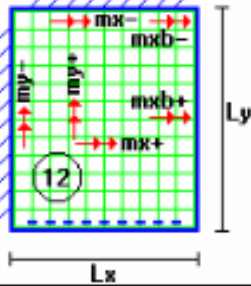
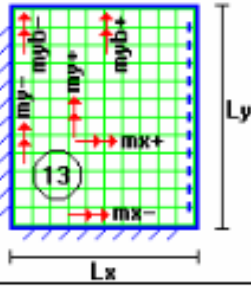
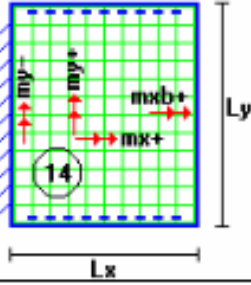
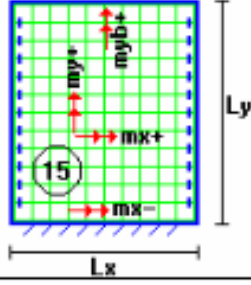
Tabla N° 2.13

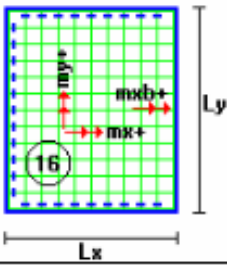
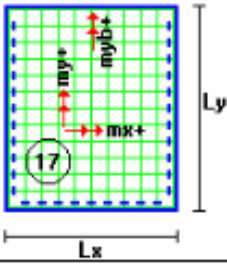
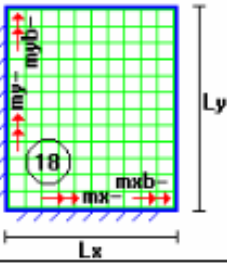
Tablas para el cálculo de losas reticulares.

Coefficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes.

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
 <p>1</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	200	241	281	315	336	339
 <p>2</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	265	347	443	545	635	691
 <p>3</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	265	297	322	339	345	339
 <p>4</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x-} m_{x+}	323	456	644	894	1191	1479
 <p>5</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x+}	323	340	351	354	348	335

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	406	489	572	644	693	712
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-}	569	630	681	715	729	718
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x-} m_{x+}	569	754	979	1230	1469	1644
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x-}	969	1170	1371	1550	1684	1749
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{xb-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{xb-} m_{x+} m_{xb+}	355	567	944	1637	2935	5348

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+}	355	337	327	326	326	326
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{xb-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{xb-} m_{x+} m_{xb+}	789	1230	1768	3216	5298	8520
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+}	789	758	718	679	674	672
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x+} m_{xb+}	1937	2866	4277	6355	9192	12510
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+}	1937	1941	1895	1800	1676	1620

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x+} m_{xb+}	2005	3182	5274	9241	17450	36620
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{yb+} m_{x+}	2005	1908	1795	1678	1654	1651
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{x-} m_{xb-}	11330	13660	15920	17770	18820	18680

Fuente: Temas de Hormigón Armado, capítulo IX, Escuela Politécnica del ejército Ecuador

Simbología:

δ : Valor a dimensional para determinar la deflexión máxima en la losa.

k : División entre la distancia entre nervios y el ancho de los nervios (b/bo)

Δ :Deflexión máxima en la losa.

Lx :Longitud más corta de la losa rectangular.

Ly : Longitud más larga de la losa rectangular

E : Módulo de elasticidad del hormigón.

h : espesor de la losa maciza equivalente en inercia a la losa reticular.

q : carga uniformemente distribuida por unidad de superficie de losa.

my- : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo alrededor

del eje **y**.

m_{yb-} : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje **y**.

m_{y+} : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de tramo alrededor del eje **y**.

m_{yb+} : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje **y**.

m_{x-} : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo alrededor del eje **x**.

m_{xb-} : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje **x**.

m_{x+} : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de tramo alrededor del eje **x**.

m_{xb+} : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje **x**.

M_{y-} : momento flector negativo máximo alrededor del eje **y**, por metro de ancho de Losa.

M_{yb-} : momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje **y**, por metro de ancho de losa.

M_{y+} : momento flector positivo máximo alrededor del eje **y**, por metro de ancho de Losa.

M_{yb+} : momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje **y**, por metro de ancho de losa.

M_{x-} : momento flector negativo máximo alrededor del eje **x**, por metro de ancho de Losa.

M_{xb-} : momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje **x**, por metro de ancho de losa.

M_{x+} : momento flector positivo máximo alrededor del eje **x**, por metro de ancho de Losa.

M_{xb+} : momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje **x**, por metro de ancho de losa.

Disposiciones de empotramiento de losa reticular.

2.5.2.7.1.1.3 Disposición de empotramiento en forjado reticular.

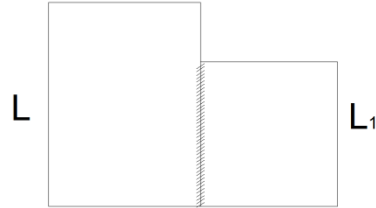
Los momentos de empotramiento perfecto se presentan cuando la placa va unida a una pieza de gran rigidez. Contrariamente si la pieza va unida a una pieza de rigidez reducida se la denomina empotramiento elástico.

Se dice que un forjado está empotrado cuando tiene continuidad de forjados y cumplen las siguientes directrices.

Si :

$$L_1 > \frac{2}{3} * L \quad \text{Se considera empotrado}$$

$$L_1 \leq \frac{2}{3} * L \quad \text{Se considera apoyo simple}$$



- Los contornos externos de losas se consideran apoyados.
- Si hay desnivel en losas, estas se consideran apoyadas.

Si:

$$L < 1m \quad \text{Se considera apoyada.}$$

$$L \geq 1m \quad \text{Se considera empotrada.}$$



2.5.2.7.1.2 Losas alivianadas con viguetas pretensadas.

La losa que se utilizará será alivianada o aligerada que estará constituida por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, con complemento de polietileno y para la capa de compresión hormigón armado.

2.5.2.7.2 Deflexiones máximas permitidas.

El valor máximo admisible de la flecha vertical en forjados y vigas que no hayan de soportar tabiques ni muros, es de $\ell/300$, siendo ℓ la luz del elemento considerado.

En caso de vigas o forjados que hayan de soportar muros o tabiques, se distinguen los tres casos siguientes.

- si los muros o tabique han sido construidos con mortero de cemento, la flecha máxima admisible es $\ell/500$.
- si los muros o tabiques han sido construidos con mortero de cal, la flecha máxima no podrá ser superior a $\ell/400$.

- si los muros o tabiques han sido construidos con mortero de yeso, la flecha máxima admisible es $\ell/300$.

2.5.2.7.3 Diseño de vigas.

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

2.5.2.7.3.1 Calculo a flexión simple.

- Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_t que se obtiene de la Tabla 2.8.

$$Md = M * \gamma_t$$

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

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

Dónde:

M_d = Es el momento de diseño.

μ_d =Momento reducido de cálculo.

b_w = Ancho de la viga.

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

f_{cd} =Resistencia de cálculo del hormigón.

Se obtendrá el valor μ_{lim} , de la Tabla N° 2.14

Si $\mu_{lim} > \mu_d$ no necesita armadura a compresión.

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, sólo se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

- 1) Con el valor del momento reducido se entra a la Tabla N° 2.16 y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura.

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

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

Dónde:

w= Cuantía geométrica de la armadura.

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

b_w = Ancho de la viga.

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

f_{cd}: Es la resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

f_{yd}: Es la resistencia de cálculo de la armadura.

3) Calcular la armadura mínima y el valor de μ se obtiene de la Tabla N°2.15

$$A_{\min} = \mu * b_w * d$$

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

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

➤ Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo

$$si \rightarrow \mu_{\lim} \leq \mu_d \quad \text{necesita armadura a compresión}$$

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

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

$$\rho = r/d$$

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{d\lim}}{1 - \rho}$$

$$w_{s1} = w_{\lim} + w_{s2}$$

Dónde:

W_{lim} = Este valor se obtiene de la Tabla N° 2.14.

μ_d = Momento reducido de cálculo

W_{s1} = Cuantía mecánica para la armadura a tracción

W_{s2} = Cuantía geométrica para la armadura a compresión

ρ = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico.

2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión.

Dónde:

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

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

3) Calcular la armadura mínima, y el valor de μ se obtiene de la Tabla N° 2.15.

$$A_{min} = \mu * b_W * d$$

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

$$A_{s1} = \frac{w_{s1} * b_W * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s2} = \frac{w_{s2} * b_W * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

Tabla N° 2.14

Valores límites

f_y(kp/cm²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
f_{yd}(kp/cm	1910	2090	3480	3650	4000	4350
ξ lim	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
μ lim	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
W lim	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya (Edición 14°)

Tabla N° 2.15

Cuantías geométricas mínimas

ELEMENTO	POSICIÓN	AH 215	AH 400	AH 500	AH 600
Soportes		0.008	0.006	0.005	0.004
Vigas		0.005	0.0033	0.0028	0.0023
Losas		0.002	0.0018	0.0015	0.0014
Muros	Armadura	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	horizontal	0.0005	0.0004	0.0003	0.00038
	Armadura vertical				

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Tabla N° 2.16

Tabla universal para flexión simple o compuesta

ξ	μ	w	(w/F_{yd})*10²
0.0890	0.0300	0.0310	
0.1042	0.0400	0.0415	
0.1181	0.0500	0.0522	
0.1312	0.0600	0.0630	
0.1438	0.0700	0.0739	
0.1561	0.0800	0.0849	
0.1667	0.0886	0.0945	
0.1685	0.0900	0.0961	
0.1810	0.1000	0.1074	
0.1937	0.1100	0.1189	
0.2066	0.1200	0.1306	
0.2197	0.1300	0.1425	
0.2330	0.1400	0.1546	
0.2466	0.1500	0.1669	

**D
O
M
I
N
I
O
2**

0.2593	0.1592	0.1785		
0.2608	0.1600	0.1795		
0.2796	0.1700	0.1924		
0.2987	0.1800	0.2055		
0.3183	0.1900	0.2190		
0.3382	0.2000	0.2327		
0.3587	0.2100	0.2468		D
0.3797	0.2200	0.2613		O
0.4012	0.2300	0.2761		M
0.4233	0.2400	0.2913		I
0.4461	0.2500	0.3070		N
0.4500	0.2517	0.3097		I
0.4696	0.2600	0.3231		O
0.4938	0.2700	0.3398		3
0.5189	0.2800	0.3571		
0.5450	0.2900	0.3750		
0.5722	0.3000	0.3937		
0.6005	0.3100	0.4132		
0.6168	0.3155	0.4244	0.0929	B 500 S
0.6303	0.3200	0.4337	0.1006	D
0.6617	0.3300	0.4553	0.1212	O
0.6680	0.3319	0.4596	0.1258	B 400 S
0.6951	0.3400	0.4783	0.1483	M
0.7308	0.3500	0.5029	0.1857	I
0.7695	0.3600	0.5295	0.2404	N
0.7892	0.3648	0.5430	0.2765	I
0.8119	0.3700	0.5587	0.3282	O
0.8596	0.3800	0.5915	0.4929	4
0.9152	0.3900	0.6297	0.9242	
0.9844	0.4000	0.6774	5.8238	

FUENTE: Tabla 14.3 del Jiménez Montoya (Edición 14°)

2.5.2.7.3.2 Esfuerzo cortante.

El estudio del esfuerzo cortante en una pieza de hormigón armado que tendrá que ser tratada en un estado tridimensional, influye no sólo la forma de sección, la esbeltez de la pieza, disposición de las armaduras transversales, longitudinales, la adherencia entre el acero y el hormigón, situaciones de las apoyadas, etc.

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

Dónde:

τ = Esfuerzo cortante.

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

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

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

I= Momento de inercia respecto del centro de gravedad de la pieza.

2.5.2.7.3.2.1 Cálculo de la armadura transversal.

En virtud a todos los efectos favorables el hormigón puede resistir, en la situación de rotura el esfuerzo cortante sin armadura.

$$V_{cu} \geq V_d$$

$$V_{cu} = f_{yd} * b_w * d$$

$$f_{vd} = 0.131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} \dots (MPa)$$

Dónde:

V_{cu} = Capacidad de corte del hormigón.

V_d = Cortante de diseño.

f_{vd} = Resistencia virtual del cálculo del hormigón, a esfuerzo cortante, dada en MPa.

f_{cd} = Cortante en la sección que estamos verificando la tensión del cizallamiento.

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

d = Canto útil.

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

$$V_d > V_{cu}$$

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

2.5.2.7.3.2.2 Disposiciones relativas a las armaduras transversales.

La separación “ s_1 ” entre cercos o estribos, deberá cumplir las condiciones.

$$\left. \begin{array}{l} s_1 \leq 30\text{cm} \\ s_1 \leq 0,85d \\ s_1 \leq 3*b_w \end{array} \right\}$$

En todos los casos, se prolongará la colocación de los cercos o estribos en una longitud igual al medio canto de la pieza, más allá de la sección en que teóricamente dejen de ser necesarios.

Todo elemento lineal debe llevar una armadura transversal llamada alma, compuesta de barras paralelas a las caras laterales del alma y ancladas eficazmente en una y otra cabeza.

Estas armaduras deben formar con el eje de la viga un ángulo comprendido entre 45° y 90° inclinadas en el mismo sentido de la tensión principal de tracción producida por las cargas exteriores al nivel del centro de gravedad de la sección de la viga supuesta no fisurada.

La cuantía mínima de dichas armaduras debe ser tal que se cumplan la relación:

$$\sum \frac{A_{\alpha} * f_{y\alpha d}}{\text{sen}\alpha} \geq 0.02 * f_{cd} * b_w * t$$

Dónde:

b_w = Ancho del alma.

t = Longitud cualquiera de la pieza en la que se toma A_{α} (barras inclinadas más estribos).

A_{α} = Área de barras inclinadas más estribos.

$f_{y\alpha d}$ = Resistencia de cálculo de la armadura.

En el caso de que se hayan levantado barras como armadura transversal, éstas irán siempre acompañadas por estribos cerrados, los cuales deberán absorber, al menos la tercera parte del valor de V_{su} .

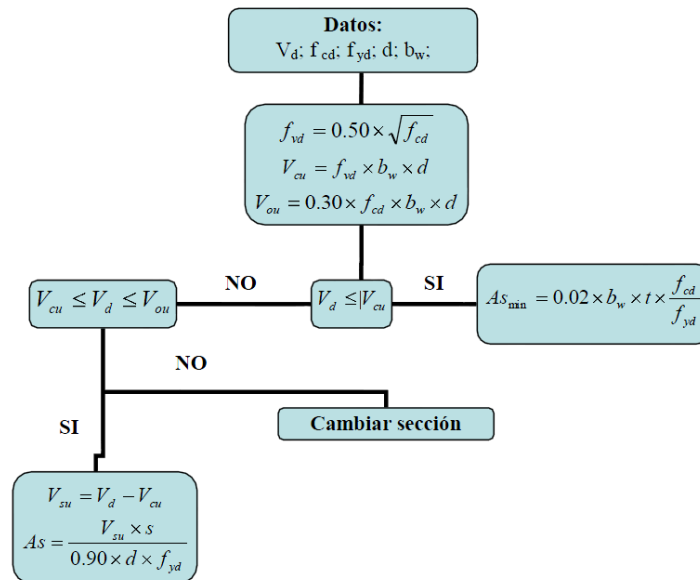
Finalmente deberá tenerse en cuenta que para el aprovechamiento de los cercos o estribos a esfuerzos cortantes, deberá verificarse:

$$A_s * f_{yd} \geq 0.9 A_{s1} * f_{td}$$

La norma recomienda (en el apartado 8.2.2. “reglas de cosido” en la pág. 75) que la máxima resistencia característica del acero será de 4200kg/cm². A continuación se muestra un gráfico en orden secuencial para el cálculo de la armadura transversal, donde se indica las fórmulas y criterios de cálculo.

Figura N° 2.3

Cálculo de la armadura de corte.



2.5.2.7.4 Diseño de columnas.

Las columnas o pilares de hormigón armado forman piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es lo más importante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

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

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia.

2.5.2.7.4.1 Excentricidad mínima de cálculo.

La norma toma una excentricidad mínima ficticia, en dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores, "h/20" y "2cm" siendo "h" el canto en la dirección considerada. Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los dos planos principales.

2.5.2.7.4.1.1 Armaduras longitudinales.

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12mm (según la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87) y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

- a) La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar el pandeo de la misma.
- b) Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2cm, que el diámetro de la mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.

2.5.2.7.4.1.2 Cuantías límites.

La norma Boliviana de hormigón armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesto, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas. A1 y A2, las siguientes limitaciones:

$$A_1 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d$$

$$A_2 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d$$

$$A_1 * f_{yd} \geq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

$$A_2 * f_{yd} \geq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

Dónde:

A_c= El área de la sección bruta de hormigón

f_{yd}= Resistencia de cálculo del acero que no se tomará mayor en este caso de 4200kg/cm².

A1 y A2=Armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta.

N_d=Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} =Resistencia de cálculo del hormigón.

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

Se comprobará, además, que las cuantías geométricas de las armaduras no sean inferiores exigidos en la Tabla 2.15.

El diámetro de las armaduras transversales debe ser al menos una cuarta parte del diámetro máximo entre las armaduras longitudinales.

2.5.2.7.4.1.3 Armadura transversal.

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

2.5.2.7.4.2 Longitud de pandeo.

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario.

La longitud de pandeo ℓ_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la tabla No. 2.17 en función de la sustentación de la pieza.

Tabla N° 2.17
Longitud de pandeo $\ell_0 = k \cdot \ell$ de las piezas aisladas

Sustentación de la pieza de longitud f.	k
-Un extremo libre y otro empotrado	2
-Ambos extremos articulados	1
-Biempotrado, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
-Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0.70
-Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.50

-Soportes elásticamente empotrados	0.70
-Otros casos	0.90

FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

La longitud de pandeo de una columna está en función de las rigideces de las columnas y vigas que concurren a está.

Jiménez Montoya nos dice " la longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada lino de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional ".

Longitud de pandeo $l_o = k * l$ (k se obtiene entrando con ψ)

$$\psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todos los pilares}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}; \text{ (igual para } \psi_B \text{)}$$

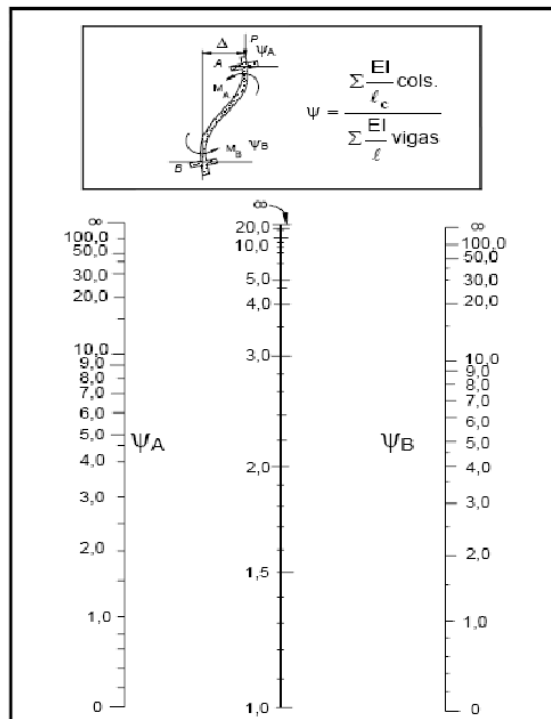


Figura N° 2.4 Pórticos traslacionales (para obtener el valor de k)

FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

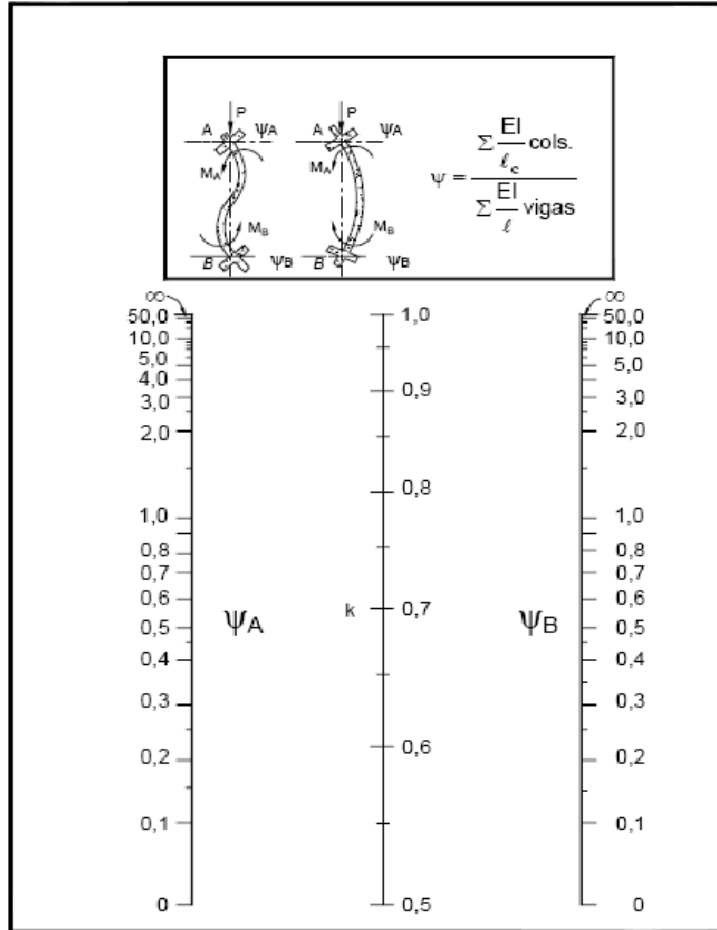


Figura N° 2.5 Pórticos intraslacionales (para obtener el valor de k)

FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

2.5.2.7.4.2.1 Esbeltez geométrica y mecánica.

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = \ell_o/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = \ell_o/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i_c , de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $i_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la norma Boliviana de hormigón armado son los que mencionan a continuación:

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

2.5.2.7.4.3 Flexión esviada.

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

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.
- En último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran:

La razón de registrar el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

2.5.2.7.4.3.1 Sección rectangular con armadura simétrica.

Se trata en este apartado el problema de la sección esviada de mayor importancia práctica, que es el de la sección rectangular de dimensiones conocidas y disposición de armadura conocida, en donde la única incógnita es la armadura total.

Jiménez Montoya nos dice: *“En la multitud de elementos resulta aconsejable el armado con barras del mismo diámetro dispuestas simétricamente. Tal es el caso de pilares de edificación, en los que, bien en la misma sección o a lo largo de la altura, actúan momentos flectores de diferente signo, y en los que, en todo caso, el armado asimétrico exigiría un control de obra especial para evitar errores en la colocación de las armaduras. Además, siendo importantes los esfuerzos normales, la armadura asimétrica es razonablemente eficaz”.*

Para el dimensionamiento y comprobación de este tipo de secciones existe un procedimiento sencillo y práctico, que se expone a continuación:

2.5.2.7.4.3.1.1 Ábacos dimensionales en roseta.

Para realizar el cálculo, cuando las piezas se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M_x, M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos N=cte. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta. Para poder observar las rosetas, ver el libro de hormigón armado de Jiménez Montoya 14^a EDICIÓN).

2.5.2.7.4.3.1.2 Proceso de cálculo.

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

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

M_{yd}=Momentos flectores de cálculo en la dirección Y.

M_{xd}=Momentos flectores de cálculo en la dirección X.

N_d=Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd}= Resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

➤ Determinar la capacidad mecánica del hormigón

$$U_C = f_{cd} * h_X * h_Y$$

- Determinar los esfuerzos reducidos

$$v = \frac{N_d}{U_C} \mu_X = \frac{M_{Xd}}{U_C * h_X}$$

$$\mu_Y = \frac{M_{Yd}}{U_C * h_Y}$$

- Definir los valores de momento reducido

$$\mu_1 ; \mu_2$$

- Determinar la cuantía mecánica w

Si el valor de v no es redondo, se obtiene w por interpolación entre los resultados correspondientes a los valores redondos de v entre los que esté situado el lado.

- Determinar la capacidad mecánica de la armadura total.

$$U_{total} = w * U_C$$

- Determinar la armadura total de acero

$$A_{total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} \rightarrow A_{total} = \frac{w * h_X * f_{cd}}{f_{yd}}$$

- Se deberá verificar que la pieza se encuentre en buenas condiciones frente al pandeo, para poder lograr esto se deberá cumplir la siguiente relación:

$$\frac{e_X}{e_{X \max}} + \frac{e_Y}{e_{Y \max}} \leq 1$$

La excentricidad total en la dirección X-X

$$e_{x \max} = \left[e_y + \frac{\beta * h * e_X}{b} \right] + e_{fx} + f_{ax}$$

$$e_x = \frac{My}{N}; \quad e_{ax} = \frac{b}{20} \geq 2cm$$

$$e_{fx} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] * \left[\frac{b + 20 * e_x}{b + 10 * e_x} \right] * \frac{l_o^2 * 10^{-4}}{b}$$

La excentricidad total en la dirección Y-Y

$$e_{y\max} = \left[\frac{b * e_y}{h} + \beta * e_x \right] + e_{fy} + e_{ay}$$

$$e_y = \frac{Mx}{N}; \quad e_{ay} = \frac{h}{20} \geq 2cm$$

$$e_{fy} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] * \left[\frac{h + 20 * e_y}{h + 10 * e_y} \right] * \frac{l_o^2 * 10^{-4}}{h} \quad (kg/cm^2)$$

Dónde:

b, h=Es la dimensión de la pieza en la dirección del plano X y Y.

l_o=Longitud de pandeo.

e_a=Excentricidad accidental en el plano que se analiza.

e_f=Excentricidad ficticia en el plano que se analiza.

β = Una constante cuyos valores están en función del axial reducido v.

Tabla N° 2.18

Valores de la constante β, para el cálculo de la excentricidad ficticia

v	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	≥1
β	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.5	0.5

Fuente: Norma Boliviana de hormigón armado

2.5.3 Estructuras complementarias.

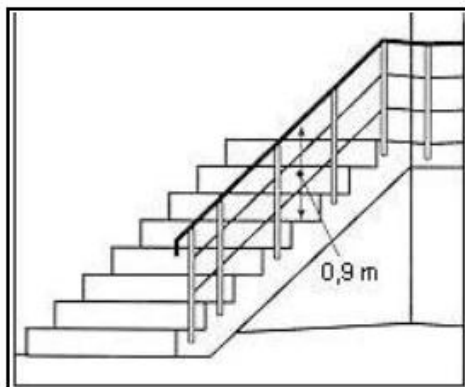
Estas estructuras se refieren a los elementos q bien no aportan a la resistencia de la edificación, si son necesarias dentro de la estructura.

2.5.3.1 Escaleras.

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

- a) **Contrahuella:** Es la parte vertical del fondo del peldaño.
- b) **Huella:** Es el ancho del escalón, medido en planta, entre dos contrahuellas sucesivas.
- c) **Rellano:** Es la porción horizontal en que termina cada tramo de escalera; debe tener la misma anchura que el ámbito de los tramos. Citamos otros conceptos o partes como son la línea de huella, la proyectura, el ámbito, el tiro y la calabazada:
- d) **Línea de huella:** Es una línea imaginaria que divide por la mitad una escalera recta.
- e) **Proyectura:** El plano de apoyo de un peldaño puede tener una proyectura (nariz) sobre el inferior inmediato. Suele estar comprendido entre 2 y 5 cm.
- f) **Ámbito:** Es la longitud de los peldaños, o sea la anchura de la escalera.
- g) **Tiro:** Es una sucesión continua de peldaños (21 a lo sumo).

Figura N° 2.6
Barras Intermedias

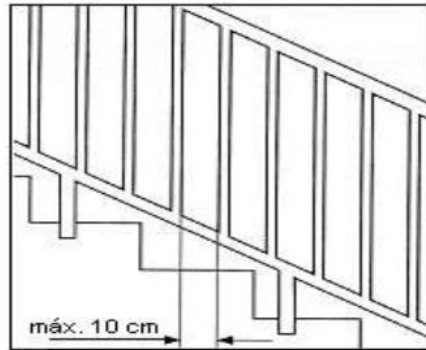


Fuente: Elaboración propia

La distancia entre las barras no será superior a los 30 cm; pero, si hay posibilidad de que sea utilizada por niños, esta distancia no superará los 10 cm.

Figura N° 2.7

Separación Máxima de las Barras de la Barandilla



Fuente : Elaboración propia.

Los pasamanos de madera deben tener un diámetro mínimo de 50 mm y si son de tubo, de 38 mm. Alternativamente sería recomendable que el extremo final se prolongara al suelo o pared, para evitar enganches accidentales.

2.5.4 Fundaciones.

El proyecto de la cimentación de un edificio es un problema relativamente complejo, que debe ir acompañado por un estudio de terreno, en el que se consideren el tipo de suelo, su granulometría, plasticidad, humedad natural, consistencia compacidad, resistencia, deformabilidad, expansividad y agresividad; la situación del nivel freático; las posibles galerías y; las estructuras colindantes, etc.

2.5.4.1 Clasificación y criterio de empleo.

Las cimentaciones se clasifican en superficiales o directas (zapatas y losas) y profundas (pilotes). El concepto de superficial se refiere más a su resistencia en planta que a la cota de apoyo sobre el terreno firme.

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

2.5.4.2 Proceso de cálculo de zapata centrada.

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

N_{p1} y N_{p2} =Son las cargas de servicio transmitidas a los soportes.

a_1 y b_1 =Son las dimensiones de la columna de la zapata medianera.

a_1' y b_1' =Son las dimensiones de la columna de la zapata medianera.

M_{d1} y M_{d2} =Momentos de diseño de las zapatas.

f_{ck} =Resistencia característica del hormigón.

f_{yk} =Resistencia característica del acero.

γ_f = Coeficiente de mayoración de las cargas

σ_{adm} =Capacidad admisible del suelo.

L =Es la distancia que va de centros de gravedad de los soportes.

C = Es la distancia de las reacciones del terreno sobre las zapatas.

2.5.4.2.1 Cálculo de las dimensiones de las zapatas.

Con las ecuaciones que se muestran a continuación se procede a calcular las reacciones de las zapatas centradas. Para el peso propio de las zapatas se tomó un porcentaje del 5% del esfuerzo axial.

$$R_1 = N_{p1} + N_{c1}$$

$$R_2 = N_{p2} + N_{c2}$$

$$N_{c1} \approx 0,05 * N_{p1} \quad N_{c2} \approx 0,05 * N_{p2}$$

Se deberá asumirse las dimensiones en planta de las zapatas centrada, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_{t1}' = \frac{R_1'}{a_2 * b_2} \quad \sigma_{t2}' = \frac{R_2'}{a_2' * b_2'}$$

$$\sigma_{t1}' \leq \sigma_{adm} \quad \sigma_{t2}' \leq \sigma_{adm}$$

2.5.4.2.2 Cálculo del canto útil.

Para el cálculo del canto útil de la zapata centrada se lo realiza como si fuese una zapata aislada, se utilizan las ecuaciones que se indican a continuación:

$$d_1 = \sqrt{\frac{a'_1 * b'_1}{4} + \frac{a'_2 * b'_2}{2k-1} - \frac{(a'_1 * b'_1)}{4}}$$

$$d_2 \geq \begin{cases} \frac{2(a'_2 - a'_1)}{4+k} \\ \frac{2(b'_2 - b'_1)}{4+k} \end{cases}$$

$$k = \frac{2 * \sqrt{fcd}}{\gamma_f * \sigma_{t2}}$$

Estas ecuaciones sólo se las pueden utilizar cuando se trata de zapatas en plantas cuadradas o rectangulares en las que el lado mayor no supere al doble del lado menor; y para soportes de sección cuadrada o rectangular con la misma limitación.

Al utilizar las ecuaciones mencionadas a un principio no es necesario verificar el corte por flexión ni el corte por punzonamiento.

Se deberá tomar el mayor valor de las dos ecuaciones para el canto útil de la zapata.

2.5.4.2.3 Verificación de las dimensiones de las zapatas.

Se procede a calcular las reacciones tomando en cuenta el peso propio de la zapata.

$$R_1 = N_{P1} * \frac{l}{C} + N_{C1} + \frac{M_2 - M_1}{C}$$

$$R_2 = N_{P2} + N_{C2} - N_{P1} \left(\frac{l}{C} - 1 \right) - \left(\frac{M_2 - M_1}{C} \right)$$

$$N_{C1} = \gamma_H d_1 * a_2 * b_2 \quad N_2 = \gamma_H d_2 * a'_2 * b'_2$$

Se utilizan las dimensiones en planta de las zapatas asumidas en principio, se procede a verificar y si no se cumple la verificación se deberán aumentar las dimensiones siguiendo un proceso iterativo hasta que se cumpla dicha verificación.

$$\sigma_{t1}' = \frac{R_1'}{a_2 * b_2} \pm \frac{6 * M_{d1}}{a_2 * b_2^2} \pm \frac{6 * M_{d2}}{b_2 * a_2^2}$$

$$\sigma_{t2}' = \frac{R_2}{a_2' * b_2'} \pm \frac{6 * M_{d1}}{a_2 * b_2^2} \pm \frac{6 * M_{d2}}{b_2 * a_2^2}$$

$$\sigma_{t1}' \leq \sigma_{adm} \quad \sigma_{t2}' \leq \sigma_{adm}$$

2.5.4.2.4 Cálculo de la armadura.

2.5.4.2.4.1 Determinación de la armadura en la dirección Y-Y.

$$M_d = \frac{\gamma_f * \sigma_{t2} * a_2'}{2} * \left(\frac{b_2' - b_1'}{2} + 0.15 * b_1' \right)^2$$

2.5.4.2.4.2 Determinación de la armadura en la dirección X-X.

$$M_d = \frac{\gamma_f * \sigma_{t2} * b_2'}{2} * \left(\frac{a_2' - a_1'}{2} + 0.15 * a_1' \right)^2$$

Detalla miento de la armadura en ambas direcciones: Se recomienda que el diámetro de las barras de acero sea como mínimo de 12mm, tengan una separación máxima de 30cm y separación mínima de 12cm.

2.5.4.2.4.3 Verificación de la adherencia

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

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

$$\tau_b = \frac{V_{d2}}{0.90 * d * n * u}$$

$$V_{d2} = \gamma_f * \sigma_{t2} * b_2' \left[\left(\frac{a_2' - a_1'}{2} \right) + 0.15 * a_1' \right]$$

$$\tau_{bd} = k \sqrt[3]{f_{cd}^2} \quad \rightarrow k = 2 \text{ (flexible)}$$

$$\rightarrow k = 0.95 \text{ (rigida)}$$

2.5.4.2.5 Verificación al vuelco.

Como fuerza estabilizante se contará solo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de éste. El posible empuje pasivo sobre la cara lateral del elemento no se tendrá en cuenta a menos que esté garantizada su actuación permanente. Se verifica que cumpla las siguientes recomendaciones:

➤ Para suelos sin cohesión (arenas)

$$\frac{(N_{P1} + N_{C1}) * \operatorname{tag} \varphi_d}{V_X} \geq 1.50 \rightarrow OK$$

$$\frac{(N_{P1} + N_{C1}) * \operatorname{tag} \varphi_d}{V_Y} \geq 1.50 \rightarrow OK$$

➤ Para suelos cohesivos (arcillas)

$$\frac{A * C_d}{V_X} \geq 1.50 \rightarrow OK$$

$$\frac{A * C_d}{V_Y} \geq 1.50 \rightarrow OK$$

Dónde:

N_{p1} = Es la carga de servicio transmitida al soporte.

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

V_x y V_y = Esfuerzos cortantes en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

a_2 y b_2 = Las dimensiones en planta de la zapata medianera.

N_c = El peso propio de la zapata medianera.

h = Altura total del elemento de cimentación.

Esta verificación se realizará para la zapata centrada.

A = Área de la base de la zapata medianera.

$\phi_d = (2 * \phi / 3)$ = valor de cálculo del ángulo de rozamiento interno.

$C_d = 0,50 * C$ = Valor de cálculo de la cohesión.

CAPÍTULO III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Generalidades.

En este capítulo se enmarcan los datos y criterios con los que fueron calculados y dimensionados los distintos elementos que componen la estructura.

3.2 Análisis del levantamiento topográfico.

Se realizó el levantamiento topográfico con el equipo de estación total, donde el desnivel máximo en el área de emplazamiento es de 20cm.

El terreno no tiene un desnivel considerable, es un terreno casi plano como se puede observar en las fotografías que se encuentran en el Anexo N° 1.

El área construida que ocupara la edificación es de 774.82 metros cuadrados.

Figura N° 3.1

Ubicación de la nueva infraestructura.



Fuente: Google earth, fotografía aérea.

3.3 Análisis del estudio de suelos.

El estudio de suelos tiene los siguientes resultados:

Se realizaron dos pozos para el ensayo de suelos, en los cuales se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla N° 3.1

Resultados del ensayo S.P.T.

Pozo	Profundidad (m)	Tensión Admisible (kg/cm ²)	Tipo de suelo	Descripción
1	1.40	0.80	CL	Arcilla ligera con arena
	2.50	1.35	ML-OL	Arcilla limo arenosa
2	1.50	0.80	CL	Arcilla ligera con arena
	2.50	1.35	ML-OL	Arcilla limo arenosa
Resultados del ensayo SPT				
*El ensayo de SPT se hizo por estratos.				
*No se encontró el nivel freático.				

Fuente: Elaboración propia

Se observa que en el primer pozo a la profundidad de 1.40 metros se tiene una resistencia máxima de 0.80 kg/cm², y a la profundidad de 2.50 metros se obtiene una capacidad máxima portante del suelo de 1.35 kg/cm².

Se observa que en el segundo pozo a la profundidad 1.50 metros se tiene una resistencia máxima, igual a la del primer pozo, de 0.80 kg/cm², y a la profundidad de 2.50 metros se obtiene una capacidad máxima portante del suelo de 1.35 kg/cm².

Valores adoptados.

Se deberá cavar y extraer el suelo hasta los 2.50 metros tomando en cuenta el nivel 0.00 de la boca del pozo 1 y 2.

En este nivel se obtiene la capacidad máxima de soporte de 1.35 Kg/cm² en cada pozo, lo que significa que es un suelo apto para la edificación y a la cual deben ser fundadas las zapatas de la estructura.

Resumen:

Tabla N° 3.2
Valores adoptados para la cimentación

FUNDACIÓN	
Estructura de soporte	Zapata aislada centrada
capacidad portante del suelo	1.35 kg/cm ²
nivel de desplante	2.50 m
nivel freático	No se encontró
Tipo de suelo	Arcilla limo arenosa
Resumen de fundación	

Fuente: Elaboración propia

3.4 Análisis del diseño arquitectónico.

El diseño estructural que presenta este trabajo es un nuevo bloque de aulas, el cual se emplazara en la unidad educativa San Jorge.

El diseño arquitectónico fue proporcionado por la Honorable Alcaldía Municipal de Tarija y consta de los siguientes ambientes:

- Planta baja: aula 1, aula 2, aula 3, aula 4, aula 5, aula 6, sala de uso múltiple, baño 1 y baño 2.
- Planta alta: aula 7, aula 8, aula 9, aula 10, aula 11, aula 12, laboratorio, baño 3, baño 4 y depósito.

3.5 Análisis, cálculo y diseño estructural.

3.5.1 Estructura de sustentación de la cubierta.

La estructura de la cubierta estará compuesta de cerchas metálicas, las cuales son constituidas por perfiles metálicos. La cobertura será de calamina trapezoidal.

3.5.1.1 Datos generales de diseño.

3.5.1.1.1 Norma.

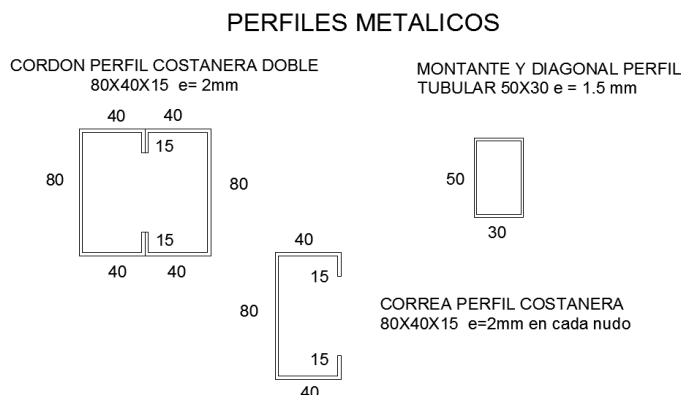
La norma utilizada para el diseño de la estructura es: LRFD (Load and Resistance Factor Design) del American Institute of Steel constructions. (AISC).

3.5.1.1.2 Selección de perfiles.

Los perfiles más comunes en el mercado para el diseño de las cerchas, y que cumplen con el cálculo son:

Figura N° 3.2

Perfiles que componen la estructura de cubierta



Fuente: Elaboración propia

3.5.1.1.3 Cargas

3.5.1.1.3.1 Carga muerta

La carga muerta adoptada en el cálculo es:

Tabla N° 3.3

Carga Muerta en cubierta

Carga muerta adoptada para el cálculo	
Peso Perfil costanera 80x40x15 e=2mm	3.1 Kg/m
Peso Perfil tubular 50x30 e= 1.5 mm	2.2 Kg/m
Peso Calamina trapezoidal	1.2 Kg/m ²
Cielo falso de yeso	6.2 Kg/m ²

Fuente: Elaboración propia

3.5.1.1.3.2 Carga Viva.

La carga viva adoptada en el cálculo es:

Tabla N° 3.4

Carga Viva en cubierta

Carga Viva adoptada para el cálculo	
Mantenimiento	50 Kg/m ²
Velocidad del viento	75 Km/hr

Fuente: Elaboración propia

3.5.1.1.4 Combinación más desfavorable.

En todas las cerchas analizadas la combinación más desfavorable es:

$$U = 1.2 * D + 1.6 * L_r + 0.8 * W \quad (\text{Ecuación A4-3 del LRFD})$$

Dónde:

U = Carga ultima.

D = Carga Muerta.

Lr = Carga viva en techos.

W = Viento.

3.5.1.1.5 Soldadura de miembros.

La soldadura se hará en arco, con varillas de electrodos de recubrimiento pesado para mantener la resistencia a la corrosión y que la soldadura seas más dúctil.

El tipo de soldadura será de ranura con penetración completa a tope utilizando electrodos: E70-10 o E70-18.

3.5.1.1.6 Diseño estructural de la cubierta.

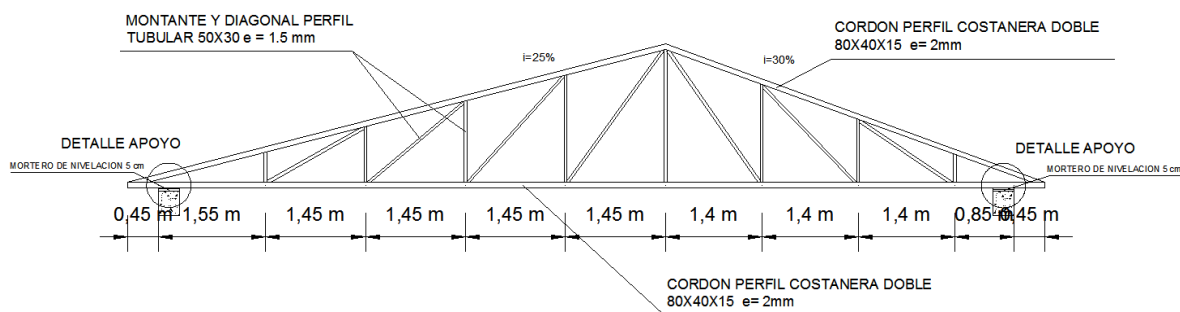
A continuación se presentan una cercha tipo que componen la estructura de sustentación de la cubierta. Con sus respectivas acotaciones.

El detalle del cálculo se encuentra en el Anexo N° 3 y las distintas cerchas con sus respectivas dimensiones se encuentran en los planos estructurales, Anexo N° 15.

Figura N° 3.3

Cercha tipo – Bloque de aulas

CERCHA TIPO 5 - BLOQUE DE AULAS (6 piezas)



Fuente: Elaboración propia

3.5.2 Estructura de sustentación de la edificación.

La estructura de sustentación estará compuesta por elementos de hormigón armado.

3.5.2.1 Datos generales de Diseño.

3.5.2.1.1 Norma.

Se utilizó para este diseño estructural la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, y toda la bibliografía compatible con ella.

3.5.2.1.2 cargas.

3.5.2.1.2.1 Carga muerta.

En esta carga se consideran todas las cargas permanentes en un periodo de tiempo relativamente largo, como ser; pesos propios de los elementos estructurales, cargas de muros, cargas de pisos, cargas de techo, y las de muebles y accesorios de peso considerable para el cálculo.

Tabla N° 3.5
Carga Muerta en la estructura

Carga Muerta en la estructura	
Material	Carga
Peso del Hormigón Armado	2500 Kg/m ³
Peso de tabiquería	1300 Kg/m ³
Peso de entrepiso	110 kg/m ²

FUENTE: Documento Básico SE-AE Acciones en las edificaciones.

3.5.2.1.2.2 Carga Viva.

Los valores recomendados y calculados estadísticamente en función al servicio que va a brindar la estructura.

Tabla N° 3.6
Carga Viva en la estructura

Carga Viva en la estructura		
Lugar		Carga (Kg/m ²)
Colegios	Salas de clases	300
	Otras salas	200
Escalera	Con acceso al publico	300

FUENTE: Documento Básico SE-AE Acciones en las edificaciones.

3.5.2.1.3 Resistencia de los materiales.

Según los métodos constructivos en Tarija y cumpliendo con los parámetros de la Norma Boliviana del Hormigón CBH-87, los valores que se utilizó son los siguientes:

- Resistencias características de los materiales para hormigón armado.

$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$ (resistencia característica del hormigón)

$f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ (resistencia característica del acero)

3.5.2.1.4 Coeficientes de minoración de resistencia de los materiales.

Según la Norma Boliviana del Hormigón CBH-87, y como se indica en la tabla 2.7 se nos da unas tablas de estos coeficientes en función del nivel de control de ejecución y de los daños previsibles, de lo cual se adoptó por las condiciones del entorno y la función de la estructura, un nivel de control y daños previsibles normales teniendo para el cálculo de los elementos estructurales los siguientes valores de los coeficientes:

$\gamma_c = 1.50$ (Coeficiente de minoración para el hormigón).

$\gamma_s = 1.15$ (Coeficiente de minoración para el acero).

3.5.2.1.5 Coeficiente de mayoración de las cargas.

Con referencia al párrafo anterior.

$\gamma_t = 1.6$ (Coeficiente de mayoración de cargas vivas y muertas).

3.5.2.2 Diseño estructural de losas.

La estructura posee dos tipos de losas, las losas reticulares y las losas aligeradas con viguetas pretensadas.

A estas últimas no se les realiza el cálculo puesto que en nuestro medio se encuentran dichas viguetas y el proveedor se encarga de dicho dimensionamiento de acuerdo al tipo de estructura.

Sin embargo se elaborará un plano sobre la disposición de viguetas, recalcando también las dimensiones del complemento que cumplirá la función de aligerante.

3.5.2.2.1 Losas reticulares.

Este tipo de losas tienen la ventaja de cubrir grandes luces, por lo que su uso es adecuado en la estructura.

3.5.2.2.1.1 Dimensiones de la losa reticular.

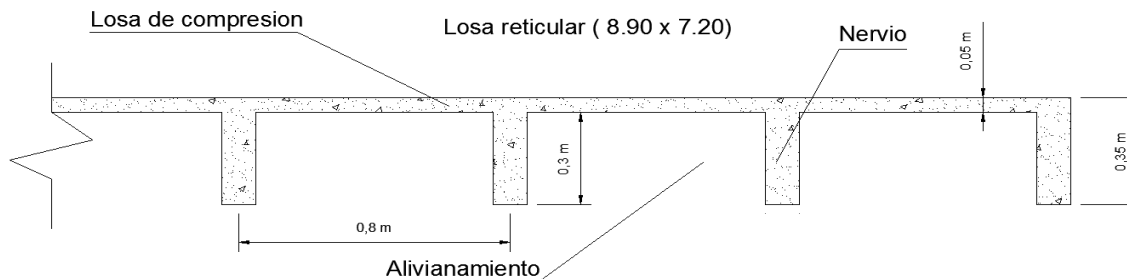
Dimensiones de la losa reticular para las luces de 7.20 x 8.90 y 8.00 x 12.10 metros.

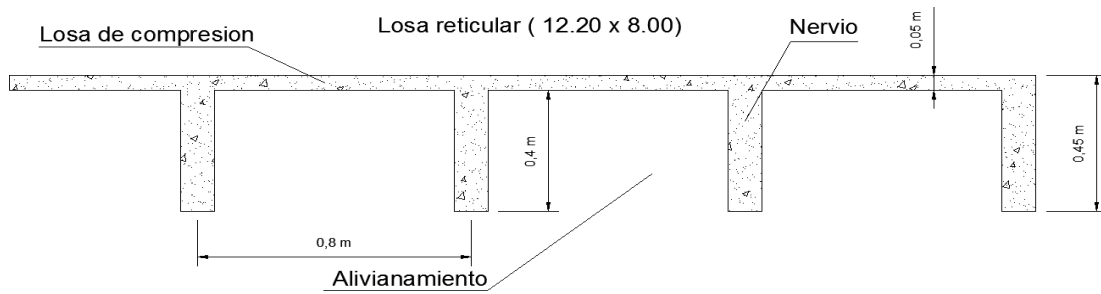
Tabla N° 3.7
Dimensiones de la losa reticular.

Dimensiones de la losa reticular (8.90 x 7.20 metros)		Dimensiones de la losa reticular (12.20 x 8.00 metros)	
Parámetros	(cm)	Parámetros	(cm)
Espesor de losa de compresión	5	Espesor de losa de compresión	5
Altura de nervio	30	Altura de nervio	40
Canto total	35	Canto total	45
Base de nervio	12	Base de nervio	12
Separación entre nervios	80	Separación entre nervios	80
Luz libre entre nervios	70	Luz libre entre nervios	70
Longitud mayor de losa	890	Longitud mayor de losa	1220
Recubrimiento	3	Recubrimiento	3
Altura útil de losa	32	Altura útil de losa	42

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 3.4
Perfil longitudinal de losa reticular.





Fuente: Elaboración propia

3.5.2.2.1.2 Armado de losas reticulares.

El armado de las losas reticulares será:

Tabla N° 3.8

Armado de la losa reticular.

Distribución (8.9 x 7.2)				As	
M_{y-}	2	ϕ	10 mm	1.57	Cumple
M_{y+}	2	ϕ	16 mm	4.02	Cumple
M_{x-}	2	ϕ	16 mm	4.02	Cumple
M_{x+}	2	ϕ	16 mm	4.02	
	1	ϕ	8 mm	0.50	Cumple
As por temperatura	4	ϕ	6 mm	c/ 25 cm	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Distribución (12.20 x 8.00)				As	
M_{y-}	2	ϕ	10 mm	1.57	Cumple
M_{y+}	2	ϕ	16 mm	4.02	
	1	ϕ	10 mm	0.78	Cumple
M_{x-}	2	ϕ	10 mm	1.57	Cumple
M_{x+}	2	ϕ	16 mm	4.02	
	1	ϕ	8 mm	0.5	Cumple
As por temperatura	4	ϕ	6mm	c/ 25 cm	Cumple

Fuente: Elaboración propia

El detallamiento del cálculo se lo adjunta en el Anexo N° 4.

La disposición de la armadura se lo detalla en los planos estructurales de las losas.

3.5.2.3 Diseño estructural de vigas.

En el diseño de estas, se utilizó todos los criterios y recomendaciones expuestos en el capítulo 2.6.2.6.2, diseñando con ellos los aspectos generales que definen una viga común, como ser el dimensionamiento, el armado longitudinal y el armado transversal siendo cumplir las condiciones de seguridad, confort y economía.

3.5.2.3.1 Armadura Longitudinal

El marco teórico en el que se basó el diseño de las mismas se indica en el capítulo 2.6.2.6.2, y en el anexo se demuestra el cálculo realizado para determinar la cantidad de barras longitudinales para un determinado momento flector en su respectiva sección y el diámetro de dichas barras. En el anexo se da un detallamiento de estas armaduras su disposición entre secciones y el esfuerzo de momentos flectores máximos al que está sometida la pieza. Y en los planos se expone con más detalle la distribución geométrica de las mismas en cada viga de la estructura.

3.5.2.3.2 Armadura transversal.

El marco teórico en el que se basó el diseño de las mismas se indica en el capítulo 2.6.2.6.2, y en el anexo se demuestra el cálculo realizado para determinar la cantidad de estribos por metro lineal y su diámetro. En el anexo se da un detallamiento de estas armaduras su disposición entre secciones y el esfuerzo cortante máximo al que está sometida la pieza. Y en los planos se expone con más detalle la distribución geométrica de los mismos en cada viga de la estructura.

3.5.2.3.3 Armado de vigas

El armado de las vigas con sus respectivas ubicaciones y dimensiones se encuentran en el Anexo N°6, y en el Anexo N° 5 se encuentra la comprobación manual del armado de las vigas.

3.5.2.4 Diseño estructural de columnas.

3.5.2.4.1 Armadura longitudinal

Este cálculo se lo desarrolló de acuerdo a lo que se indica en el capítulo 2.6.2.6.3, en el Anexo N° 7 se muestra el proceso de cálculo de los mismos, en el anexo N° 8 se da el detallamiento de las barras longitudinales y en los planos se encontrara la distribución de estas en cada columna.

3.5.2.4.2 Armadura transversal.

Este cálculo se lo desarrollo de acuerdo a lo que se indica en el capítulo 2.6.2.6.3.en el Anexo N° 7 se muestra el proceso de cálculo de los mismos, en el anexo N° 8 se da el detallamiento de las barras longitudinales y en los planos se encontrara la distribución de estas en cada columna.

3.5.2.4.3 Armado de columnas.

Aquí se presenta el armado de las columnas que tendrá la estructura.

Tabla N° 3.9
Armado de columnas.

Columna	Planta	Dimensión (cm)	Tramo (m)	Armaduras			Estribos	H (m)
				En esq.	En x	En y		
C1	Encadenado	25x25	3.60/6.80	4Ø12			Ø6c/15 cm	3.2
	1ra Planta	30x30	0.00/3.25	4Ø12	+ ...	+2Ø12	Ø6c/15 cm	3.25
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.45	4Ø16	+ ...	+2Ø16	Ø6c/20 cm	2.05
C2	Encadenado	25x25	3.60/6.80	4Ø12			Ø6c/15 cm	3.2
	1ra Planta	30x30	0.00/3.25	4Ø12	+ ...	+2Ø12	Ø6c/15 cm	3.25
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.45	4Ø16	+ ...	+2Ø16	Ø6c/20 cm	2.05
C3	Encadenado	25x25	3.60/6.75	4Ø16 + ... +2Ø16			Ø6c/20 cm	3.15
	1ra Planta	30x30	0.00/3.20	4Ø16 + ... +2Ø16			Ø6c/26 cm	3.2
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16 + ... +2Ø16			Ø6c/26 cm	2.25
C4	Encadenado	25x25	3.60/6.75	4Ø12 +2Ø12			Ø6c/15 cm	3.15
	1ra Planta	30x30	0.00/3.20	4Ø16 +2Ø16 +2Ø12			Ø6c/15 cm	3.2
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16 +2Ø16 +2Ø12			Ø6c/15 cm	2.25
C5	Encadenado	25x25	3.60/6.75	4Ø16			Ø6c/20 cm	3.15
	1ra Planta	30x30	0.00/3.20	4Ø16 + ... +2Ø12			Ø6c/15 cm	3.2
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16 + ... +2Ø12			Ø6c/15 cm	2.25

C6	Encadenado	25x25	3.60/6.75	4Ø16		Ø6c/20 cm	3.15
	1ra Planta	30x30	0.00/3.20	4Ø16	+ ... +2Ø12	Ø6c/15 cm	3.2
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16	+ ... +2Ø12	Ø6c/15 cm	2.25
C7	Encadenado	25x25	3.60/6.75	4Ø12	+2Ø12	Ø6c/15 cm	3.15
	1ra Planta	30x30	0.00/3.20	4Ø16	+2Ø16 +2Ø12	Ø6c/15 cm	3.2
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16	+2Ø16 +2Ø12	Ø6c/15 cm	2.25
C8	Encadenado	25x25	3.60/6.75	4Ø16	+ ... +2Ø16	Ø6c/20 cm	3.15
	1ra Planta	30x30	0.00/3.20	4Ø16	+ ... +2Ø16	Ø6c/26 cm	3.2
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16	+ ... +2Ø16	Ø6c/26 cm	2.25
C9	Encadenado	25x25	3.60/6.80	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.2
	1ra Planta	30x30	0.00/3.15	4Ø12	+ ... +2Ø12	Ø6c/15 cm	3.15
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.45	4Ø12	+ ... +2Ø12	Ø6c/15 cm	2.05
C10	Encadenado	25x25	3.60/6.80	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.2
	1ra Planta	25x25	0.00/3.15	4Ø16	+ ... +2Ø16	Ø6c/20 cm	3.15
	Vigas de arriostre	25x25	-2.5/-0.45	4Ø16	+ ... +2Ø16	Ø6c/20 cm	2.05
C11	Encadenado	25x25	3.60/6.80	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.2
	1ra Planta	25x25	0.00/3.15	4Ø12	+ ... +2Ø12	Ø6c/15 cm	3.15
	Vigas de arriostre	25x25	-2.5/-0.45	4Ø12	+ ... +2Ø12	Ø6c/15 cm	2.05
C12	Encadenado	25x25	3.60/6.80	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.2
	1ra Planta	30x30	0.00/3.15	4Ø12	+ ... +2Ø12	Ø6c/15 cm	3.15
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.45	4Ø12	+ ... +2Ø12	Ø6c/15 cm	2.05
C13	Encadenado	25x25	3.60/6.80	4Ø12	+ ... +2Ø12	Ø6c/15 cm	3.2
	1ra Planta	30x30	0.00/3.15	4Ø16	+ ... +2Ø16	Ø6c/26 cm	3.15
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16	+ ... +2Ø16	Ø6c/26 cm	2.25
C14	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.35
	1ra Planta	30x30	0.00/3.15	4Ø16	+ ... +2Ø16	Ø6c/20 cm	3.15
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16	+ ... +2Ø16	Ø6c/20 cm	2.25
C15	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø16		Ø6c/20 cm	3.35
	1ra Planta	30x30	0.00/3.15	4Ø16	+2Ø16 +2Ø16	Ø6c/20 cm	3.15
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16	+2Ø16 +2Ø16	Ø6c/20 cm	2.25
C16	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12	+ ... +2Ø12	Ø6c/15 cm	3.35
	1ra Planta	30x30	0.00/3.15	4Ø16	+ ... +2Ø12	Ø6c/15 cm	3.15
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16	+ ... +2Ø12	Ø6c/15 cm	2.25
C17	Encadenado	25x25	3.60/6.85	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.25
	1ra Planta	25x25	0.00/3.15	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.15
	Vigas de arriostre	25x25	-2.5/-0.25	4Ø12		Ø6c/15 cm	2.25
C18	Encadenado	25x25	3.60/6.85	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.25
	1ra Planta	25x25	0.00/3.15	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.15

	Vigas de arriostre	25x25	-2.5/-0.25	4Ø12		Ø6c/15 cm	2.25
C19	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12 + ... +2Ø12		Ø6c/15 cm	3.35
	1ra Planta	30x30	0.00/3.15	4Ø16 + ... +2Ø12		Ø6c/15 cm	3.15
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16 + ... +2Ø12		Ø6c/15 cm	2.25
C20	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø16		Ø6c/20 cm	3.35
	1ra Planta	30x30	0.00/3.15	4Ø16 +2Ø16		Ø8c/20 cm	3.15
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16 +2Ø16		Ø8c/20 cm	2.25
C21	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.35
	1ra Planta	30x30	0.00/3.15	4Ø16 + ... +2Ø16		Ø6c/20 cm	3.15
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.35	4Ø16 + ... +2Ø16		Ø6c/20 cm	2.15
C22	Encadenado	25x25	3.60/6.80	4Ø12 + ... +2Ø12		Ø6c/15 cm	3.2
	1ra Planta	30x30	0.00/3.15	4Ø16 + ... +2Ø16		Ø6c/26 cm	3.15
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16 + ... +2Ø16		Ø6c/26 cm	2.25
C23	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.35
	1ra Planta	30x30	0.00/3.25	4Ø16 + ... +2Ø16		Ø6c/20 cm	3.25
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16 + ... +2Ø16		Ø6c/20 cm	2.25
C24	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.35
	1ra Planta	25x25	0.00/3.35	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.35
	Vigas de arriostre	25x25	-2.5/-0.25	4Ø12		Ø6c/15 cm	2.25
C25	Encadenado	25x25	3.60/6.70	4Ø16 +2Ø12		Ø6c/15 cm	3.1
	1ra Planta	30x30	0.00/3.10	4Ø16 +2Ø16		Ø6c/20 cm	3.1
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16 +2Ø16		Ø6c/20 cm	2.25
C26	Encadenado	25x25	3.60/6.90	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.3
	1ra Planta	30x30	0.00/3.10	4Ø16 +2Ø16		Ø6c/20 cm	3.1
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16 +2Ø16		Ø6c/20 cm	2.25
C27	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.35
	1ra Planta	30x30	0.00/3.10	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.1
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø12		Ø6c/15 cm	2.25
C28	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.35
	1ra Planta	25x25	0.00/3.35	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.35
	Vigas de arriostre	25x25	-2.5/-0.25	4Ø12		Ø6c/15 cm	2.25
C29	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.35
	1ra Planta	25x25	0.00/3.35	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.35
	Vigas de arriostre	25x25	-2.5/-0.25	4Ø12		Ø6c/15 cm	2.25
C30	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.35
	1ra Planta	25x25	0.00/3.35	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.35
	Vigas de arriostre	25x25	-2.5/-0.25	4Ø12		Ø6c/15 cm	2.25
C31	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12		Ø6c/15 cm	3.35

	1ra Planta	30x30	0.00/3.25	4Ø16 + ... +2Ø16	Ø6c/20 cm	3.25
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.35	4Ø16 + ... +2Ø16	Ø6c/20 cm	2.15
C32	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12	Ø6c/15 cm	3.35
	1ra Planta	30x30	0.00/3.15	4Ø12	Ø6c/15 cm	3.15
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø12	Ø6c/15 cm	2.25
C33	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12	Ø6c/15 cm	3.35
	1ra Planta	25x25	0.00/3.25	4Ø12	Ø6c/15 cm	3.25
	Vigas de arriostre	25x25	-2.5/-0.25	4Ø12	Ø6c/15 cm	2.25
C34	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12	Ø6c/15 cm	3.35
	1ra Planta	25x25	0.00/3.35	4Ø12	Ø6c/15 cm	3.35
	Vigas de arriostre	25x25	-2.5/-0.25	4Ø12	Ø6c/15 cm	2.25
C35	Encadenado	25x25	3.60/6.75	4Ø16 +2Ø12	Ø6c/15 cm	3.15
	1ra Planta	30x30	0.00/3.20	4Ø16 +2Ø16	Ø8c/20 cm	3.2
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16 +2Ø16	Ø8c/20 cm	2.25
C36	Encadenado	25x25	3.60/6.75	4Ø16 + ... +2Ø12	Ø6c/15 cm	3.15
	1ra Planta	30x30	0.00/3.25	4Ø16 + ... +2Ø16	Ø6c/20 cm	3.25
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16 + ... +2Ø16	Ø6c/20 cm	2.25
C37	Encadenado	25x25	3.60/6.75	4Ø16 + ... +2Ø12	Ø6c/15 cm	3.15
	1ra Planta	30x30	0.00/3.25	4Ø16 + ... +2Ø16	Ø6c/20 cm	3.25
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16 + ... +2Ø16	Ø6c/20 cm	2.25
C38	Encadenado	25x25	3.60/6.75	4Ø16 +2Ø12	Ø6c/15 cm	3.15
	1ra Planta	30x30	0.00/3.20	4Ø16 +2Ø16	Ø8c/20 cm	3.2
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16 +2Ø16	Ø8c/20 cm	2.25
C39	Encadenado	25x25	3.60/6.70	4Ø16 +2Ø16	Ø6c/20 cm	3.1
	1ra Planta	30x30	0.00/3.15	4Ø16 +2Ø12 +2Ø12	Ø6c/15 cm	3.15
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø16 +2Ø12 +2Ø12	Ø6c/15 cm	2.25
C40	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12	Ø6c/15 cm	3.35
	1ra Planta	30x30	0.00/3.15	4Ø12	Ø6c/15 cm	3.15
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø12	Ø6c/15 cm	2.25
C41	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12	Ø6c/15 cm	3.35
	1ra Planta	30x30	0.00/3.15	4Ø12	Ø6c/15 cm	3.15
	Vigas de arriostre	30x30	-2.5/-0.25	4Ø12	Ø6c/15 cm	2.25
C42	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12	Ø6c/15 cm	3.35
	1ra Planta	25x25	0.00/3.35	4Ø12	Ø6c/15 cm	3.35
	Vigas de arriostre	25x25	-2.5/-0.25	4Ø12	Ø6c/15 cm	2.25
C43	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12	Ø6c/15 cm	3.35
	1ra Planta	25x25	0.00/3.35	4Ø12	Ø6c/15 cm	3.35
	Vigas de arriostre	25x25	-2.5/-0.25	4Ø12	Ø6c/15 cm	2.25

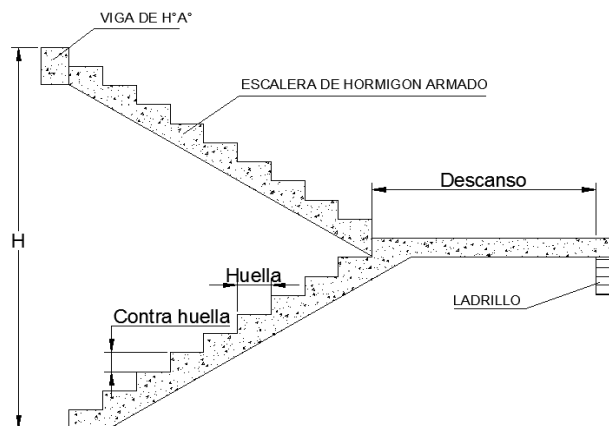
C44	Encadenado	25x25	3.60/6.95	4Ø12 + ... +2Ø12	Ø6c/15 cm	3.35
	1ra Planta	25x25	0.00/3.20	4Ø12 +2Ø12 +2Ø12	Ø6c/15 cm	3.2
	Vigas de arriostre	25x25	-2.5/-0.25	4Ø12 +2Ø12 +2Ø12	Ø6c/15 cm	2.25
C45	Encadenado	25x25	3.60/6.85	4Ø12	Ø6c/15 cm	3.25
	1ra Planta	25x25	0.00/3.20	4Ø12	Ø6c/15 cm	3.2
	Vigas de arriostre	25x25	-2.5/-0.25	4Ø12	Ø6c/15 cm	2.25
C46	Encadenado	25x25	3.60/6.85	4Ø12	Ø6c/15 cm	3.25
	1ra Planta	25x25	0.00/3.25	4Ø12	Ø6c/15 cm	3.25
	Vigas de arriostre	25x25	-2.5/-0.25	4Ø12	Ø6c/15 cm	2.25

3.5.2.5 Diseño estructural escalera.

3.5.2.5.1 Dimensionamiento de la escalera

La escalera que se diseña debe de salvar una altura de 3.60 metros.

Figura N° 3.5
Escalera



Fuente: Elaboración propia.

Dimensionamiento					
Altura a salvar	3.6	[m]	Contrahuella	0.18	[m]
Ámbito	3	[m]	Altura de losa	0.15	[m]
Descanso	2	[m]	recubrimiento	3	[cm]
Huella	0.3	[m]	N° de escalones	20	

Fuente: Elaboración propia.

3.5.2.5.2 Armado de la escalera.

El armado de la escalera será:

Tabla N° 3.10
Armado de la escalera.

As principal	Ubicación	Distribución			
En dirección	Inf.	15	φ	12 mm	c/20cm

X	Sup.	15	ϕ	8 mm	c/20cm
As de reparto	Ubicación	Distribución			
En dirección	Inf.	21	ϕ	6 mm	c/15 cm
Y	Sup.	21	ϕ	6 mm	c/15cm

Fuente: Elaboración propia.

3.5.2.6 Diseño estructural de zapatas.

Las zapatas diseñadas cumplen con los requerimientos necesarios de la norma boliviana del hormigón CBH.

Todas las zapatas cumplen con lo enunciado en el capítulo 2.6.4

El cálculo detallado de estos elementos se encuentra en los Anexos N°10.

Tabla N° 3.11
Armado de zapatas

Referencias	Geometría	Armado
C1, C2	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 75.0 cm Ancho inicial Y: 75.0 cm Ancho final X: 75.0 cm Ancho final Y: 75.0 cm Ancho zapata X: 150.0 cm Ancho zapata Y: 150.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 9Ø12c/17 Y: 7Ø12c/20
C3, C8	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 65.0 cm Ancho inicial Y: 65.0 cm Ancho final X: 65.0 cm Ancho final Y: 65.0 cm Ancho zapata X: 130.0 cm Ancho zapata Y: 130.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 6Ø12c/20 Y: 6Ø12c/20
C4, C7	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 100.0 cm Ancho inicial Y: 100.0 cm Ancho final X: 100.0 cm Ancho final Y: 100.0 cm Ancho zapata X: 200.0 cm Ancho zapata Y: 200.0 cm Canto: 45.0 cm	X: 8Ø16c/24 Y: 8Ø16c/24

Referencias	Geometría	Armado
C5, C6	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 50.0 cm Ancho inicial Y: 50.0 cm Ancho final X: 50.0 cm Ancho final Y: 50.0 cm Ancho zapata X: 100.0 cm Ancho zapata Y: 100.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 5Ø12c/20 Y: 5Ø12c/20
C9, C12	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 70.0 cm Ancho inicial Y: 70.0 cm Ancho final X: 70.0 cm Ancho final Y: 70.0 cm Ancho zapata X: 140.0 cm Ancho zapata Y: 140.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 7Ø12c/20 Y: 7Ø12c/20
C10	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 85.0 cm Ancho inicial Y: 85.0 cm Ancho final X: 80.0 cm Ancho final Y: 80.0 cm Ancho zapata X: 165.0 cm Ancho zapata Y: 165.0 cm Canto: 35.0 cm	X: 9Ø12c/17 Y: 9Ø12c/17
C11	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 80.0 cm Ancho inicial Y: 85.0 cm Ancho final X: 85.0 cm Ancho final Y: 80.0 cm Ancho zapata X: 165.0 cm Ancho zapata Y: 165.0 cm Canto: 35.0 cm	X: 9Ø12c/17 Y: 9Ø12c/17
C13, C22	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 90.0 cm Ancho inicial Y: 90.0 cm Ancho final X: 90.0 cm Ancho final Y: 90.0 cm Ancho zapata X: 180.0 cm Ancho zapata Y: 180.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 7Ø16c/27 Y: 7Ø16c/27
C16	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 75.0 cm Ancho inicial Y: 75.0 cm Ancho final X: 75.0 cm Ancho final Y: 75.0 cm Ancho zapata X: 150.0 cm Ancho zapata Y: 150.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 8Ø12c/18 Y: 8Ø12c/18
C17	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 65.0 cm Ancho inicial Y: 65.0 cm Ancho final X: 60.0 cm Ancho final Y: 60.0 cm Ancho zapata X: 125.0 cm Ancho zapata Y: 125.0 cm Canto: 25.0 cm	X: 6Ø12c/21 Y: 6Ø12c/22

Referencias	Geometría	Armado
C18	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 60.0 cm Ancho inicial Y: 65.0 cm Ancho final X: 65.0 cm Ancho final Y: 60.0 cm Ancho zapata X: 125.0 cm Ancho zapata Y: 125.0 cm Canto: 25.0 cm	X: 6Ø12c/21 Y: 6Ø12c/22
C19	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 80.0 cm Ancho inicial Y: 80.0 cm Ancho final X: 80.0 cm Ancho final Y: 80.0 cm Ancho zapata X: 160.0 cm Ancho zapata Y: 160.0 cm Canto: 35.0 cm	X: 9Ø12c/17 Y: 9Ø12c/17
C23, C31	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 70.0 cm Ancho inicial Y: 70.0 cm Ancho final X: 70.0 cm Ancho final Y: 70.0 cm Ancho zapata X: 140.0 cm Ancho zapata Y: 140.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 7Ø12c/20 Y: 7Ø12c/20
C24, C42	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 47.5 cm Ancho inicial Y: 45.0 cm Ancho final X: 47.5 cm Ancho final Y: 50.0 cm Ancho zapata X: 95.0 cm Ancho zapata Y: 95.0 cm Canto: 25.0 cm	X: 4Ø12c/25 Y: 4Ø12c/25
C25	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 85.0 cm Ancho inicial Y: 85.0 cm Ancho final X: 85.0 cm Ancho final Y: 85.0 cm Ancho zapata X: 170.0 cm Ancho zapata Y: 170.0 cm Canto: 35.0 cm	X: 10Ø12c/17 Y: 10Ø12c/17
C26	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 90.0 cm Ancho inicial Y: 90.0 cm Ancho final X: 90.0 cm Ancho final Y: 90.0 cm Ancho zapata X: 180.0 cm Ancho zapata Y: 180.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 7Ø16c/27 Y: 7Ø16c/27
C27	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 60.0 cm Ancho inicial Y: 60.0 cm Ancho final X: 60.0 cm Ancho final Y: 60.0 cm Ancho zapata X: 120.0 cm Ancho zapata Y: 120.0 cm Canto: 25.0 cm	X: 5Ø12c/25 Y: 5Ø12c/25

Referencias	Geometría	Armado
C28	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 52.5 cm Ancho inicial Y: 50.0 cm Ancho final X: 52.5 cm Ancho final Y: 55.0 cm Ancho zapata X: 105.0 cm Ancho zapata Y: 105.0 cm Canto: 25.0 cm	X: 4Ø12c/25 Y: 4Ø12c/25
C29	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 55.0 cm Ancho inicial Y: 55.0 cm Ancho final X: 60.0 cm Ancho final Y: 60.0 cm Ancho zapata X: 115.0 cm Ancho zapata Y: 115.0 cm Canto: 25.0 cm	X: 5Ø12c/25 Y: 5Ø12c/25
C30	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 52.5 cm Ancho inicial Y: 50.0 cm Ancho final X: 52.5 cm Ancho final Y: 55.0 cm Ancho zapata X: 105.0 cm Ancho zapata Y: 105.0 cm Canto: 25.0 cm	X: 4Ø12c/25 Y: 4Ø12c/25
C32	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 75.0 cm Ancho inicial Y: 75.0 cm Ancho final X: 75.0 cm Ancho final Y: 75.0 cm Ancho zapata X: 150.0 cm Ancho zapata Y: 150.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 7Ø12c/20 Y: 7Ø12c/20
C33	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 57.5 cm Ancho inicial Y: 57.5 cm Ancho final X: 57.5 cm Ancho final Y: 57.5 cm Ancho zapata X: 115.0 cm Ancho zapata Y: 115.0 cm Canto: 25.0 cm	X: 5Ø12c/25 Y: 5Ø12c/25
C34	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 55.0 cm Ancho inicial Y: 57.5 cm Ancho final X: 60.0 cm Ancho final Y: 57.5 cm Ancho zapata X: 115.0 cm Ancho zapata Y: 115.0 cm Canto: 25.0 cm	X: 5Ø12c/25 Y: 5Ø12c/25
C35, C38	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 70.0 cm Ancho inicial Y: 70.0 cm Ancho final X: 70.0 cm Ancho final Y: 70.0 cm Ancho zapata X: 140.0 cm Ancho zapata Y: 140.0 cm Canto: 35.0 cm	X: 8Ø12c/17 Y: 8Ø12c/17

Referencias	Geometría	Armado
C36, C37	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 60.0 cm Ancho inicial Y: 60.0 cm Ancho final X: 60.0 cm Ancho final Y: 60.0 cm Ancho zapata X: 120.0 cm Ancho zapata Y: 120.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 6Ø12c/20 Y: 6Ø12c/20
C39	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 70.0 cm Ancho inicial Y: 70.0 cm Ancho final X: 70.0 cm Ancho final Y: 70.0 cm Ancho zapata X: 140.0 cm Ancho zapata Y: 140.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 7Ø12c/20 Y: 7Ø12c/20
C40	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 85.0 cm Ancho inicial Y: 85.0 cm Ancho final X: 85.0 cm Ancho final Y: 85.0 cm Ancho zapata X: 170.0 cm Ancho zapata Y: 170.0 cm Canto: 35.0 cm	X: 10Ø12c/17 Y: 10Ø12c/17
C41	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 55.0 cm Ancho inicial Y: 55.0 cm Ancho final X: 55.0 cm Ancho final Y: 55.0 cm Ancho zapata X: 110.0 cm Ancho zapata Y: 110.0 cm Canto: 25.0 cm	X: 4Ø12c/25 Y: 4Ø12c/25
C43	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 40.0 cm Ancho inicial Y: 40.0 cm Ancho final X: 45.0 cm Ancho final Y: 45.0 cm Ancho zapata X: 85.0 cm Ancho zapata Y: 85.0 cm Canto: 25.0 cm	X: 3Ø12c/25 Y: 3Ø12c/25
C44	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 40.0 cm Ancho inicial Y: 35.0 cm Ancho final X: 35.0 cm Ancho final Y: 40.0 cm Ancho zapata X: 75.0 cm Ancho zapata Y: 75.0 cm Canto: 25.0 cm	X: 3Ø12c/25 Y: 3Ø12c/25
C45	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 60.0 cm Ancho inicial Y: 55.0 cm Ancho final X: 55.0 cm Ancho final Y: 60.0 cm Ancho zapata X: 115.0 cm Ancho zapata Y: 115.0 cm Canto: 25.0 cm	X: 5Ø12c/24 Y: 5Ø12c/24

Referencias	Geometría	Armado
C46	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 45.0 cm Ancho inicial Y: 45.0 cm Ancho final X: 50.0 cm Ancho final Y: 50.0 cm Ancho zapata X: 95.0 cm Ancho zapata Y: 95.0 cm Canto: 25.0 cm	X: 4Ø12c/25 Y: 4Ø12c/25
(C14-C15)	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 167.5 cm Ancho inicial Y: 80.0 cm Ancho final X: 167.5 cm Ancho final Y: 80.0 cm Ancho zapata X: 335.0 cm Ancho zapata Y: 160.0 cm Canto: 35.0 cm	Sup X: 9Ø12c/17 Sup Y: 19Ø12c/17 Inf X: 9Ø12c/17 Inf Y: 19Ø12c/17
(C20-C21)	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 167.5 cm Ancho inicial Y: 80.0 cm Ancho final X: 167.5 cm Ancho final Y: 80.0 cm Ancho zapata X: 335.0 cm Ancho zapata Y: 160.0 cm Canto: 35.0 cm	Sup X: 9Ø12c/17 Sup Y: 19Ø12c/17 Inf X: 9Ø12c/17 Inf Y: 19Ø12c/17

3.6 Desarrollo de la estrategia para la ejecución de la estructura.

La buena inversión y la adecuada secuencia de construcción, se ve ligado al estudio de las especificaciones técnicas, los precios unitarios y los cálculos métricos.

Realizados estos estudios podemos señalar el presupuesto monetario que llevara la construcción y el planeamiento y cronograma que conllevara construirlo.

3.6.1 Presupuesto.

Aquí se muestra el presupuesto confeccionado. Todo esto en base a los cálculos métricos y a la obtención del análisis realizado de precios unitarios, los cuales se detallan en los Anexos N°12 y N°13 respectivamente.

Proyecto: Diseño estructural del nuevo bloque U.E. San Jorge – ciudad de Tarija

Lugar: San Jorge 1

Fecha: 29/mayo/2013

Tipo de cambio: 6.96 Bs.

PRESUPUESTO

N°	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
>	M01 - OBRAS PRELIMINARES				14.067,66
1	INSTALACION DE FAENAS.	glb	1,00	5.838,05	5.838,05

2	LETRERO EN OBRA	pza	1,00	1.480,93	1.480,93
3	REPLANTEO Y TRAZADO	m ²	774,82	8,71	6.748,68
>	M02 - OBRA GRUESA				1.880.760,13
4	EXCAVACION MANUAL	m ³	288,86	53,90	15.569,55
5	CIMIENTO DE H°C° 1:2:4 60%PD	m ³	83,49	644,47	53.806,80
6	HORMIGON SIMPLE DE NIVELACIÓN	m ³	2,76	853,92	2.356,82
7	HORMIGÓN TIPO A P/ZAPATAS	m ³	31,41	1.889,61	59.352,65
8	HORMIGÓN TIPO A P/SOBRECIMENTOS	m ³	16,51	2.407,75	39.751,95
9	HORMIGÓN TIPO A P/COLUMNA	m ³	34,58	3.120,47	107.905,85
10	HORMIGÓN TIPO A P/GRADAS	m ³	5,28	2.800,99	14.789,23
11	HORMIGÓN TIPO A P/VIGA	m ³	66,07	2.953,73	195.152,94
12	ACERO ESTRUCTURAL	kg	19.870,00	17,94	356.467,80
13	LOSA ALIVIANADA C/PLASTOFORM H=20 CM	m ²	245,92	352,14	86.598,27
14	LOSA ALIVIANADA C/PLASTOFORM H=15 CM	m ²	55,34	322,39	17.841,06
15	HORMIGÓN LOSA RETICULAR H=35CM C/ PLAST	m ²	356,04	459,82	163.714,31
16	HORMIGÓN LOSA RETICULAR H=45CM C/ PLAST	m ²	92,43	517,51	47.833,45
17	IMPERMEABILIZACIÓN DE SOBRECIMENTOS	m ²	66,02	53,84	3.554,52
18	RELLENO Y COMPACTADO C/SALTARINA SIN MAT	m ³	229,70	69,75	16.021,57
19	MURO LADRILLO 6 HUECOS E=18 CM	m ²	1.422,15	159,40	226.690,71
20	MURO LADRILLO 6 HUECOS E=12 CM	m ²	69,25	130,96	9.068,98
21	MESON DE Hª Aª INC/REVEST ANCHO 60C	m	28,00	1.436,91	40.233,48
22	DINTEL REFORZADO CON ACERO	ml	36,20	80,74	2.922,79
23	CUBIERTA C/ESTRUCTURA PERFIL METALICO C/CALAM. TRAPEZOIDAL.	m ²	863,34	477,94	412.624,72
24	PROVISION Y COLOCACION DE CUMBRERAS, LIMAHOYAS,	ml	253,66	33,52	8.502,68
>	M03 - OBRA FINA				1.266.310,80
25	CIELO FALSO HOR. CON TUBO METÁLICO	m ²	857,46	163,67	140.340,48
26	CIELO RASO SOBRE LOSA	m ²	854,01	108,30	92.489,28
27	BOTAGUAS DE HªAª	m	136,40	164,34	22.415,98
28	REVOQUE EXTERIOR CAL-CEMENTO (FACHADA)	m ²	955,73	131,29	125.477,79
29	REVOQUE INTERIOR CAL-CEMENTO-YESO	m ²	1.506,33	119,80	180.458,33
30	PUERTA TABLERO C/MARCO	m ²	66,75	997,42	66.577,79
31	VENTANA ALUMINIO C/VIDRIO 4MM	m ²	76,66	1.032,91	79.182,88
32	PISO CERAMICO CON CONTRAPISO	m ²	700,07	274,00	191.819,18
33	PISO CERAMICO SOBRE LOSA	m ²	694,39	199,95	138.843,28
34	PISO CERAMICO SOBRE LOSA DE TECHO	m ²	55,34	154,71	8.561,65
35	ZOCALO CERÁMICO	m	483,20	54,60	26.382,72
36	BARANDA METÁLICA CON TUBO REDONDO	m	25,10	615,89	15.458,84
37	PARASOL TUBO RECTANGULAR	m ²	89,86	172,58	15.508,04
38	PINTURA LATEX EXTERIOR	m ²	955,73	37,81	36.136,15

39	PINTURA LÁTEX INTERIOR	m ²	3.217,79	34,81	112.011,27
40	PINTURA AL ACEITE SOBRE MADERA	m ²	133,50	40,03	5.344,01
41	CHAPA EXTERIOR	pza	15,00	237,19	3.557,85
42	CHAPA INTERIOR	pza	14,00	199,77	2.796,78
43	CHAPA INT. TIPO PICAPORTE	pza	10,00	120,79	1.207,90
44	BISAGRAS DE 3" (JAPONESA)	pza	77,00	17,74	1.365,98
45	CHAPA DE BAÑO	pza	2,00	187,29	374,58
Total presupuesto:					3.161.138,55

Son: Tres Millones Ciento Sesenta y un Mil ciento treinta y ocho con 55/100 Bolivianos

El costo por metro cuadrado de la construcción es de 2.039,92 Bs, Dos mil treinta y nueve 92/100 Bolivianos.

3.6.2 Planeamiento y cronograma de obras.

Se realizó un cronograma de actividades en base a una ruta crítica de ejecución de los ítems.

La obra tendrá un plazo de entrega de 305 días calendario, pudiendo este estar sujeto a plazos modificatorios por cuestiones medioambientales o conflictos sociales, debidamente justificados.

Tomando como parámetros y datos de inicio las cantidades de cada ítem, el respectivo rendimiento medio en mano de obra en cada ítem.

La cuadrilla de personas a trabajar será de 5 personas, 1 albañil y 4 ayudantes, con refuerzos de 3 ayudantes más en periodos de vaciado de losas.

TABLA DE VALUACIÓN DE TIEMPOS						
Nº	DESCRIPCION DEL ITEM	UNID.	CANT.	REND.	HRS DE TRABAJO	DURACIÓN (DIAS)
M01 - OBRAS PRELIMINARES						
1	INSTALACION DE FAENAS.	glb	1.00	1	2.0	2
2	LETRERO EN OBRA	pza	1.00	4	4.0	1
3	REPLANTEO Y TRAZADO	m ²	774.82	0.02	15.5	2
M02 - OBRA GRUESA						
4	EXCAVACION MANUAL	m ³	241.48	0.44	106.25	13

5	CIMIENTO DE H°C° 1:2:4 60% PD	m³	83.49	1	83.49	10
6	HORMIGON SIMPLE DE NIVELACION	m³	2.76	1.5	4.14	1
7	HORMIGON TIPO A P/ZAPATAS	m³	31.41	2.53	79.47	10
8	HORMIGON TIPO A P/SOBRECIMENTOS	m³	16.51	3.46	57.12	7
9	HORMIGON TIPO A P/COLUMNA	m³	34.58	4.33	149.73	19
10	HORMIGON TIPO A P/GRADAS	m³	5.28	4.16	21.96	3
11	HORMIGON TIPO A P/VIGA	m³	66.07	3.46	228.60	29
13	RELLENO Y COMPACTADO C/SALTARINA SIN MAT	m³	229.70	0.26	59.72	7
14	LOSA ALIVIANADA C/PLASTOFORM H=20 CM	m²	245.92	0.27	66.40	8
15	LOSA ALIVIANADA C/PLASTOFORM H=15 CM	m²	55.34	0.27	14.94	2
16	HORMIGON LOSA RETICULAR H=35CM C/ PLAST	m²	356.04	0.58	206.50	26
17	HORMIGON LOSA RETICULAR H=45CM C/ PLAST	m²	92.43	0.58	53.61	7
18	IMPERMEABILIZACION DE SOBRECIMENTOS	m²	66.02	0.3	19.81	2
19	MURO LADRILLO 6 HUECOS E=18 CM	m²	1,422.15	0.34	483.53	60
20	MURO LADRILLO 6 HUECOS E=12 CM	m²	69.25	0.32	22.16	3
21	MESON DE Hª Aª INC/REVEST ANCHO 60C	m	28.00	2.66	74.48	9
22	DINTEL REFORZADO CON ACERO	m	36.20	0.28	10.14	1
23	CUBIERTA C/ESTRUCTURA PERFIL METALICO C/CALAM. TRA	m²	863.34	0.15	129.50	16
24	PROVISION Y COLOCACION DE CUMBRERAS, LIMAHOYAS, LI	m	253.66	0.15	38.05	5
M03 - OBRA FINA						
25	CIELO FALSO HOR. CON TUBO METALICO	m²	857.46	0.2	171.49	21
26	CIELO RASO SOBRE LOSA	m²	854.01	0.3	256.20	32
27	BOTAGUAS DE H° A°	m	136.40	0.4	54.56	7
28	REVOQUE EXTERIOR CAL-CEMENTO (FACHADA)	m²	955.73	0.35	334.51	42

29	REVOQUE INTERIOR CAL-CEMENTO-YESO	m ²	1,506.33	0.3	451.90	56
30	PUERTA TABLERO C/MARCO	m ²	66.75	0.75	50.06	6
31	VENTANA ALUMINIO C/VIDRIO 4MM	m ²	76.66	0.25	19.17	2
32	PISO CERAMICO CON CONTRAPISO	m ²	700.07	0.62	434.04	54
33	PISO CERAMICO SOBRE LOSA	m ²	694.39	0.4	277.76	35
34	PISO CERAMICO SOBRE LOSA DE TECHO	m ²	55.34	0.4	22.14	3
35	ZOCALO CERAMICO	m	483.20	0.12	57.98	7
36	BARANDA METALICA CON TUBO REDONDO	m	25.10	1.5	37.65	5
37	PARASOL TUBO RECTANGULAR	m ²	89.86	0.25	22.47	3
38	PINTURA LATEX EXTERIOR	m ²	955.73	0.09	86.02	11
39	PINTURA LATEX INTERIOR	m ²	3,217.79	0.08	257.42	32
40	PINTURA AL ACEITE SOBRE MADERA	m ²	133.50	0.09	12.02	2
41	CHAPA EXTERIOR	pza	15.00	0.8	12.00	2
42	CHAPA INTERIOR	pza	14.00	0.8	11.20	1
43	CHAPA INT. TIPO PICAPORTE	pza	10.00	0.6	6.00	1
44	BISAGRAS DE 3" (JAPONESA)	pza	77.00	0.1	7.70	1
45	CHAPA DE BAÑO	pza	2.00	1.25	2.50	1

CAPÍTULO IV

APORTE ACADÉMICO

4.1 Generalidades.

En el siguiente capítulo se detallara la metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de losas reticulares.

Para garantizar los resultados de cálculo y diseño se aplicaran las recomendaciones de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH 87), normativa que es guía fundamental en Bolivia para el diseño de estructuras urbanas.

4.2 Marco teórico.

Los forjados reticulares pertenecen a la familia de losas de hormigón armado, no homogéneas, aligeradas y armadas en dos direcciones ortogonales, configurando una placa nervada.

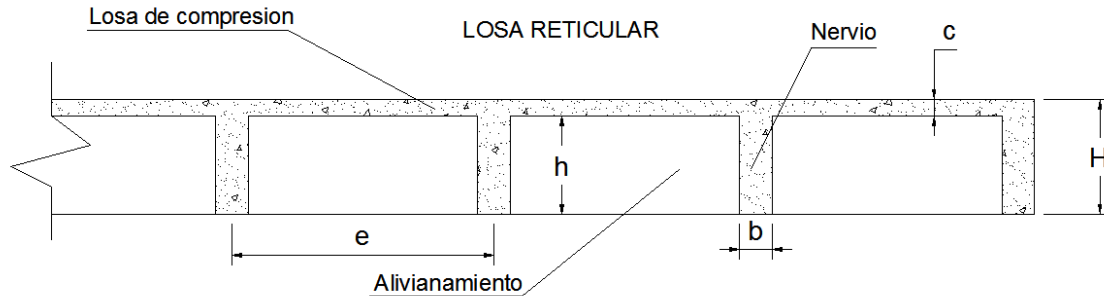
Este tipo de forjados pueden llevar o no vigas descolgadas, esto según vea conveniente el ingeniero proyectista.

Los parámetros que definen las características del forjado reticular son:

- El canto total de la placa (H).
- La altura del casetón de aligeramiento o bloques aligerantes (h).
- La separación entre ejes de nervios (e).
- El espesor básico de los nervios (b), aunque en los forjados reticulares recuperables tienen un alma de espesor variable troncopiramidal.
- El espesor de la capa de compresión (c)

En base a estos parámetros se suele nombrar mencionando la altura de bloque de aligeramiento, más la capa de compresión y el tipo de aligeramiento (perdido o recuperable), aceptando que el entre eje adoptado es el convencional de 80x80 cm (salvo que se diga lo contrario).

Figura N° 4.1
Componentes de losa reticulada.



Fuente: Forjados reticulares. Florentino Regalado

Así, un forjado reticular se define por $h+c$ (en centímetros) y el tipo de aligeramiento ($e/e=80 \times 80$).

Por ejemplo: Forjado reticular de $(25+5)$ cm de casetones recuperables.

Este tipo de forjado es capaz de soportar muy adecuadamente las acciones verticales repartidas y puntuales, y en menor medida también las horizontales, son forjados bidireccionales, por la doble dirección ortogonal de sus armaduras, sus flexiones pueden ser descompuestas y analizadas según esas dos direcciones de armado.

Como elementos estructurales de hormigón armado se rigen en Bolivia por la instrucción del Hormigón Estructural CBH 87, bajo la denominación de placas (tanto para losas macizas como los forjados reticulares). También se les llama en bibliografía forjados bidireccionales, por enfrentarse a los esfuerzos con dos dimensiones ortogonales de nervios.

Los forjados reticulares son una opción en alza en nuestro medio desde hace algunos años, al amparo de la instrucción CBH 87, y la norma española que es compatible, en proporción a su mejor conocimiento. Resultan insustituibles en el campo de los techos planos con grandes luces y elevadas cargas, pero avanzan también en la edificación de viviendas.

Progresión también de los forjados reticulares con casetones de aligeramiento que aportan propiedades diferentes a las puramente resistentes. Por ejemplo, casetones de polietileno

para un mejor aislamiento térmico, de fibras especiales resistentes al fuego, con acabados estéticos, etc.

Solo la exigencia cada vez más estricta de resistencia frente al fuego, con una normativa exagerada y errónea, según F. Regalado, puede frenar la expansión de este tipo de forjados.

Desde la perspectiva de los solados rígidos modulares en edificios públicos y superficies comerciales, la consideración de la estabilidad merece tanta atención como en los forjados unidireccionales.

Un forjado reticular de canto (40+5)cm puede alcanzar luces de 11+1 m para sobrecargas de uso entre 3 y 4 KN/m², reduciéndose hasta los 8 m si la sobrecarga de servicio se incrementa hasta los 10 KN/m² (a una superficie comercial suele asignarse una sobrecarga de uso de 5 KN/m² y cargas concentradas de 7 KN). Dado que en el mercado están disponibles casetones perdidos de todas las medidas, el rango de luces que puede cubrirse con este tipo de forjados, para sobrecargas de servicio que no excedan los 5 KN/m² se extienden entre los 5 y 12m.

En estos forjados la máxima economía se alcanza con la distribución uniforme de los pilares y también con los voladizos uniformes en todo el perímetro de la estructura.

En el extremo opuesto a luces conservadoras y economía de medios, se recurre al pretensado in situ cuando se requiere incrementar la luz del forjado reticular sin penalizar las deformaciones.

Un forjado reticular con casetones recuperables de 40 cm de altura, canto de (40+5)cm o (40+10) cm, pretensando los nervios con dos torones no adherentes de 0,5 o 0,6 pulgadas, podrían permitir luces entre 17 y 22 m, minimizando al mismo tiempo el problema de las deformaciones. Basta que las fuerzas de desvío se opongan y anulen las cargas del peso propio para tener garantizada una losa horizontal de flecha nula.

Además, la acción compresiva de pretensado reduce y anula las fisuraciones reológicas en el forjado (afogado, retracciones,...), tan difíciles de evitar en los forjados tradicionales de hormigón armado.





Edificios de altura resueltos con forjados reticulares y pantallas verticales (para absorber los empujes horizontales).

4.3 Alcance del aporte.

El aporte comprende:

- Dimensionamiento de la losa reticular enmarcada en la norma boliviana del hormigón CBH 87.
- Diseño a flexión, armadura positiva y negativa en la losa.
- Diseño a cortante en la sección crítica de la losa.
- Diseño a cortante en la loseta de compresión.
- Comprobación de flecha en la losa.
- Diseño de la armadura por temperatura y retracción de fraguado.
- Verificación a punzonamiento.
- Tablas de cálculo de losas reticulares.
- Guía de utilización.

4.4 Aporte.

El aporte académico que en este trabajo se presenta es la Elaboración de una planilla Excel para el cálculo de losas reticulares. Que tiene un fin didáctico, de proceso secuencial y fácil entendimiento.

Aporte académico.

Presentación:

APORTE ACADEMICO	
PLANILLA DE CALCULO : FORJADOS RETICULARES DE H°A° CON CASETONES PERDIDOS SOPORTADOS PERIMETRALMENTE CON VIGAS DESCOLGADAS.	
AUTOR:	
UNIV. REYNALDO ISMAEL MARTINEZ MIRANDA	
TARIJA - BOLIVIA	
NORMA EMPLEADA:	
NORMA BOLIVIANA DE H°A° CBH-87	
E-MAIL: r-aldo@hotmail.es	CEL: 72998914

Contenido:

<p style="text-align: center;">CONTENIDO</p> <p>La presente planilla corresponde al dimensionamiento y calculo de " FORJADOS RETICULARES DE H°A° CON CASETONES PERDIDOS SOPORTADOS PERIMETRALMENTE CON VIGAS DESCOLGADAS. Esta planilla tiene un fin didactico, de proceso secuencial y facil entendimiento. Dirigido a Docentes y estudiantes de la carrera de Ing. Civil y carreras afines.</p> <p>Contenido :</p> <ol style="list-style-type: none">1.- Procedimiento de calculo2.- Tablas de calculo de forjados reticulares3.- Planilla de calculo<ul style="list-style-type: none">• Dimensionamiento de la losa reticular enmarcada en la norma boliviana del hormigón CBH 87.• Diseño a flexión, armadura positiva y negativa en la losa.• Diseño a cortante en la sección crítica de la losa.• Diseño a cortante en la loseta de compresión.• Comprobación de flecha en la losa.• Diseño de la armadura por temperatura y retracción de fraguado.• Verificación a punzonamiento.
--

Procedimiento de cálculo:

PROCEDIMIENTO DE CALCULO

El proceso a seguir es el siguiente:

- 1.- Se escogera de las tablas de calculo de forjados reticulares, aquella que ajuste a la que se desea calcular, tomando en cuenta la continuidad del forjado.
- 2.- En la planilla de calculo, se procedera al dimensionamiento del forjado, cumpliendo con lo establecido en la Norma boliviana del hormigon CBH -87
- 3.- Se estimara la carga muerta y viva que actuara sobre el forjado, siguiendo lo estipulado en la Norma Boliviana de hormigon armado, de acuerdo al uso que se le de.
- 4.- De acuerdo a lo elegido en el punto 2, se obtendran los esfuerzos en cada direccion ortogonal del forjado.
- 5.- Con los esfuerzos actuantes en la losa, se procedera a la obtencion de las cuantias necesarias de acero. Queda a decisión del proyectante la armadura necesaria a utilizar.
- 6.- El diseño a corte se lo realiza en la seccion critica, si corresponde.
- 7.- Se verifica el cortante en la loseta de compresion.
- 8.- Se verifica que la flecha del forjado no sobrepase los limites estipulados en la Norma
- 9.- Se calcula la armadura de reparto por temperatura y retraccion de fraguado.
- 10.- Se verifica el punzonamiento.

Tablas:

TABLAS DE CALCULO DE FORJADOS RETICULARES, SOPORTADOS PERIMETRALMENTE POR VIGAS DESCOLGADAS.

Coefficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes.

Losa	Formula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (Eh^3)$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$	δ m_{lx} m_{ly} m_{lx} m_{ly}	200	241	281	315	336	339
			564	659	752	830	878	887
			258	319	378	428	459	464
			564	577	574	559	538	520
			258	242	208	157	126	123
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (Eh^3)$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$	δ m_{lx} m_{ly} m_{lx} m_{ly}	265	347	443	545	635	691
			597	736	899	1071	1222	1317
			269	362	473	590	694	759
			718	779	819	829	808	773
			354	368	359	318	239	179
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (Eh^3)$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$	δ m_{lx} m_{ly} m_{lx} m_{ly}	265	297	322	339	345	339
			718	790	850	888	902	888
			354	401	439	464	473	464
			597	586	568	548	532	520
			269	240	205	185	167	177
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (Eh^3)$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$	δ m_{lx} m_{ly} m_{lx} m_{ly}	323	456	644	894	1191	1479
			231	340	496	705	952	1191
			853	985	1119	1232	1288	1268
			440	498	547	566	525	400
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (Eh^3)$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$	δ m_{lx} m_{ly} m_{lx} m_{ly}	323	340	351	354	348	335
			853	891	914	921	909	878
			440	465	481	485	477	458
			231	199	183	174	165	178
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (Eh^3)$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$	δ m_{lx} m_{ly} m_{lx} m_{ly}	406	489	572	644	693	712
			839	980	1120	1240	1323	1353
			428	525	621	704	761	782
			839	857	852	827	793	764
			428	409	369	310	271	238
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (Eh^3)$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$	δ m_{lx} m_{ly} m_{lx} m_{ly}	569	630	681	715	739	718
			1118	1220	1303	1360	1382	1364
			616	687	746	785	802	790
			433	375	311	269	252	238
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (Eh^3)$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$	δ m_{lx} m_{ly} m_{lx} m_{ly}	569	754	979	1230	1469	1644
			433	587	775	984	1183	1329
			1118	1225	1348	1446	1508	1526
			616	654	665	615	527	434
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (Eh^3)$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$	δ m_{lx} m_{ly} m_{lx} m_{ly}	969	1170	1371	1550	1684	1749
			765	982	1101	1241	1361	1416
			765	737	665	615	527	434
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (Eh^3)$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$ $M_{lx} = 0.0001 q m_{lx} \cdot L_x^2$ $M_{ly} = 0.0001 q m_{ly} \cdot L_y^2$	δ m_{lx} m_{ly} m_{lx} m_{ly}	355	567	944	1637	2955	5348
			542	664	834	1084	1494	2205
			113	128	125	86	14	7
			698	800	925	1086	1298	1552
			898	1132	1452	1886	2456	3131
344	384	432	490	563	639			
471	596	766	993	1278	1575			

Planilla de cálculo:

FORJADOS RETICULARES

Sección transversal de casetones

Datos:

$f_c = 200$ [kg/cm ²]	Resistencia característica del hormigón
$f_y = 4100$ [kg/cm ²]	Resistencia característica del acero
$f_{cd} = 133$ [kg/cm ²]	Resistencia de diseño del hormigón
$f_{yd} = 3565$ [kg/cm ²]	Resistencia de diseño del acero
$e_1 = 5$ [cm]	Espesor de losa
$h_1 = 30$ [cm]	Altura de nervio
$h_0 = 35$ [cm]	Canto total
$b_0 = 10$ [cm]	Base de nervio
$s = 80$ [cm]	Separación entre nervios
$s_1 = 70$ [cm]	Luz libre entre nervios
$L = 8.9$ [m]	Longitud mayor de losa
$r = 3$ [cm]	Recubrimiento
$d = 32$ [cm]	Altura útil de losa

Ancho del nervio

$b_0 = 10$ [cm] > 7 [cm] cumple
Cumple las condiciones prescritas CBH 87 [9.4.5.3]

Espesor de losa

$e_1 = 5$ [cm] > 3 [cm] cumple
Cumple las condiciones prescritas CBH 87 [9.4.5.3]

Relacion canto/luz

$h_0 = 35$ [cm] $h_0/L = 0.039$ > $1/28 = 0.036$ cumple
Cumple las condiciones prescritas CBH 87 [9.4.5.3]

Separación entre luz libre de nervios

$s_1 = 70$ [cm] < 100 [cm] cumple
Cumple las condiciones prescritas CBH 87 [9.4.5.3]

Altura equivalente

El canto equivalente de la losa nervada se calcula determinando la altura de una losa maciza que tenga la misma inercia que la losa nervada propuesta.

SECCION REAL

SECCION EQUIVALENTE

Nº	A[cm ²]	y	A*y	A*d ²	Ix	Ixi
1	400	2.5	1000	2500	833.33	3333.3
2	300	20	6000	120000	22500	142500
Σ	700		7000		23333	145833

$y_{eq} = 10.0$ [cm]
 $I_{eq} = 75833.3$ [cm⁴]

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \Rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{I \cdot 12}{b}} \Rightarrow h = 22.49 \text{ [cm]}$$

Peso propio

Losa de compresión = 125 [kg/m²]
Nervios por metro (2) = 150 [kg/m²]
sobrepiso y acabado = 110 [kg/m²]

Datos generales:

$q_g = 385$ [kg/m ²]	Carga permanente (muerta)
$q_v = 300$ [kg/m ²]	Carga variable (viva)
$q = 1096.0$ [kg/m ²]	Carga de diseño
$E = 21E+09$ [kg/m ²]	Módulo de elasticidad del acero
$h = 0.22$ [m]	Altura equivalente
$b = 10$ [cm]	Base de nervios en un metro de ancho

Una vez comprobadas las dimensiones de la losa y calculadas algunas de las propiedades geométricas, nos referimos a las Tablas de cálculo de losas reticulares, que son una variante de las tablas de cálculo para losas utilizadas por el CBH 87, que nos permitirán calcular los momentos por metro que actúan en las diferentes secciones.

Diseño a flexión

- Determinación de momentos
Se definen los nervios como simplemente apoyados en las vigas de borde en todas las losas

Losa	Formula	Coefficiente	Lx/Ly	0.8	Resultado	Unid
	$\Delta = 0.0001 \cdot q \cdot s^2 \cdot L_x \cdot (E \cdot h^3)$	δ	979		0.012	[m]
M_{lx}	$0.0001 \cdot q \cdot m_x \cdot L_x^2$	m_x	0		0.00	[kg/m]
M_{ly}	$0.0001 \cdot q \cdot m_y \cdot L_y^2$	m_y	775		4403.29	[kg/m]
M_{lx}	$0.0001 \cdot q \cdot m_x \cdot L_x^2$	m_x	748		4249.88	[kg/m]
M_{ly}	$0.0001 \cdot q \cdot m_y \cdot L_y^2$	m_y	865		4914.64	[kg/m]
L_x	7.2	[m]				
L_y	8.9	[m]				

748

- Cálculo de armaduras

$M_o = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot e \cdot h_f (d - 0.5 \cdot h_f)$ 13379.3 Kg*m

$M_d \leq M_o$ cumple

$A_s = \frac{0.85 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right]$

Armadura necesaria

$A_{s_{lx}}$	0.00	[cm ² /m]
$A_{s_{ly}}$	3.96	[cm ² /m]
$A_{s_{lx}}$	3.81	[cm ² /m]
$A_{s_{ly}}$	4.43	[cm ² /m]

Armadura mínima por nervio

$f_{yk} \cdot A_{s_{min}} = 0.25 \cdot A_{s_{nec}} \cdot d$ $A_{s_{min}} = 1.06$ [cm²/m]

Determinación de la armadura para cada nervio de la losa

	Distribución	As	
M_{lx}	2 ϕ 10 mm	1.57	Cumple
M_{ly}	2 ϕ 16 mm	4.02	Cumple
M_{lx}	2 ϕ 16 mm	4.02	Cumple
M_{ly}	2 ϕ 16 mm	4.02	
	1 ϕ 8 mm	0.50	Cumple

Diseño a cortante

Verificación de cortante en nervios:

La comprobación correspondiente se efectuará para una sección situada a una distancia del borde de apoyo igual al canto útil de la pieza hacia el centro de la luz; y la armadura necesaria que resulte, se llevará hasta el apoyo. Especificado por el CBH (Pág. 71)

Las cargas que solicitan las secciones de cortante crítico son aquellas que actúan sobre zonas ortogonales limitadas por la línea de cortante crítico y la línea de fisuración intermedia de la losa y se toma la sección de diseño con ancho unitario

Sección de diseño

Datos

$q = 1096.0$ [kg/m ²]	Carga de diseño
$L = 8.9$ [m]	Longitud de losa
$b_{v,ap} = 0.3$ [m]	Base de viga
$b_w = 10$ [cm]	Ancho de nervios en un metro
$f_{cd} = 133.333$ [kg/cm ²]	Resistencia de diseño del hormigón
$f_{yd} = 3565$ [kg/cm ²]	Resistencia de diseño del acero
$d = 32$ [cm]	Altura útil de losa

$l = 3.98$ [m]
 $l = b_{v,ap}/2 + d = 0.47$ [m]

Dimensiones de sección crítica

Fuerza cortante que actúa sobre un metro de ancho de la zona crítica a cortante

$V_d = q \cdot l \cdot 1m$
 $V_d = 4362.08$ [kg]

Resistencia cortante convencional del hormigón

$$f_{vd} = 0.5 \sqrt{f_{ctd}} \cdot \sqrt{1 + \frac{100 \rho_{s1}}{1000}} \cdot d$$

$$f_{vd} = 5.77 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Contribución del hormigón al esfuerzo cortante

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

$$V_{cu} = 1847.52 \text{ [kg]}$$

Verificación

$$V_d = 4362.1 \text{ [kg]} > V_{cu} = 1847.5 \text{ [kg]}$$

El cortante de diseño es mayor a la contribución del hormigón al esfuerzo cortante, necesita armadura de corte

Esfuerzo debido a la ruptura por compresión oblicua del alma

$$V_{ui} = 0.33 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d \cdot \tan^2(\alpha)$$

$$V_{ui} = 12800 \text{ [kg]} \quad (\text{Pág. 70 de CBH})$$

Debe cumplirse

$$V_{cu} + V_{sd} < V_{ui}$$

$$1847.5 \text{ [kg]} < 4362.08 \text{ [kg]} < 12800 \text{ [kg]}$$

Cumple

Cortante resistido por el acero

$$V_{su} = F_d \cdot V_{cu}$$

$$V_{su} = 2514.6 \text{ [kg]}$$

Armadura transversal necesaria por metro

$$t = 100 \text{ [cm]} \quad A_{s,t} = \frac{V_{sd}}{f_{yd} \cdot \sin(\alpha)}$$

$$A_{s,t} = 2.45 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armadura mínima

$$t = 100 \text{ [cm]} \quad A_{s,min} = 0.25 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot t$$

$$A_{s,min} = 0.75 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armadura para una pierna

$$A_{s,pierna} = A_{s,t} / 2$$

$$A_{s,pierna} = 1.22 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Diámetro de barras

4 barras de ϕ 8 \Rightarrow 2.01 [cm²] Correcto
 $A_{total} = 2.01 \text{ [cm}^2\text{]}$

Separación (Pág. 73 de CBH)

de $s_t < 30 \text{ [cm]}$
 $s_t < 0.85 \cdot d = 27 \text{ [cm]}$
 $s_t < 3 \cdot b_0 = 30 \text{ [cm]}$

Distribución final

4 barras de ϕ 8 c/ 25 cm

Verificación del cortante en loseta de compresión:

Datos

q = 1096.0 [kg/m ²]	Carga de diseño
L = 8.9 [m]	Longitud de losa
b _{sección} = 70 [cm]	Base de sección (luz libre entre nervios)
h _{loseta} = 5 [cm]	Altura de loseta
f _{cd} = 133.333 [kg/cm ²]	Resistencia de diseño del hormigón
f _{sd} = 3565 [kg/cm ²]	Resistencia de diseño del acero
r = 1.5 [cm]	Recubrimiento
d = 3.5 [cm]	Altura útil de loseta
As = 0.90 [cm ²]	Armadura longitudinal en sección (mínima de reparto)

Cálculo de cortante real en loseta:

$q = 767.2 \text{ [kg/m]}$
 $V_{real} = 537.04 \text{ [kg]}$

Si no se disponen armaduras transversales, el esfuerzo cortante de agotamiento viene dado por:

$$\tau_{rd} = 0.5 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d \cdot \tan(\alpha)$$

Donde:

$$\alpha = 1.6 - d \Rightarrow \alpha = 1.57$$

$$\rho = 1 - \beta \cdot (b/d) \geq 0.05 \Rightarrow \rho = 0.0037 \leq 0.02$$

$$V_{cu} = f_{ctd} \cdot b \cdot d \cdot \tan(\alpha) \Rightarrow V_{cu} = 1414.5 \text{ [kg]}$$

Reemplazando:

$$V_{ui} = 1310.15 \text{ [kg]}$$

Verificación:

$$V_{ui} = 1310 \text{ [kg]} > V = 537 \text{ [kg]} \text{ ok}$$

COMPROBACIÓN DE FLECHAS EN LOSAS CASETONADAS

El valor máximo admisible de la flecha vertical en forjados y vigas que no hayan de soportar tabiques ni muros, es de $l/300$, siendo l la luz del elemento considerado. Para la determinación de esta flecha, se considerará solamente la flecha instantánea producida por la actuación simultánea de la carga permanente y la sobrecarga de uso, ambas con sus valores característicos. (Pág. 196 de CBH)

Deflexión admisible para forjados

$$\Delta_{adm} = l/300 = 2.97 \text{ [cm]}$$

Deflexión real máxima de losas

$$\Delta_{real} = 1.2 \text{ [cm]}$$

Verificación

$$\Delta_{adm} = 2.97 \text{ [cm]} > \Delta_{real} = 1.2 \text{ [cm]} \text{ Cumple}$$

Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado

Para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la loseta de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de las fisuras

$$A_{s,min} = C_{ct} \cdot C_{rt} \cdot b \cdot d \cdot t$$

$$A_{s,min} = 0.90 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Diámetro de barras

4 barras de ϕ 6 \Rightarrow 1.13 [cm²] Correcto
 $A_{total} = 1.13 \text{ [cm}^2\text{]}$

Distribución final

4 barras de ϕ 6 c/ 25 cm

A media altura de loseta de compresión

Punzonamiento

No se necesita armadura de punzonamiento si se cumple la siguiente condición.

Método según Jiménez Montoya (2013)

$$\tau_{rd} = \frac{\beta \cdot F_{sd}}{\mu_1 \cdot d} \leq \tau_{rd}$$

τ_{sd} = Tensión nominal de cálculo en el perímetro crítico
 F_{sd} = Esfuerzo de punzonamiento de cálculo
 β = Coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad de la carga
 μ_1 = Perímetro crítico
 d = Canto útil medio de la losa
 τ_{rd} = Tensión máxima resistente en el perímetro crítico

De los estudios realizados por Nylander resulta que en la resistencia del hormigón a punzonamiento influye la deformabilidad de la losa que, a su vez, está condicionada por la armadura de flexión de la misma.

De acuerdo con la instrucción española, para la tensión máxima resistente del hormigón en el perímetro crítico, puede tomarse el valor:

$$\tau_{rd} = 0.12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \sqrt{100 \cdot \rho \cdot f_{ctk}}$$

donde: ρ = La media geométrica de las cuantías en dos direcciones ortogonales.

Datos:

a = 30 cm	Soportes de borde: $\mu_1 = 2 \cdot (a + c) + 2 \cdot b$
b = 30 cm	Soportes de esquina: $\mu_1 = 2 \cdot (a + b) + 2 \cdot c$
d = 32 cm	
F _{sd} = 179200 N	
β = 1.4	
μ_1 = 2910.62 mm	
ρ_x = 0.0010	
ρ_y = 0.00112	
ρ = 0.0011	
f _{ck} = 21 N/mm ²	

$\tau_{rd} = 0.280 > \tau_{sd} = 0.269$

La sección no necesita armadura de punzonamiento

Este aporte está dirigido a docentes y estudiantes de la carrera de ingeniería civil y carreras afines. El aporte se encuentra en un CD al final del presente trabajo en el Anexo N° 16.