

CAPÍTULO I

1 ANTECEDENTES

1.1 El Problema

Es fundamental el análisis cálculo y diseño estructural para la construcción de infraestructura para hospedaje adecuadas, cómodas y óptimas, teniendo en cuenta que el mismo está destinado a albergar un gran flujo de personas, la estructura debe garantizar seguridad durante su vida útil además no realizar gastos innecesarios por fallas estructurales.

En la actualidad estos proyectos están regulados por las instituciones establecidas en Tarija como D.O.T. (Dirección de Ordenamiento Territorial) y la S.I.B. (Sociedad de Ingenieros de Bolivia), donde el diseño arquitectónico y estructural de estas edificaciones está normado.

Este proyecto se encuentra en etapa de pre-inversión que cuenta con un predio, diseño arquitectónico por lo que el problema es la falta del análisis diseño y cálculo estructural de la infraestructura para continuar con la etapa de inversión, el mismo ha sido elaborado en el presente trabajo.

Al realizar el Diseño Estructural del Hotel AYRE Zona Morros Blancos de la ciudad de Tarija, se quiere brindar una infraestructura eficiente capaz de garantizar seguridad y estabilidad.

1.1.1 Formulación

Las alternativas de planteo estructural son las siguientes.

a)

- Estructura de la sustentación de la cubierta: (cubierta plana) con losa bidireccional (con casetón perdido de poliestireno).
- Estructura de sustentación de la edificación: con muros portantes, donde los muros soportan la carga.
- Entrepiso: de losa bidireccional (con casetón perdido de poliestireno) y losa maciza en el estacionamiento.
- Fundación con losa de cimentación (radier).

Análisis de la alternativa “a”: Debido a los elementos estructurales planteados en esta alternativa se permite tener espacios más amplios y luminosos además de una buena distribución de cargas en la estructura y una fundación capaz de reducir los asentamientos al máximo, sin embargo, sus costos resultan elevados y su ejecución resulta más compleja.

b)

- Estructura de la sustentación de la cubierta: losa alivianada con viguetas preesforzadas y complemento de poliestireno expandido.
- Estructura de sustentación: estructura porticada conformada por vigas y columnas de hormigón armado.
- Entrepiso: losa alivianada con viguetas preesforzadas y complemento de poliestireno expandido y losa maciza en el estacionamiento
- Fundación: Superficial con zapatas aisladas, medianera y de esquina con vigas centradoras para las zapatas medianeras y de esquina.

Análisis de la alternativa “b”: Los elementos estructurales planteados en esta alternativa resultan más utilizados en las estructuras se permite flexibilidad en los diseños, rapidez en su construcción y mayor resistencia a sismos y una fundación capaz de soportar la carga y distribuirla uniformemente al suelo; teniendo en cuenta que los costos son más accesibles y fáciles para su construcción.

Del análisis realizado de ambas alternativas se tiene que la más favorable resulta la alternativa “b” debido a los elementos estructurales se garantiza una estructura segura y estable durante su vida útil, de los costos se tiene que es una estructura más económica y de fácil construcción.

1.1.2 Sistematización

De la alternativa de solución seleccionada se realizó un análisis económico y técnico, de los elementos estructurales que se implementarían en el diseño estructural de la infraestructura de un hotel de cinco niveles, donde la alternativa de planteo estructural más apropiada es la alternativa “b”.

- Estructura de la sustentación de la cubierta: losa alivianada con viguetas preesforzadas y complemento de poliestireno expandido.

Losa aliviana ofrece menor peso en la estructura, además de resistencia, durabilidad, rapidez en la construcción y mayor capacidad de carga.

- Estructura de sustentación: estructura porticada conformada por vigas y columnas de hormigón armado.

Estructura porticada permite una gran flexibilidad en la distribución de los espacios interiores, capaces de transmitir momentos y fuerzas entre los elementos, resiste las cargas verticales (peso propio, sobrecargas, etc.) y las cargas horizontales (viento, sismo, etc.).

- Entrepiso: losa alivianada con viguetas preesforzadas y complemento de poliestireno expandido y losa maciza en el estacionamiento

Losa maciza se construye in situ, su sistema de montaje es rápido y fácil y soporta mayores cargas en comparación a otro tipo de losas.

- Fundación: Superficial con zapatas aisladas, medianera y de esquina con vigas centradoras para las zapatas medianeras y de esquina.

Las zapatas son cimentaciones superficiales más comunes y fácil de construir y está diseñada para soportar cargas puntuales de una estructura, como pilares, permite una distribución eficaz de las cargas al suelo, asegurando la estabilidad y durabilidad de la estructura en terrenos con capacidad de carga adecuada.

1.2 Objetivos

1.2.1 General

Realizar el “**ANÁLISIS, CÁLCULO, DISEÑO Y VERIFICACION ESTRUCTURAL DEL HOTEL AYRE**”, ubicado en la Zona Morros Blancos de la ciudad de Tarija; utilizando como guía la Norma Boliviana CBH-87 y el software CYPECAD.

1.2.2 Específicos

- Recopilar la información sobre la topografía del terreno, planos arquitectónicos y estudio geotécnico.
- Validar la información del estudio geotécnico.
- Realizar el planteamiento estructural.

- Determinar las cargas de diseño para el análisis y diseño estructural de la alternativa elegida.
- Realizar el análisis estructural y dimensionamiento de las secciones de elementos estructurales de acuerdo con la Norma Boliviana CBH-87.
- Realizar la comprobación manual los elementos estructurales más solicitados por las cargas de la estructura.
- Generar los planos estructurales de la cubierta, entrepiso, elementos de sustentación y fundación de la estructura.
- Realizar los cálculos métricos, especificaciones técnicas y precios unitarios
- Elaborar el presupuesto de Obra aproximado de los elementos estructurales para la construcción del proyecto.
- Realizar un plan de obra para la ejecución del módulo estructural en sus respectivos ítems de construcción y el cronograma de actividades para la ejecución del proyecto.

1.3 Justificación

1.3.1 Académica

El desarrollo del siguiente “PROYECTO DE GRADO” tiene como objetivo cumplir con los requisitos para el proceso de titulación para ello, se deberá estar en condición de aplicar los conocimientos académicos adquiridos con los cursos propios de la carrera y los elementos conceptuales y técnicos, en el proyecto diseño estructural del “HOTEL AYRE” en la zona Morros Blancos de la ciudad de Tarija, logrando de esta manera la culminación de la etapa de preparación académica y obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil.

1.3.2 Técnica

Se usará el programa de CYPECAD para el diseño y cálculo de estructuras de Hormigón Armado dando su respectiva verificación manual aplicando los conocimientos de la ingeniería civil adquiridos en la carrera universitaria.

Se hará uso de normas vigentes debido a que el avance de la ciencia está en continuo cambio.

Siendo los hoteles infraestructuras modernas que muestran una diversidad de estilo y tipo de estructura a realizar, por tanto, se tiene que realizar un buen cálculo estructural para realizar el dimensionamiento preciso y exacto de acuerdo con las normas de Diseño estructural vigentes.

También se realizará el estudio de suelos de la zona Morros Blancos para así proporcionar seguridad de la estructura del hotel y un buen diseño.

1.3.3 Social

Contribuir en la solución de cubrir la demanda turística además de mejorar la calidad de hospedaje para evitar que los turistas opten por ir a otras zonas de la ciudad de Tarija y así mismo se beneficie a los habitantes que son parte del barrio y del distrito.

1.4 Alcance Del Proyecto

Mediante la información determinada en el módulo arquitectónico y complementada con el estudio de suelos del lugar de emplazamiento del proyecto permitirá enfocar principalmente al diseño estructural, no contemplando ningún tipo de instalaciones en el proyecto, como instalación sanitaria, eléctrica, agua potable, gas, sonido, comunicación, etc.

Su alcance comprende el análisis y dimensionamiento solo de la obra gruesa de la estructura con ayuda del software CYPECAD 2018 realizando al mismo tiempo una verificación manual de todos los elementos estructurales más solicitados por las cargas y así efectuar una comparación de las armaduras obtenidas en el software, con los obtenidos por el cálculo manual.

El análisis y dimensionamiento de la estructura se realizará de acuerdo al Código Boliviano del hormigón CBH-87.

Elaboración de especificaciones técnicas, cómputos métricos, precios unitarios de los distintos ítems a realizarse en la construcción.

El costo referencial y el cronograma de ejecución será calculado solo para la parte de la obra gruesa de la estructura.

De acuerdo con el análisis de alternativas realizado en la propuesta se establece que la alternativa b es la más adecuada para el diseño estructural del “HOTEL AYRE” en la zona Morros Blancos de la ciudad de Tarija consta de los siguientes elementos estructurales:

- Estructura de la sustentación de la cubierta: losa alivianada con viguetas preesforzadas y complemento de poliestireno expandido.

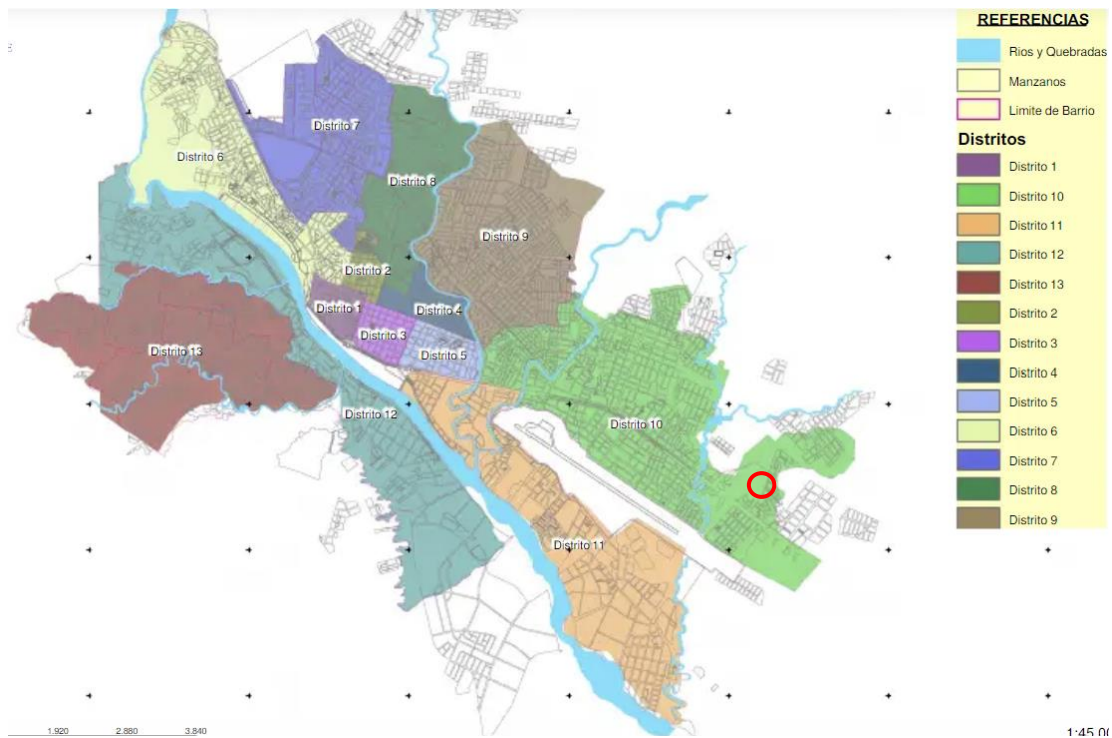
- Estructura de sustentación: estructura porticada conformada por vigas y columnas de hormigón armado.
- Entrepiso: losa alivianada con viguetas preesforzadas y complemento de poliestireno expandido y losa maciza en el estacionamiento
- Fundación: Superficial con zapatas aisladas, medianera y de esquina con vigas centradoras para las zapatas medianeras y de esquina.

1.5 Localización

El presente proyecto es elaborado en base a una necesidad actual, que lleva al Diseño Estructural del Hotel AYRE, que está ubicado en el departamento de Tarija, provincia Cercado. La provincia Cercado está ubicada el centro-oeste del departamento, limita al noroeste con Méndez, al este con Burdet O'Connor, al sur con Arce y al suroeste con Avilés. Su capital es Tarija, que también lo es de todo el departamento.

El emplazamiento del proyecto se encuentra al sur de la ciudad de Tarija y 5 minutos del centro de la capital, en el lote N.º 1A ubicado en el Distrito 10 – Zona Morros Blancos, entre las calles Av. Panamericana y Av. Ingreso B/Torrecillas.

Figura N° 1.1 Ubicación del Proyecto en el Distrito 10 de la ciudad de Tarija.



Fuente: (Gobierno Autónomo del Departamento de Tarija-Dirección de obras públicas)

Figura N° 1.2 Vista Satelital donde se emplazará el proyecto



Fuente: (GOOGLE EARTH)

1.5.1 Información socioeconómica

La información socio económica relevante del área del proyecto para su ejecución es la siguiente:

1.5.1.1 Población

El Municipio de Tarija, que se encuentra en la provincia Cercado, concentra a sus habitantes en dos áreas; la población es de 205.375 habitantes de los cuales 179.561 son habitantes del área urbana y 25.814 habitantes del área rural, de acuerdo con el censo realizado el año 2012 por el Instituto Nacional de Estadísticas.

1.5.1.2 Turismo

El flujo de turistas hacia el departamento se ha incrementado considerablemente, sobrepasando los 100.000 turistas año, de los que 75% son nacionales y 25% extranjeros.

1.5.1.3 Servicios básicos

El sitio donde se emplazará el proyecto cuenta con los siguientes servicios básicos:

- Red de Agua Potable y Alcantarillado es cubierta por la cooperativa de COSAALT.
- Electricidad es cubierta por la Empresa de Servicios Eléctricos de Tarija; SETAR.
- Gas es cubierta por la empresa de EMTAGAS.
- Red de Telefonía por la cooperativa COSETT
- Red de internet por la empresa de ENTEL.

Es decir, cuenta con todos los servicios básicos necesarios para poder desarrollarse.

CAPÍTULO II

2 MARCO TEÓRICO

Para el logro del objetivo general del proyecto “**Diseño Estructural del Hotel AYRE**”, se debe tener conocimiento de las características físico-mecánicas del suelo de fundación, idealizar el comportamiento estructural, definir el tipo de infraestructura y superestructura de sustentación y realizar los diseños correspondientes, en consecuencia, se deberá hacer:

2.1 Levantamiento Topográfico

La topografía se puede definir como la ciencia de determinar la posición relativa de puntos sobre o cerca de la superficie la tierra, así como determina distancias, áreas y volúmenes. Para esto se miden distancias horizontales y verticales entre puntos, se determinan direcciones de alineamientos o de líneas y se ubican puntos en el terreno a partir de medidas angulares y lineales predeterminadas. En su forma más genérica, la topografía se puede considerar como una disciplina que abarca todos los métodos para reunir y procesar información acerca de los elementos físicos de la tierra. por tanto, los sistemas ordinarios de medición sobre el terreno que son los de uso más frecuente en ingeniería, los métodos de topografía aérea (fotogrametría) y los más recientes por satélite (GPS), constituyen el campo de acción de esta disciplina.

2.2 Estudio De Suelos

Un estudio de suelos es el que nos permite conocer las características físicas y geológicas del suelo, desde la secuencia litológica, las diferentes capas y su espesor, la profundidad del nivel de agua subterránea, hasta la capacidad de resistencia de un suelo o roca. También nos permite conocer el tipo de cimentación más adecuado para el tipo de obra a construir.

Es de suma importancia realizar este estudio para evitar problemas en el proceso de construcción o incluso al terminar la obra. En cualquier diseño estructural se debe realizar un estudio de suelos en el lugar donde se va a cimentar la edificación, para determinar la capacidad máxima de carga del terreno. Esto se realizará mediante un ensayo del suelo “in situ” utilizando el equipo SPT (penetrómetro dinámico estándar). Este ensayo permite obtener la densidad relativa del suelo.

Tabla 2.1 Profundidad de los sondeos de acuerdo con el ancho y número de pisos

ANCHO DEL EDIFICIO (m)	N° DE PISOS				
	2	4	8	16	16
	PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS (m)				
30,5	3,4	6,1	10,1	16,2	24,1
61	3,7	6,7	12,5	20,7	32,9
122	3,7	7,0	13,7	24,7	41,5

Fuente: (UNICA Facultad de Ingenieria Civil, 2013)

2.2.1 Ensayo de penetración estándar (SPT)

El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard Penetration Test), es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico.

Consiste en medir el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63,5 Kg. y 76,2 centímetros respectivamente.

El suelo muestreado en la etapa de campo se debe procesar en el laboratorio, mediante los ensayos de clasificación, esto implica que se debe realizar: Granulometría y Límites de Atterberg y clasificarlo por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Se utilizó equipo de sondeo automático ARCA 01 Kuarso. Las características de esta máquina de sondeo se presentan en la figura.

Figura N° 2.1 Penetrómetro SPT Automático, ARCA 01 Kuarso



Fuente: (kuarso, s.f.)

Características del muestreador - Cuchara de Terzaghi:

- Saca muestras bipartido punta de acero con cabeza de acoplamiento con dos orificios y válvula de retención de bola.
- Diámetro externo 2 pulg.
- Diámetro interno 1 3/8 pulg.
- Longitud de cuchara 27 pulg.
- Tubo Shelby de 25 pulg.

A partir de las muestras extraídas se realizará los diferentes ensayos de laboratorio, cuya relación nominal es la siguiente:

- Contenido de Humedad Natural según ASTM D-2216-71
- Análisis granulométrico según ASTM 0-422
- Límites de consistencia:
- Limite liquido según ASTM D-43 1 8 Limite plástico según ASTM D-4318
- Índice de plasticidad
- Clasificación Unificada de Suelos (S.U.C.S.) ASTM D-2487-66

2.3 Diseño Arquitectónico

En el campo de la Arquitectura, un proyecto Arquitectónico es el conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos utilizados para plasmar (en papel, digitalmente, en maqueta o por otros medios de representación) el diseño de una edificación antes de ser construida.

2.4 Idealización De La Estructura

Para un cálculo con relativa sencillez y exactitud en las diferentes partes de una estructura es necesario representar la estructura de una manera sencilla de análisis, con su vinculación correspondiente tanto para diseño como para su construcción. Los componentes estructurales tienen ancho y espesor. Las fuerzas concentradas rara vez actúan en un punto aislado; generalmente se distribuyen sobre áreas pequeñas. Sin embargo, si estas características se consideran con detalle, el análisis de una estructura será muy difícil, sino que es imposible de realizar. El proceso de reemplazar una estructura real por un sistema simple susceptible de análisis se llama idealización estructural.

La idealización de la estructura del diseño estructural del “HOTEL AYRE” consta de:

- Cubierta y entrepiso: La cubierta y el entrepiso está compuesta por losa alivianada con viguetas preesforzadas y complemento de poliestireno expandido y losa maciza (planta baja-estacionamiento).
- Estructura de la edificación: Estructura porticada conformada por vigas y columnas cuadradas de hormigón armado.
- Estructura complementaria: Escaleras y juntas de dilatación.
- Fundaciones: Zapatas aisladas, zapatas de esquina y zapatas medianeras, estas dos últimas compuestas por vigas centradoras, también de cimientos corridos para los muros de contención.

2.5 Diseño Estructural

2.5.1 Generalidades

Se denomina análisis estructural al cálculo de la magnitud de estas fuerzas, así como de las deformaciones que la causaron, lo cual es un tema muy importante para la sociedad.

En particular el diseño estructural implica lo siguiente: la disposición general del sistema estructural; el estudio de los posibles tipos o formas estructurales que representen soluciones factibles; la consideración de las condiciones de carga; el análisis y el diseño estructural preliminares de las soluciones posibles; la selección de una solución y el análisis y el diseño estructural final de la estructura. El diseño estructural también incluye la preparación de planos.

2.5.2 Normativa

Para el diseño de los elementos estructurales de la estructura de sustentación se adoptará el Código Boliviano del Hormigón CBH-87 y complementando con la Instrucción Española del Hormigón Estructural 2008 EHE – 08, las cuales proporciona las prescripciones de obligatorio cumplimiento en el país y que deber ser observadas en el proyecto ejecución y control de obras de hormigón armado, tanto públicas como privadas, para conseguir la seguridad, durabilidad y adecuación a las condiciones de utilización, requeridas en este caso.

2.5.3 Análisis de cargas

El análisis de cargas es un procedimiento que permite conocer las cargas que ejercen sobre los distintos elementos estructurales que integran la construcción debido a su funcionamiento. es decir, las cargas vivas y muertas que en ella actúan durante la operación usual del edificio.

2.5.3.1 Clasificación de las acciones o cargas.

Según la forma de distribución:

- **Superficiales:** Es una carga que está repartida en una superficie. Se expresa en unidades de fuerza sobre unidades de superficie.
- **Lineales:** Es la carga que está repartida sobre una línea, generalmente la origina una superficie (losa) contigua que se apoya en esa línea (viga).
- **Concentradas:** Son aquellas a las que se las considera concentradas en un punto infinitesimal, algo imposible en la práctica.

Según el tiempo de aplicación:

- **Peso propio:** Es la carga debida al elemento resistente. Con las dimensiones calculadas se determinará el peso propio real del elemento.
- **Carga permanente:** Es la carga debida a los pesos de todos los elementos constructivos, instalaciones fijas, entre otros que soporta la estructura.
- **Sobrecarga de uso:** Es la sobrecarga debida al peso de todos los objetos que puedan gravitar por el uso, incluso durante la ejecución.

- **Carga del viento:** Cualquiera de las fuerzas ejercidas por una masa de aire en movimiento, que provoca una presión en ciertas partes de la estructura, mientras que se produce una succión en otras.

Tabla 2.2 Pesos de Fábricas y macizos

ELEMENTO	PESO (Kgf/m ²)
A. Sillería	
De basalto	3.000
De granito	2.800
De caliza compacta o mármol	2.800
De arenisca	2.600
De arenisca porosa o caliza porosa	2.400
B. Mampostería con mortero	
De arenisca	2.400
De basalto	2.700
De caliza compuesta	2.600
De granito	2.600
C. Fábrica de ladrillo	
Cerámico macizo	1.800
Cerámico perforado	1.500
Cerámico hueco	1.200
Silicocalcáreo macizo	2.000
D. Fábrica de bloques	
Bloque hueco de mortero (pesado)	1.600
Bloque hueco de mortero (ligero)	1.300
Bloque hueco de yeso	1.000
E. Hormigones	
De grava, armado	2.400
De grava, en masa	2.200
De cascote de ladrillo	1.900
De escoria	1.600
F. Revestimientos	
Argamasa, cemento, cal y arena	1.900
Argamasa, cemento y arena	2.100
Argamasa de yeso	1.200

Fuente: *Hormigón Armado 15ª Edición*, (García Meseguer, Morán Cabré, & Arroyo Portero, 2009)

Tabla 2.3 Sobrecarga en edificios

USO DEL ELEMENTO	SOBRECARGA (Kgf/m2)
<i>A. Azoteas</i>	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso
<i>B. Viviendas</i>	
Habitaciones en otro caso	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	*
<i>C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.</i>	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escaleras, accesos	300
Locales de reunión y de espectáculo	500
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Balcones volados	*
<i>D. Oficinas y comercios</i>	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	*
<i>E. Edificios docentes</i>	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	*
<i>F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos</i>	
Locales con asientos fijos	300
Locales son asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	*
<i>G. Calzada y garajes</i>	
Solo automóviles de turismo	400
Camiones	1.000

Fuente: (NORMA BÁSICA DE LA EDIFICACIÓN NBE-AE/88, 1988)

2.5.3.2 Acción del viento

Los edificios se comprobarán ante la acción del viento en todas direcciones, independientemente de la existencia de construcciones contiguas medianeras, aunque generalmente bastará la consideración en dos sensiblemente ortogonales cualesquiera.

La acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, que puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Donde:

Q_b: presión dinámica del viento puede adoptarse 0,5 kN/m².

C_e: coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción.

C_p: coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento.

Tabla 2.4 Valores del coeficiente de exposición C_e

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Fuente: (NORMA BÁSICA DE LA EDIFICACIÓN NBE-AE/88, 1988)

Tabla 2.5 Coeficiente eólico en edificios de pisos

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coficiente eólico de presión, c _p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coficiente eólico de succión, c _s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

Fuente: (NORMA BÁSICA DE LA EDIFICACIÓN NBE-AE/88, 1988)

2.5.4 Métodos de los estados límites últimos

El proceso general de cálculo prescrito en el Código Boliviano del Hormigón Armado corresponde al método de los estados límites, dicho cálculo trata de reducir un valor, suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura, o de

una parte de esta, tales que, de alcanzarse ponen la estructura fuera de servicio. En consecuencia, el proceso de cálculo del Código Boliviano del Hormigón consiste en:

1° Obtención del efecto S_d , de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.

2° Obtención de las respuestas R_d , de la estructura correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.

3° El criterio de la aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

Donde:

S_d = Valor de cálculo de la sollicitación actuante

R_d = Valor de cálculo de la resistencia de la estructura

La denominación de estados límites últimos engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura, ya que por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

2.5.4.1 Resistencias de Cálculo

Se considera como resistencias de cálculo o de diseño del hormigón (en compresión f_{cd} o en tracción f_{ctd}) el valor de la resistencia característica adoptada para el proyecto, dividido por un coeficiente de minoración γ_c .

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

Donde:

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón a compresión a los 28 días.

γ_c : Coeficiente de minoración.

Se considera como resistencia de cálculo o de diseño del acero, el valor f_{yd} , dado por:

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

Donde:

f_{yk} : Límite elástico característico del acero.

γ_s : Coeficiente de minoración

2.5.4.2 Coeficientes de minoración de las resistencias de los materiales y mayoración de las cargas

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 2.6 Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales.

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 (1)	0,2
		Normal	0
		Intenso (2)	-0,1
En el caso de las piezas hormigonadas en vertical, la resistencia de proyecto del hormigón deberá minorarse en un 10 %.			
(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto del hormigón mayor de 15 MPa.			
(2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.			

Fuente: (NORMA BOLIVIANA CBH-87, 1987)

Tabla 2.7 Coeficientes de minoración de la resistencia

Coeficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_s = 1.5$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	0,20
		Normal	0
		intenso	-0,10
	Daños previsibles en caso de accidentes	Mínimo	-0,10
		Normal	1
		Intenso	0,20

Fuente: (NORMA BOLIVIANA CBH-87, 1987)

2.5.4.3 Hipótesis de carga

Para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate se consideran las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

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

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

$$\text{Hipótesis III: } 0.8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

G: Valor característico de las cargas permanentes.

Q: Valor característico de las cargas variables, excepto las sísmicas.

Q_{eq} : Valor característico de las cargas variables, durante la acción sísmica.

W: Valor característico de la carga del viento.

F_{eq} : Valor característico de la acción sísmica.

- Efecto desfavorable $\gamma_{fg} = \gamma_{fq} = 1,60$
- Efecto favorable permanente $\gamma_{fg} = 0,90$
- Efecto favorable variable $\gamma_{fq} = 0$

2.5.5 Parámetros de diseño

Los materiales empleados para la fabricación de las piezas de hormigón armado son el hormigón y el acero de refuerzo, que se describen a continuación:

2.5.5.1 Hormigón armado

El hormigón en masa presenta una buena resistencia a compresión, como les ocurre a las piedras naturales, pero ofrece muy escasa resistencia a tracción, por lo que resulta inadecuado para piezas que hayan de trabajar a flexión o tracción. Pero si se refuerza el hormigón en masa disponiendo barras de acero en las zonas de tracción, el material resultante, llamado hormigón armado, está en condiciones de resistir los distintos esfuerzos que se presentan en las construcciones.

- 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 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, lo que causaría una rotura brusca. La norma boliviana de hormigón armado dice “la adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y armadura, a lo largo de toda la longitud de esta y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos”.

2.5.5.2 Acero

El Acero refuerzo está conformado usualmente por barras circulares de acero con deformaciones superficiales apropiadas para proporcionar anclaje y adherencia necesaria. Una vez que las barras estén completamente rodeadas por la masa de hormigón endurecido, comienzan a formar parte integral del elemento. Las armaduras para hormigón son de acero y están constituidas generalmente por: barras lisas o barras corrugadas.

El principal objetivo de las armaduras longitudinales es el de absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa.

Las armaduras transversales se emplean para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas.

Tabla 2.8 Diámetros y áreas de barras corrugadas

Diámetro mm	4	6	8	10	12	16	20	25	32
Área cm ²	0,126	0,283	0,503	0,785	1,131	2,011	3,142	4,909	8,042

Fuente: (NORMA BOLIVIANA CBH-87, 1987)

- **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 colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras o espacios vacíos. La Norma Boliviana de Hormigón Armado 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 $\varnothing \leq 32\text{mm}$ (una sobre otra), e incluso tres barras de $\varnothing \leq 25\text{mm}$. El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica recomendable cuando haya gran densidad de armaduras para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras queden envueltas por él.

- Distancia a los paramentos

Se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza. El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aún que su espesor.

Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes con las que recomendamos a continuación:

- a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.
- b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1,5cm.

Tabla 2.9 Recubrimientos mínimos

Para losas y parámetros en el interior de los edificios	1,5 cm
Para losas y paredes al aire libre	1,5 cm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1,5 cm
Para vigas y pilares al aire libre	2 cm

Para piezas en contacto con el suelo	3 cm
Para un hormigón en medio fuerte agresivo	4 cm

Fuente: (NORMA BOLIVIANA CBH-87, 1987)

- 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 que los utilizados en este 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 2.10 Radios de curvatura para ganchos y estribos

Clase de barras corrugadas	Ganchos y patillas		Barras levantadas o curvadas	
	Diámetro de la barra \emptyset		Diámetro de la barra \emptyset	
	$< 20 \text{ mm}$	$\geq 20 \text{ mm}$	$\leq 25 \text{ mm}$	$> 25 \text{ mm}$
B 400 S y B 400 SD	4 \emptyset	7 \emptyset	10 \emptyset	12 \emptyset
B 500 S y B 500 SD	4 \emptyset	7 \emptyset	12 \emptyset	14 \emptyset

Fuente: Hormigón Armado 15^o Edición, (García Meseguer, Morán Cabré, & Arroyo Portero, 2009)

- Anclaje de barras corrugadas

La longitud de anclaje por prolongación recta, l_b , tanto en tracción como en compresión, se puede calcular a partir de la tensión de adherencia f_{bd} , simplemente calculando la longitud necesaria para anclar por adherencia la fuerza $A_s f_{yd}$ que puede ejercer la barra:

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

Barras en posición I:

$$l_b = m_1 \emptyset^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \emptyset \leq 15 \text{ cm}$$

Barras en posición II:

$$l_b = 1,4 m_1 \varnothing \leq \frac{f_{yk}}{14} \varnothing \leq 15 \text{ cm}$$

Donde:

l_b = Longitud de anclaje por prolongación recta, en cm.

f_{yk} = Límite elástico característico del acero, en N/mm².

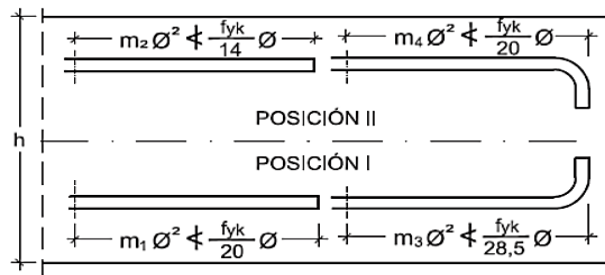
\varnothing = Diámetro de la barra, en cm.

m_1 = Valores dados en la tabla

$m_2 = 1,4 m_1$

En la figura 2.2 se indican las longitudes prácticas de anclaje de barras corrugadas, con los valores de los coeficientes m

Figura N° 2.2 Longitudes de anclaje en centímetros



Fuente: Hormigón Armado 15ª Edición, (García Meseguer, Morán Cabré, & Arroyo Portero, 2009)

2.5.6 Cálculo de secciones sometidas a acciones y esfuerzos normales

2.5.6.1 Hipótesis básicas

Para el cálculo de secciones en agotamiento, o estados límites últimos, se tendrán en cuenta las siguientes hipótesis:

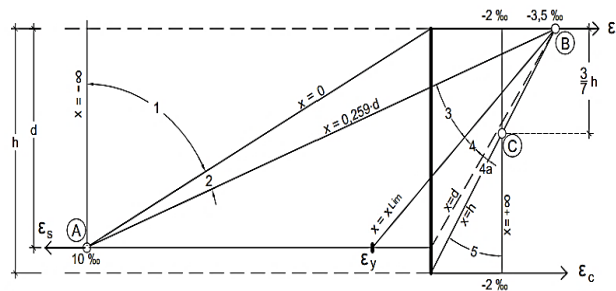
- De acuerdo con el teorema de Bernoulli: Las secciones inicialmente planas permanecen planas al ser sometidas a la sollicitación. Esta relación es válida para piezas en las que la relación de la distancia entre puntos de momento nulo, al canto total sea l_0 / h sea superior a 2.
- Se supone una adherencia total del acero y el hormigón
- Se considera despreciable la resistencia a la tracción del hormigón.

- d) Se admite que el acortamiento unitario máximo del hormigón es igual a:
- 0.0035 en flexión simple o compuesta, recta o esviada.
 - 0.002 en compresión simple.
- e) El alargamiento unitario máximo de la armadura se toma igual a 0.010.
- f) Se aplicarán a las secciones las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos igualando la resultante de las tensiones del hormigón y el acero (solicitud resistente) con la solicitud actuante.

2.5.6.2 Dominios de deformación

Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres puntos A, B, o C definidos en la figura 2.3.

Figura N° 2.3 Dominios de Deformación



Fuente: Hormigón Armado 15ª Edición, (García Meseguer, Morán Cabré, & Arroyo Portero, 2009)

Dominio 1: Tracción simple o compuesta. Toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran en torno al punto A, correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado del 10 por mil.

Dominio 2: Flexión simple o compuesta. El acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación giran en torno al punto A.

Dominio 3: Flexión simple o compuesta. La resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón: $\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ por mil}$

El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y el ε_v siendo el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

Dominio 4: Flexión simple o compuesta. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ε_y y “0” y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3.5 por mil.

Dominio 4^a: Flexión compuesta. Todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona del hormigón en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B.

Dominio 5: Compresión simple o compuesta. Ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión $\varepsilon_{cu} = 2$ por mil

Tabla 2.11 Tabla universal para flexión simple

ξ	μ	ω		ξ	μ	ω	
0,0816	0,03	0,0308		0,2636	0,19	0,2134	
0,0953	0,04	0,0414		0,2796	0,2	0,2263	
0,1078	0,05	0,052	D	0,2958	0,21	0,2395	
0,1194	0,06	0,0627	O	0,3123	0,22	0,2529	
0,1306	0,07	0,0735	M	0,3292	0,23	0,2665	D
0,1413	0,08	0,0844	I	0,3464	0,24	0,2804	O
0,1518	0,09	0,0953	N	0,3639	0,25	0,2946	M
0,1623	0,1	0,1064	I	0,3818	0,26	0,3091	I
0,1729	0,11	0,1177	O	0,4001	0,27	0,3239	N
0,1836	0,12	0,1291		0,4189	0,28	0,3391	I
0,1944	0,13	0,1407		0,4381	0,29	0,3546	O
0,2054	0,14	0,1524	2	0,45	0,2961	0,3643	
0,2165	0,15	0,1643		0,4577	0,3	0,3706	3
0,2277	0,16	0,1762		0,478	0,31	0,3869	
0,2391	0,17	0,1884		0,4988	0,32	0,4038	
0,2507	0,18	0,2008		0,5202	0,33	0,4211	
0,2592	0,1872	0,2098		0,5423	0,34	0,439	
				0,5652	0,35	0,4576	
				0,589	0,36	0,4768	
				0,6137	0,37	0,4968	
				0,6168	0,3712	0,4993	

Fuente: Hormigón Armado 15ª Edición, (García Meseguer, Morán Cabré, & Arroyo Portero, 2009)

2.5.7 Elementos estructurales

2.5.7.1 Diseño de losas

- Losa alivianada con viguetas presforzadas

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 a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión.

La separación entre viguetas depende de las dimensiones del complemento aligerante que se utilice, normalmente oscila entre 50 y 60 cm. Medida centro a centro de viguetas, la altura del complemento aligerante depende del claro de la losa y existen desde 10 a 25 cm.

2.5.8 Sustentación de la edificación

2.5.8.1 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, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

- Diseño de viga a flexión simple

Primero se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s

$$Md = \gamma_s * M$$

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

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

Donde:

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 llamado “canto útil”)

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón.

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

El valor μ_{lim} , se determina con el coeficiente básico $\gamma_s = 1.15$ expresado en la Norma CBH-87 y se obtiene los siguientes Valores Límites que pertenecen al dominio 3.

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 obtiene la cuantía mecánica de la armadura de la tabla 2.11

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

$$As = w * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

W = Cuantía mecánica de la armadura

Fyd = Resistencia de cálculo del acero

As = Área de la armadura a tracción.

3) Calcular la armadura mínima

El valor aproximado de este esfuerzo, en sección rectangular, es

$$As_{min} = w_{min} * b_w * d$$

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

Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo

$$si; \mu_{lim} \leq \mu_d \text{ necesita armadura a compresion}$$

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión.

Tabla 2.12 Cuantías geométricas, mínimas, referidas a la sección total de hormigón, en tanto por mil.

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

(*) Cuantía mínima de la armadura longitudinal.
 (**) Cuantía mínima de cada una de las armaduras. Longitudinal y transversal. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren estudio especial.
 (***) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer, en la cara opuesta, una armadura mínima, igual al 30 % de la consignada.
 (****) Cuantía mínima de la armadura total, en la dirección considerada. Esta armadura total debe distribuirse entre las dos caras, de forma que ninguna de ellas tenga una cuantía inferior a un tercio de la indicada.
 Los muros que deban cumplir requisitos de estanquidad. Requieren estudio especial.

Fuente: (NORMA BOLIVIANA CBH-87, 1987)

- Canto mínimo sin armadura de compresión

Generalmente se adopta el ancho b de la sección y, por lo tanto, las únicas incógnitas son el canto útil d y la armadura a tracción. Por definición el canto mínimo corresponde a una profundidad del eje neutro igual al valor límite y se determina una altura útil mínima:

$$d_{min} = 1.69 * \sqrt{\frac{Md}{bw * f_{cd}}}$$

- Diseño de viga a corte

En el dimensionamiento a cortante en la situación de rotura suele admitirse la colaboración del hormigón, resultando una fórmula aditiva que suma la contribución del mismo con las armaduras.

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

- Procedimiento de cálculo

Una vez organizadas las armaduras longitudinales en tracción y conocida la sección en que deja de ser necesaria cada barra, hay que comprobar las distintas secciones. Se comienza por determinar el esfuerzo cortante absorbido por el hormigón “ V_{cu} ” y el cortante máximo de agotamiento por compresión del alma, “ V_{ou} ”.

$$V_{cu} = f_{vd} * b * d$$

$$V_{ou} = 0.3 * f_{cd} * b * d$$

Donde:

d = Canto útil.

b = Ancho del alma.

F_{cv} = resistencia virtual a cortante del hormigón

F_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón (Kp/cm^2).

$$f_{cv} = \frac{0.18}{\gamma_c} * \xi * (100\rho * \rho * f_{ck})^{1/3}$$

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

a) Si $V_d \leq V_{cu}$, el hormigón de la pieza resiste por sí sólo el esfuerzo cortante, y la viga no necesita, teóricamente, armadura transversal. No obstante, es necesario colocar unos cercos o estribos de seguridad cuyo diámetro no sea inferior a 6 mm, ni la cuarta parte del diámetro correspondiente a las armaduras principales. La separación de dichos estribos debe ser:

$$s \leq 0.75 * d$$

$$s \leq 30cm$$

- **Cuantía mínima**

Para que la armadura transversal pueda tenerse en cuenta en la resistencia a esfuerzo cortante su cuantía mínima debe ser igual o mayor de 0.02:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.02 * f_{cd} * b * 100}{f_{yd}}$$

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

b) Si $V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$, hay que determinar la altura transversal necesaria correspondiente al esfuerzo cortante residual

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

Se calcula entonces:

$$A_s = \frac{V_{su} * s}{0.9 * d * f_{yd}}$$

Donde:

A_s = Área de acero necesaria para resistir el cortante.

s = Separación de estribos (como una regla práctica se puede tomar 100 cm y determinar la armadura para cortante cada metro).

d = Canto útil.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

a) Si $V_d > V_{ou}$, es necesario aumentar las dimensiones de la sección.

2.5.8.2 Columnas

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

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

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos.

Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

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

- Armaduras longitudinales

Tendrán un diámetro no menor de 1.2cm 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.

- 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 pandeo.

- 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.

Cuantías límites

Se recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A1 y A2 las siguientes limitaciones:

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

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

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

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

Que, para el caso de compresión simple, con armadura simétrica total A_s , puede ponerse en la forma:

$$A_s * f_{yd} \geq 0.1 * N_d$$

$$A_s * f_{yd} \leq A_c * f_{cd}$$

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 5000kg/cm².

A_1 y A_2 = Armaduras longitudinales de las piezas a compresión simple o compuesta.

N_d = Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

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

- 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.

Con el objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq b_e$$

Siendo (b_e) la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. Es aconsejable no adoptar para S valores mayores de 30cm.

- Pandeo en piezas comprimidas de hormigón armado

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_o 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.

Tabla 2.13 Longitud de pandeo de las piezas aisladas

Sustentación de la pieza de longitud l .	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 CBH-87, 1987)

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

$$l_o = k * l$$

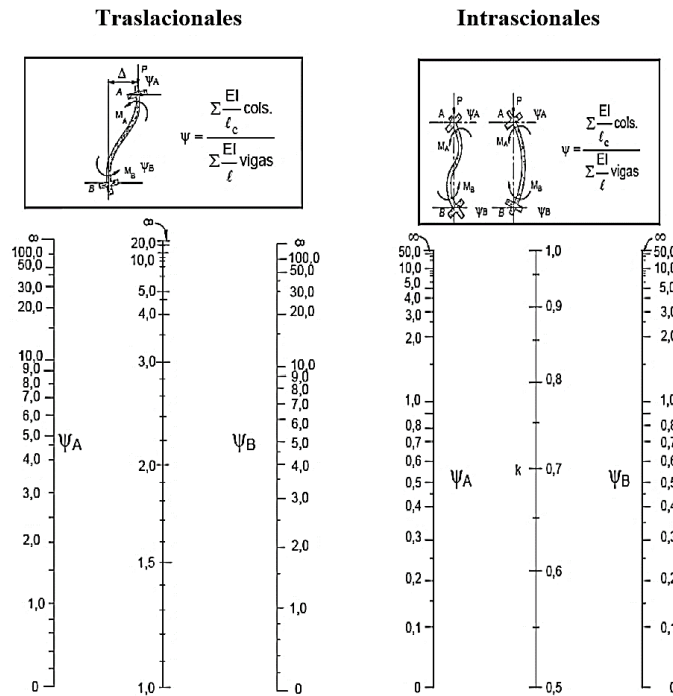
Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

$$\psi_A = \frac{\Sigma \left(\frac{EI}{l} \right) \text{ de todos los pilares}}{\Sigma \left(\frac{EI}{l} \right) \text{ de todas las vigas}} \quad (\text{igual para } \psi_B)$$

$$\alpha = \frac{0,64 + 1,4 \cdot (\psi_A + \psi_B) + 3 \cdot \psi_A \cdot \psi_B}{1,28 + 2 \cdot (\psi_A + \psi_B) + 3 \cdot \psi_A \cdot \psi_B} \quad \text{en pórticos intraslacionales}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (\psi_A + \psi_B) + 1,6 \cdot \psi_A \cdot \psi_B}{7,5 + \psi_A + \psi_B}} \quad \text{en pórticos traslacionales}$$

Figura N° 2.4 Pórticos



Fuente: (NORMA BOLIVIANA CBH-87, 1987)

- **Esbeltez geométrica y mecánica.**

$$\lambda = \frac{l_o}{\sqrt{I/A}} \leq 35 \quad \text{Esbeltez mecánica}$$

$$\lambda = \frac{l_o}{h} \leq 10 \quad \text{Esbeltez geométrica}$$

La pieza puede considerarse corta

Donde:

l_o : Longitud de pandeo

i : Radio de giro

k : Coeficiente de pandeo

Los valores límites para la esbeltez mecánica son los que mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < \lambda_{\text{lím}}$ la pieza puede considerarse corta, despreciándose los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación de pandeo. Según la Instrucción española $\lambda_{\text{lím}}$ está asociada a una pérdida de capacidad resistente menor del 10 % respecto del soporte considerado corto, y vale:

$$\lambda_{lim} = 35 \sqrt{\frac{C}{v} \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} < 100$$

Donde:

v = Axil reducido de cálculo que solicita al soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

e1 = Mayor excentricidad de cálculo de primer orden del soporte.

e2 = Menor excentricidad de cálculo de primer orden del soporte.

h = Dimensión del soporte en el plano de flexión considerado.

C = Coeficiente que depende de la disposición de armadura: 0,24 para armadura simétrica en las dos caras

- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_o < 58$), debe aplicarse el método general, para soportes de secciones y armadura constante.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_o > 58$).

- **Compresión simple**

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el *baricentro plástico de la sección*. En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental.

- **Excentricidad mínima de cálculo**

Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro, la Norma Boliviana del hormigón armado considera una excentricidad constructiva:

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

Donde:

h: Canto total en la dirección considerada

- **Excentricidad de primer orden**

Sera la correspondiente al extremo de mayor momento

$$e_o = \frac{M}{N_d}$$

- **Armadura Longitudinal**

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y situarán en las proximidades de las caras del pilar.

Momento reducido.

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_o}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}}$$

Axil reducido.

$$v = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}}$$

De los ábacos en roseta para flexión esviada se puede obtener el valor de “w”

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

La armadura mínima es:

$$A_{s \min} = 0,002 \cdot A_c$$

Siendo A_c : Área de la sección bruta del hormigón.

- **Armadura transversal**

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

$$S < 15 * \emptyset$$

2.5.9 Fundaciones

Las estructuras de hormigón armado que se apoyan en el suelo, como ser edificios, puentes, están formados básicamente por dos partes, la superior o superestructura y la inferior o fundación.

Entonces la fundación de una estructura se define como aquella parte de la edificación que está en contacto directo con el terreno, teniendo esta la función de distribuir las cargas provenientes de la superestructura al suelo en que descansa de manera que el Suelo sea capaz de resistirlo, y no sufra asentamientos mayores a los permitidos por el análisis estructural.

2.5.9.1 Fundaciones superficiales

Se conoce como fundación superficial o directa cuando el plano de asiento de las fundaciones se encuentra a poca profundidad. Este tipo de fundaciones está limitado para edificaciones que transmiten al suelo cargas bajas, además supone una condición del suelo en contacto con el concreto de muy buena capacidad resistente de apoyo.

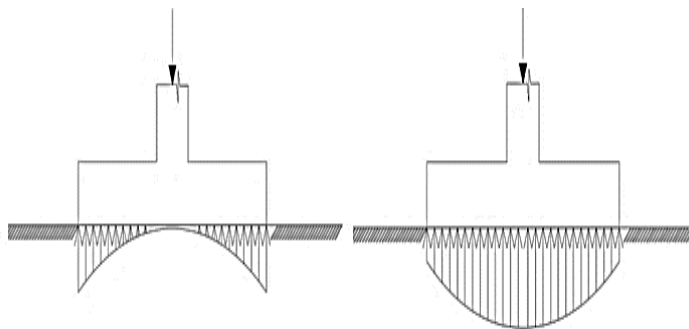
- Tipos de fundaciones superficiales

- **Zapatas Aisladas:** Son las que transmiten la carga de una sola columna al suelo. Este tipo de zapatas puede ser de diversas formas geométricas de acuerdo a las necesidades, su uso es indicado para casos en los que la carga es pequeña como edificaciones menores a cinco plantas y/o a suelo que tenga buena resistencia.
- **Zapatas Combinada:** Las zapatas combinadas generalmente se las emplea cuando se tiene dos columnas cercanas o cuando una de ellas se sitúa en el límite de propiedad del terreno, de tal forma que la unión entre ambas zapatas contrarresta la excentricidad de estas.

2.5.9.2 Zapatas aisladas

Las zapatas aisladas son losas de cimentación normalmente de concreto reforzado con dimensiones largo L y ancho B con relación L/B que no excede a 1.5 la cimentación debe soportar la carga de las columnas. En este caso cada Zapata puede ser independiente una de otra por lo que se requiere que los asentamientos diferenciales entre ellas no excedan los asentamientos totales o diferenciales permitidos. Los asentamientos diferenciales pueden reducirse seleccionando el área apropiada del contacto de la Zapata y en ocasiones usando la rigidez de la superestructura.

Figura N° 2.5 Distribución de zapatas en suelos cohesivos y poco cohesivos.



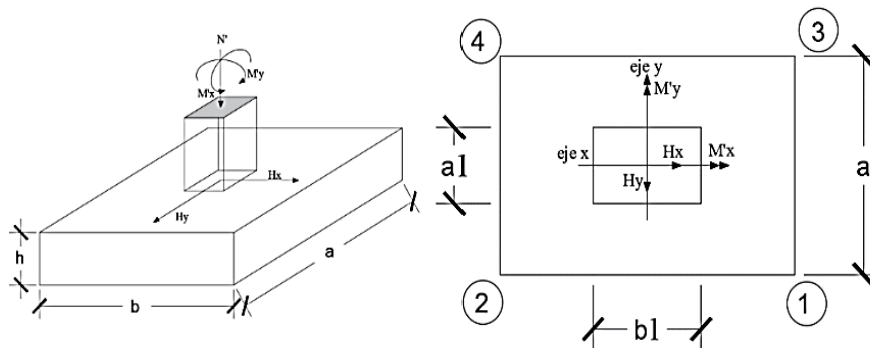
Fuente: (Braja M. Das Fundamentos de ingeniería geotécnica)

En el diseño (práctica profesional) se hacen las siguientes hipótesis:

- 1) La distribución de presiones es lineal,
- 2) la losa de la Zapata se considera rígida,
- 3) No se admiten tensiones en el terreno.

- **Dimensionamiento de zapata**

Figura N° 2.6 Solicitaciones presentes en una zapata aislada



Fuente: (Braja M. Das Fundamentos de ingeniería geotécnica)

Datos:

$M'x$ = Momento en el eje x.

$M'y$ = Momento en el eje y.

Vy = Cortante en el eje y.

Vx = Cortante en el eje x.

N' = Carga total que llega a la zapata.

$\bar{\sigma}_{adm}$ = Esfuerzo admisible del suelo.

Una vez definidos todos nuestros datos, se precede a calcular la zapata con los siguientes pasos:

Determinar el peso total “N” que soportara la zapata: Primeramente, se aproximamos el peso de la zapata como el 10% del peso total “N” que llega a la zapata, entonces el peso total “N” es:

$$N = 1.05 N$$

Determinar las dimensiones “a” y “b” de la base de la zapata: La zapata necesita un área, de tal forma que el esfuerzo máximo que se presente en la zapata no supere al esfuerzo admisible del suelo, entonces se calcula primero un área necesaria dada por:

$$A_{nec} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

Se escoge un área “A” mayor a la necesaria, y con este valor se determina las dimensiones tentativas de “a” y “b” tal que:

$$A = a \cdot b$$

Debe recordarse que los valores de “a” y “b” deben ser dimensiones constructivas.

Escogidos los valores de “a” y “b” se calcula el esfuerzo máximo “ σ_1 ” que se presentará en la zapata dado por:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6My}{ab^2} + \frac{6Mx}{ba^2}$$

En esta etapa hay que verificar que:

$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$$

Si no cumple se debe escoger otro valor de área y determinar los valores de “a” y “b” para luego repetir el paso de calcular el esfuerzo máximo en la zapata y verificar que se cumpla la desigualdad

$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$$

- **Pre dimensionado de zapata aislada**

El área de la zapata (A_z) es:

$$A = a * b \geq \frac{Nd}{k * Q_{adm}}$$

$$a = b = \sqrt{A_z}$$

El vuelo de la zapata es:

$$v = b - b * 0.5 - b1 * 0.5$$

El canto (h) de la zapata es igual a la mitad del vuelo de la zapata.

$$h = \frac{v}{2}$$

Se determina la carga real “N” que actuará en la zapata: Con las dimensiones ya definidas se calcula el peso real de la zapata dada por:

$$\text{Peso zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * a * b * h = 2.4 \left(\frac{\text{tn}}{\text{m}^3} \right) * a * b * h$$

Luego se calcula el peso real que actuará en la zapata.

$$N = N' + (\text{Peso Zapata})$$

- **Cálculo de los momentos corregidos**

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

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

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

- **Cálculo de los esfuerzos en la zapata**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6M_y}{a * b^2} + \frac{6M_x}{b * a^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{6M_y}{a * b^2} + \frac{6M_x}{b * a^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{A} + \frac{6M_y}{a * b^2} - \frac{6M_x}{b * a^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{N}{A} - \frac{6M_y}{a * b^2} - \frac{6M_x}{b * a^2}$$

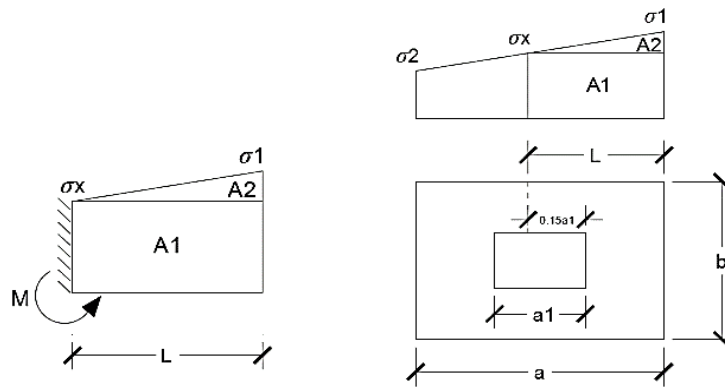
Luego se debe de verificar:

$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$$

Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la zapata.

Cálculo del momento de diseño: Para el momento de diseño se escoge el sector más comprimido y se halla el momento a una distancia del 0.15 a 1.

Figura N° 2.7 Momentos de Diseño



Fuente: (NORMA BOLIVIANA CBH-87, 1987)

De la figura 2.11 se pueden deducir las siguientes ecuaciones:

$$L = \frac{a - a1}{2} + 0.15 * a1$$

$$\sigma_x = \sigma1 - \frac{L}{a} * (\sigma1 - \sigma2)$$

Donde el momento viene dado por la siguiente expresión:

$$M_d = \sigma_x * \frac{k^2}{2} + (\sigma_4 - \sigma_x) * \frac{k}{2} * \frac{2 * k}{3}$$

Cálculo del área de acero: Con el momento de diseño expresado en (Kg. cm) se determina el momento reducido dado por:

$$\mu = \frac{Md}{b * d^2 * f_{cd}}$$

Donde:

b = 100 cm. (por metro).

d = canto útil.

f_{cd} = Resistencia de diseño del Hormigón.

M_d = Momento de diseño.

Con este valor se determinará la cuantía mecánica de acero dada por:

$$\omega = \mu * (1 + \mu)$$

Con este valor se determina el área de acero por metro.

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

- Verificación al vuelco

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Na}{2 * My} \\ \frac{Nb}{2 * Mx} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

- Verificación al punzonamiento

$$V_{cu} > V_d$$

$$V_{cu} = 2 * f_{cv} * P_c * d$$

$$P_c = 2 * [(a_1 + d) + (b_1 + d)]$$

$$V_d = \sigma_{max} * [a * b - (b_1 + d) * (a_1 + d)]$$

- Verificación a corte por flexión:

$$V_{cu2} > V_{d2}$$

$$V_{cu} = f_{cv} * b * d$$

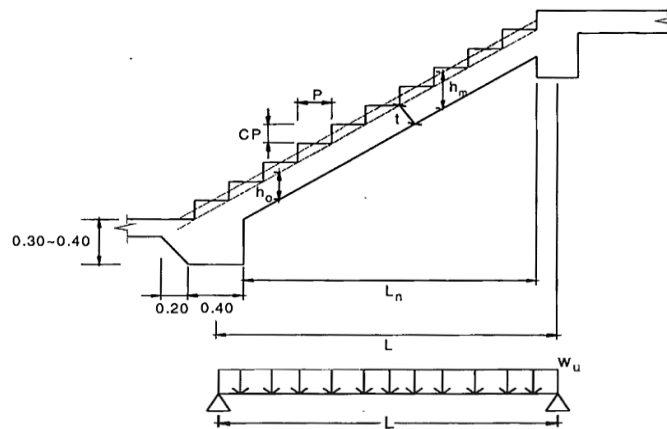
$$V_{d2} = \frac{\sigma_{max}}{2} * b * (a - a_1 - d)$$

2.5.10 Estructuras complementarias

2.5.10.1 Escaleras

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

Figura N° 2.8 Partes componentes de una escalera.



Fuente: (MORALES MORALES)

Las partes que puede tener una escalera son:

- Tramo: Sucesión ininterrumpida de escalones entre descansos.
- Descanso: Parte horizontal más extensa que limita los tramos entre los niveles de piso, de un ancho no menor a 3 huellas. Cada nivel de piso es descanso principal.
- Huella: Parte horizontal del escalón.
- Contrahuella: Parte vertical del escalón.
- Baranda: Protección de la escalera.

Proceso de cálculo

Para el cálculo de escaleras no existe una metodología normada, por lo que, comúnmente se las calcula como losas macizas, representadas por vigas en su mayor longitud, variando de acuerdo a diferentes análisis los tipos de apoyos longitudinales que puedan tener.

- Dimensionamiento de la escalera

a) Espesor de la losa

$$\left. \begin{array}{l} t = \frac{L_n}{20} \\ t = \frac{L_n}{25} \end{array} \right\} \text{Promedio } t$$

Donde:

t = Espesor de la losa (cm).

L_n = Longitud horizontal de la escalera (cm).

b) Ángulo de inclinación de la huella

$$\cos \alpha = \frac{P}{\sqrt{P^2 + Cp^2}}$$

Donde:

P = Longitud del paso (cm).

C_p = Longitud del contrapaso (cm).

c) Altura inicial

$$h = \frac{t}{\cos \alpha}$$

d) Altura media

$$h_m = h + \frac{C_p}{2}$$

- **Cargas que actúan sobre la escalera**

a) Peso propio de la escalera

1. Losa de los tramos de subida y bajada

$$P.P._j = \gamma_{H^o} \cdot h_m \cdot b$$

2. Losa de descanso

$$P.P._- = \gamma_{H^o} \cdot t \cdot b$$

Donde:

b = Base de la losa.

- b) Cargas permanentes:** La sobrecarga por el peso de acabados además se debe tomar en cuenta el peso del barandado. y por lo tanto la carga permanente será:

$$C.P. = C.P. acab + C.P. bar$$

- c) Carga de diseño:** La sobrecarga de diseño

$$q_d = SC \cdot b$$

De esta manera se obtendrán las cargas en la losa de descanso y en la losa de subida y bajada:

$$q_{u/j} = 1.6(P.P._j + C.P. + q_{d/j})$$

$$q_{u-} = 1.6(P.P._- + C.P. + q_{d-})$$

- **Cálculo de las armaduras**

Se debe realizar la mayoración de las solicitaciones, calcular el Momento reducido de cálculo (μ_d) y posteriormente se debe determinar el momento reducido límite (μ_{lim}).

a) Armadura positiva

Con μ_d se obtiene una cuantía mecánica de w y posteriormente la determinación de la armadura (A_s).

b) Armadura mínima

Determinación de la armadura mínima con una cuantía geométrica mínima. En seguida, se toma el mayor valor entre la armadura positiva y la armadura mínima.

c) Refuerzo de momento negativo

Se debe idealizar una viga biempotrada a manera de determinar el momento máximo negativo que solicita la escalera. Se debe calcular la armadura requerida para soportar el momento flector máximo negativo.

Determinación de la armadura negativa (A_s).

Con μ_d se obtiene una cuantía mecánica de w .

El refuerzo negativo debe ser igual al mayor valor entre la armadura negativa calculada para el momento máximo negativo o la armadura mínima negativa (calculada con la cuantía mínima).

- **Disposición de las armaduras**

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot \Phi^2 \cdot N_{barras}$$

Donde:

Φ = Diámetro de los aceros.

s = Separación entre barras.

r = Recubrimiento.

2.5.10.2 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 asientos de los apoyos. Excepto en el caso de los asientos, normalmente, sólo se tienen en cuenta los efectos de estos movimientos en dirección horizontal. Su magnitud puede determinarse previamente, con exactitud, mediante el cálculo. En principio, las juntas de dilatación deben afectar a todos los elementos de la estructura, incluidos los secundarios, tales como muros medianeros o de fachada, por ejemplo, a no ser que se trate de elementos rigurosamente estables. Las juntas de dilatación deberán asegurar la estanquidad y el aislamiento térmico y acústico, de la misma manera que el resto de los elementos de la estructura. 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.

2.6 Estrategia Para La Ejecución Del Proyecto

2.6.1 Especificaciones técnicas

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

En cualquier caso, el Pliego de Especificaciones Técnicas establecerá necesariamente, los siguientes datos de los materiales para la obra:

- Tipo, clase y categoría del cemento.
- Tipos de acero.
- Resistencia especificada para el hormigón

Si para una misma obra se prevén distintos tipos de un mismo material, se detallarán, separadamente, cada uno de ellos, indicándose las zonas en que habrá de emplearlos.

En relación con el proceso de ejecución de la obra, se deberán detallar los siguientes aspectos:

- Disposiciones de cimbra y encofrados, cuando no sean las usuales.
- Proceso de hormigonado, con especial referencia a las juntas (dilatación, hormigonado, etc.).
- Proceso de curado, tiempo y condiciones en que debe efectuarse.
- Proceso de desencofrado y descimbramiento.
- Tolerancias dimensionales.

En el Pliego de Especificaciones Técnicas, se hará constar el valor máximo de la carga para la cual, de acuerdo con los datos facilitados por el proyectista, se permite la utilización de la estructura. Este valor habrá de figurar en una placa, de material indestructible, que se mantendrá permanentemente colocada en un lugar adecuado de la construcción, para la debida información de los usuarios, durante la vida de servicio de la estructura.

2.6.2 Cálculos métricos

En todo proyecto se deberán incluir un detallado y completo cálculo métrico, y/o mediciones su caso, tanto de las cantidades de hormigón y acero a utilizarse en la construcción de la estructura como de las excavaciones y rellenos, y de los encofrados, cimbras y demás elementos auxiliares requeridos. Por otra parte, deberán especificarse también las características correspondientes a dichos materiales, necesarios para poder efectuar su correcta valoración al confeccionar el presupuesto de la obra.

Se recomienda realizar las mediciones, expresando: las excavaciones y rellenos, en metros cúbicos; los encofrados, en metros cuadrados; los hormigones, en metros Cúbicos; las armaduras en kilogramos, las cimbras o elementos auxiliares que se requieran de acuerdo con el proceso de construcción previsto.

El incluir por separado, y con sus precios independientes, el hormigón, el acero, las excavaciones y las cimbras, permite darse cuenta de la importancia relativa del costo de cada uno de estos elementos y, sobre todo, permite valorar justamente cualquier modificación que pueda introducirse, después, en los volúmenes de las distintas unidades de obra.

2.6.3 Presupuesto

El presupuesto podrá estar integrado por partidas o ítems parciales, con expresión de los diferentes precios unitarios descompuestos.

El cálculo de los precios de las distintas unidades de obra se basará en la determinación de los costos directos o indirectos, precisos para su ejecución.

Se consideran costos directos:

- La mano de obra, con sus cargas y seguros sociales.
- Los materiales, a los precios resultantes a pie de obra, que queden integrados en la unidad de que se trate y/o que sean necesarios para su ejecución
- Los gastos de personal, combustible, energía, etc., que tenga lugar por el accionamiento o funcionamiento de la maquinaria e instalaciones utilizadas en la ejecución de la unidad de obra.
- Los gastos de amortización y conservación de herramientas, y de la maquinaria e instalaciones anteriormente citadas

Se consideran costos indirectos:

- Los gastos de instalación de oficinas a pie de obra, comunicaciones, edificación de almacenes, talleres, pabellones temporales para obreros, laboratorios, etc.
- Los gastos del personal técnico y administrativo adscrito exclusivamente a la obra.
- Los costos de ensayos, controles de calidad, pruebas de laboratorio.
- Los gastos generales y utilidades del constructor, y los imprevistos.

Todos estos gastos, excepto aquellos que figuren en el presupuesto valorados en unidades de obra, o en partidas alzadas, se cifran en un porcentaje de los costos directos, igual para todas las unidades de obra: porcentaje que fijara, en cada caso, el Autor del Proyecto, a la vista de la naturaleza de la obra proyectada, de la importancia de su presupuesto y de su posible plazo de ejecución.

2.6.4 Planteamiento y cronograma

Desde el punto de vista económico, las diferentes posibilidades constructivas tipológicas, pueden dar a lugar a costos de ejecución y plazos muy diferentes. Para poder realizar un proyecto en tiempo y costo adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra. Partiendo de aquí se puede entender como la planificación a la formulación de un proyecto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización proyecto. Tanto la planificación como la programación de una obra se realizan antes de comenzar el proyecto, y son herramientas importantes para poder controlar el mismo. Aunque a veces es necesario reprogramar y replantear.

Las técnicas comúnmente usadas en la programación de una obra son:

- Método de la ruta crítica.
- Diagrama de tiempo y espacio: Para el presente proyecto se seleccionó la técnica del diagrama de GANTT o Diagrama de Barras

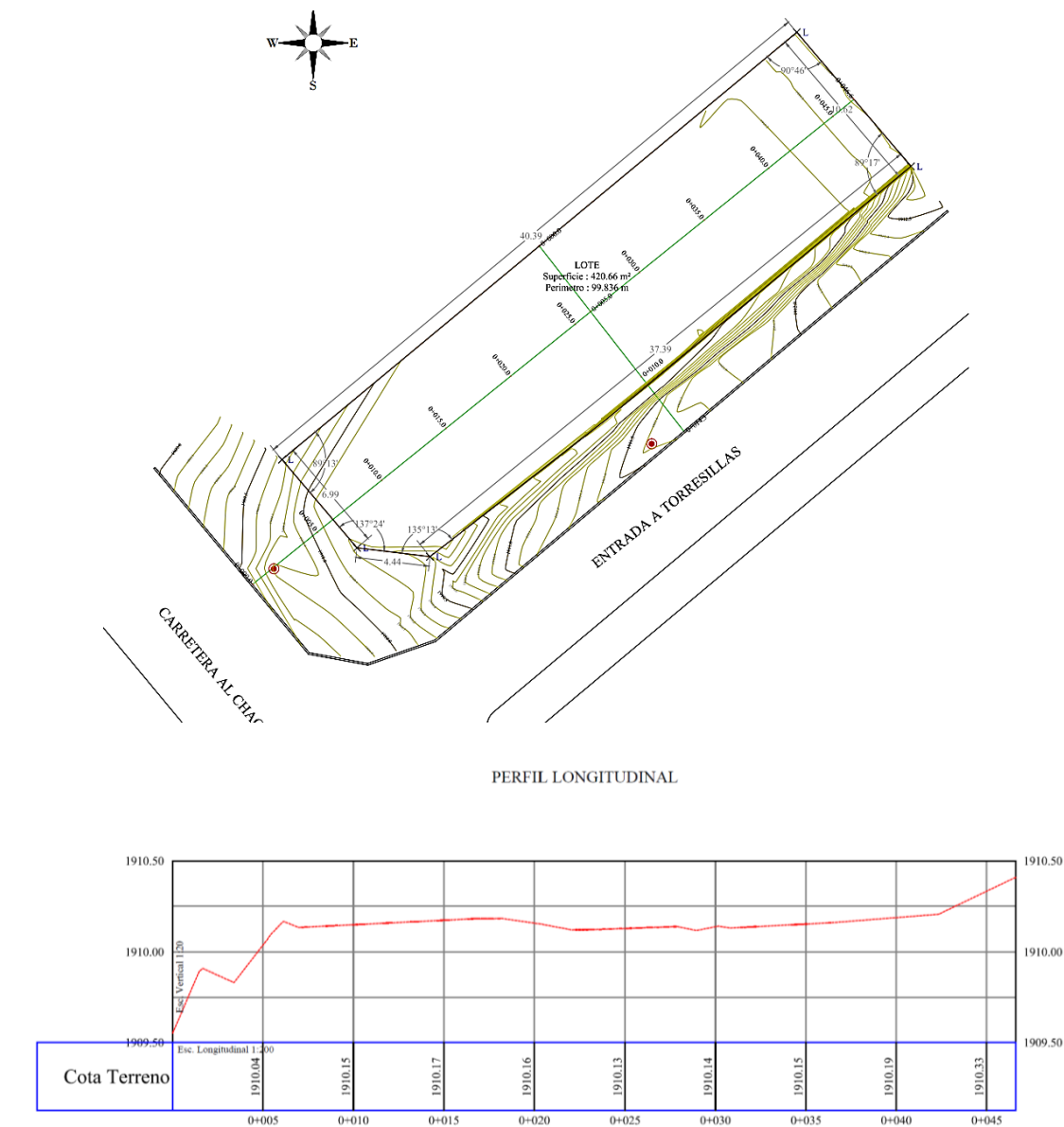
CAPÍTULO III

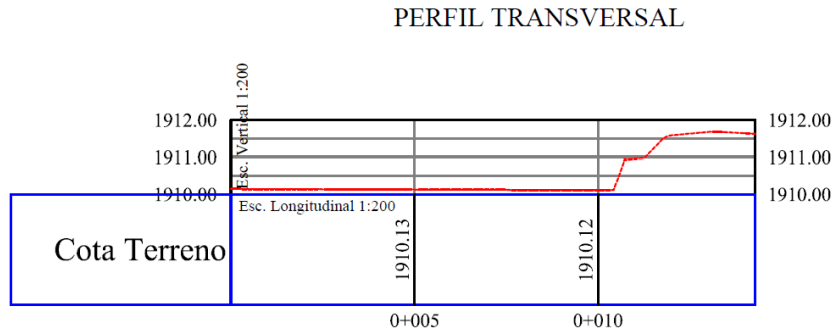
3 INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Análisis De La Topografía

El levantamiento topográfico fue realizado usando el equipo topográfico la estación total, de forma que se obtiene las curvas de nivel y puntos límites de área de proyecto. (ver anexo, A.1. Levantamiento topográfico). El terreno para el proyecto cuenta con un área de 420.66 m² y un perímetro de 99.836 m; topográficamente el área de construcción según el levantamiento topográfico es semiplana.

Figura N° 3.1 Topografía del terreno.





Fuente: Adaptado de Anexo, A.1 Levantamiento topográfico

Figura N° 3.2 Coordenadas Geográficas WGS 84 UTM Zona 20 Sud

TABLA DE PUNTOS				
N° PUNTO	ELEVACIÓN	NORTE	ESTE	DESCRIPCIÓN
20	1909.65	7615094.72	325769.14	L
21	1910.22	7615089.40	325773.68	L
34	1910.34	7615088.86	325778.09	L
75	1910.40	7615112.42	325807.12	L
97	1910.41	7615120.50	325800.23	L

Fuente: Adaptado de Anexo, A.1 Levantamiento topográfico

3.2 Análisis del estudio de suelos

Para el estudio de las fundaciones, se realizó dos sondeos con equipo S.P.T. automático, para la extracción de muestras de cada perforación.

En base a los resultados obtenidos en los ensayos de cada muestra, hasta la profundidad estudiada está compuesto por suelos arcillosos según clasificación SUCS como CL (arcilla de baja plasticidad) y CH (arcilla de alta plasticidad).

Figura N° 3.3 Ubicación de los sondeos en el terreno.



Fuente: Adaptado de Anexo, A.2 Estudio de Suelos.

Los estratos según el informe geotécnico realizado por INGEOSUD “Laboratorio de Suelos” (ver anexo, A.2 Estudio de suelos), muestra una estratigráfica del suelo arcilloso como se muestra en la figura 3.3. El ensayo de SPT se realizó hasta una profundidad de 8 m. respecto a la cota +/-0 en ambos puntos de sondeo.

Figura N° 3.4 Resultados del estudio de suelos.

PUNTO N°	Profundidad de Fundacion Df (m)	CLASIF. DE SUELOS	COMPORTAMIENTO	N Desing	Q ult (kg/cm ²)	FS	Qadm (kg/cm ²)	Qadm (kg/cm ²) ASUMIR
		SUCS - ASTM D 2487						
1	2,00	CL	NO DRENADO	22,00	6,56	3,00	2,19	2,00
	3,00	CL		23,00	7,03		2,34	2,20
	4,00	CH		29,00	12,02		4,01	2,50
	5,00	CL		31,00	9,65		3,22	2,50
	6,00	CL		50,00	14,99		5,00	2,50
	7,00	CL		41,00	12,84		4,28	2,50
	8,00	CL		41,00	13,03		4,34	2,50
PUNTO N°	Profundidad de Fundacion Df (m)	CLASIF. DE SUELOS	COMPORTAMIENTO	N Desing	Q ult (kg/cm ²)	FS	Qadm (kg/cm ²)	Qadm (kg/cm ²) ASUMIR
		SUCS - ASTM D 2487						
2	2,00	CL	NO DRENADO	24,00	7,12	3,00	2,37	2,20
	3,00	CL		33,00	9,84		3,28	2,50
	4,00	CL		33,00	10,03		3,34	2,50
	5,00	CH		44,00	18,05		6,02	2,50
	6,00	CL		44,00	13,49		4,50	2,50
	7,00	CL		56,00	17,06		5,69	2,50
	8,00	CL		59,00	18,11		6,04	2,50

Fuente: Adaptado de Anexo, A.2 Estudio de Suelos.

Los resultados del estudio de suelos se encuentran en los anexos. (ver anexo A.2. Estudio de suelos).

3.2.1 Validación del estudio de suelos

Analizado el procedimiento que fue aplicado para la determinación de la capacidad admisible del suelo, se procedió a la validación del mismo.

La bibliografía Braja M. Das “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones”, se procedió a calcular la capacidad admisible del suelo.

La validación del estudio de suelos se realiza tomando en cuenta la dimensión de zapata más cargada del proyecto, para esto se usa Meyerhof (1963) quien sugirió la forma siguiente de la ecuación general de la capacidad de carga.

$$qu = c' Nc Fcs Fcd Fci + q Nq Fqs Fqd Fqi + 0.5 Y B Ny Fys Fyd Fyi$$

En esta ecuación

c' = Cohesión

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación.

Y = Peso específico del suelo

B = Ancho de la cimentación.

Fcs, Fqs, Fys = Factores de forma

Fcd, Fqd, Fyd = Factores de profundidad

Fci, Fqi, Fyi = Factores de inclinación de la carga

Nc, Nq, Ny = Factores de capacidad de carga.

Se desarrolla la ecuación con los siguientes datos:

$B=L=2.15$ m

$Df=3$ m Profundidad de desplante

$Y=18.85$ kN/m³ (Obtenido del informe geotécnico)

$c'=113.39$ kN/m³ (Obtenido del informe geotécnico)

$\theta = 0^\circ$ (Angulo de rozamiento obtenido del informe geotécnico)

El esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación es:

$$q = Y * Df = 18.85 * 3 = 56.55 \frac{kN}{m^2}$$

Para la condición de $\theta=0^\circ$, $c'=cu=113.39 \text{ kN/m}^3$, $Nq=1$, $Nc=5.14$, $Ny=0$

Coeficientes correctores de profundidad

Para:

$$\frac{Df}{B} > 1; \frac{3}{2.15} = 1.4 \quad y \quad \theta = 0^\circ$$

$$Fcd = 1 + 0.4 * \tan^{-1} \left(\frac{Df}{B} * 0.0174533 \right) = 1.04$$

$$Fqd = 1$$

$$Fyd = 1$$

Coeficientes correctores de forma

$$Fcs = 1 + \frac{B}{L} * \frac{Nq}{Nc} = 1.19$$

$$Fqs = 1 + \frac{B}{L} * \tan(\theta) = 1$$

$$Fys = 1 - 0.4 * \frac{B}{L} = 0.6$$

Coeficientes correctores de inclinación. La carga sobre la cimentación es vertical por lo tanto:

$$Fci = Fqi = Fyi = 1$$

Reemplazando en la ecuación

$$qu = c' Nc Fcs Fcd Fci + q Nq Fqs Fqd Fqi + 0.5 Y B Ny Fys Fyd Fyi$$

$Ny=0$, entonces de tiene

$$qu = 113.39 * 5.14 * 1.19 * 1.04 * 1 + 56.55 * 1 * 1 * 1 * 1 = 776.86 \frac{kN}{m^2}$$

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

El factor de seguridad $FS=3$, se tiene:

$$q_{adm} = \frac{776.86}{3} = 258.95 \frac{kN}{m^2}$$

En el informe geotécnico a una profundidad de 3 metros se tiene $2.2 \text{ kg/cm}^2=220 \text{ kN/m}^2$

$$q_{adm} = 258.95 \frac{kN}{m^2} > 220 \frac{kN}{m^2}$$

Realizada la verificación del estudio de geotécnico, se pudo obtener una variación razonable, sin embargo, se puede validar que la capacidad admisible del suelo de 220 kN/m^2 a una profundidad de 3.00 m, es menor a los resultados obtenidos en la verificación, por lo tanto, con el objetivo de tener mayor seguridad, se diseñarán las fundaciones con una capacidad admisible igual a:

$$q_{adm} = 220 \text{ kN/m}^2.$$

3.3 Análisis del diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico fue elaborado por la Arq. Rocío Fernández Camacho (ver anexo, A. 8. Planos arquitectónicos). Según los planos arquitectónicos en el hotel se tiene ambientes destinados a comercios, áreas comunes como restaurant, dormitorios y área de estacionamiento vehicular sobre losa de entrapiso.

Desde un punto de vista de la ingeniería el proyecto tiene la posibilidad de adecuarse a los diferentes tipos de elementos estructurales de forma que no alteren la arquitectura.

Figura N° 3.5 Vista lateral del Hotel.



Fuente: Adaptado de Anexo, A.8 Planos arquitectónicos.

3.4 Planteamiento estructural

3.4.1 Estructura de la cubierta

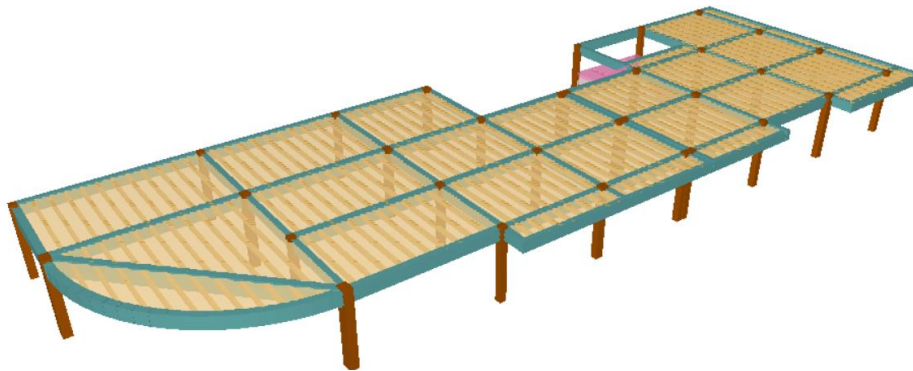
El diseño de la cubierta de acuerdo con los planos arquitectónicos (ver anexo A.8. Planos Arquitectónicos), es una cubierta plana compuesta por losas como se muestra en la siguiente figura 3.6 donde se plantea una cubierta plana compuesta de losas alivianada con viguetas preesforzadas y complemento de poliestireno expandido.

La losa alivianada se compone de tres elementos principales: La vigueta preesforzada, material de relleno o bovedilla y la capa de compresión.

El espesor de la losa de hormigón sobre los aligeramientos debe ser mayor a 40 mm o $l/12$, siendo l , la distancia libre entre nervios.

Se considera para el diseño una losa de altura 20 cm con carpeta de compresión de 5cm e inter-eje entre viguetas pretendas de 50 cm.

Figura N° 3.6 Modelo de la cubierta plana.

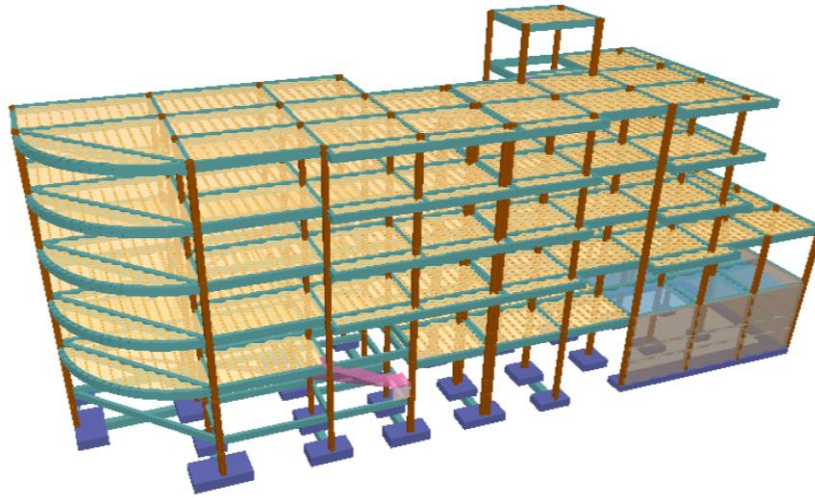


Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

3.4.2 Estructura de la edificación

Está formada por un sistema porticado de hormigón armado, compuesto por vigas, columnas, zapatas, losas de entrepiso y muros de contención de hormigón armado. El diseño de los elementos se realiza de acuerdo a la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

Figura N° 3.7 Modelo de la estructura de edificación.



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Realizando un predimensionado las secciones consideradas de vigas son de 20x40 cm, 25x45 cm, 20x45 cm y 25x60cm.

Para las columnas de hormigón armado de igual forma se obtuvieron las secciones con un predimensionado, donde se tiene secciones de 25x25 cm, 25x30 cm, 30x30 cm. y 30x40 cm. dispuestas en la estructura de acuerdo a los planos arquitectónicos.

3.4.3 Estructuras complementarias

3.4.3.1 Escaleras

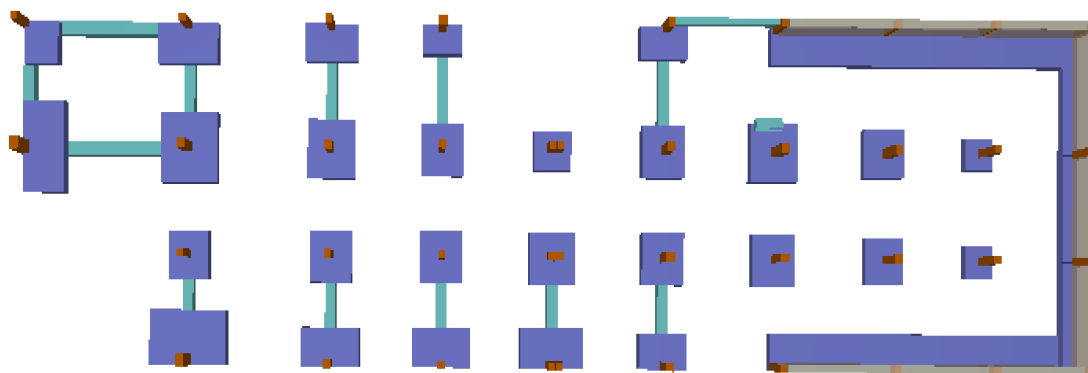
Las escaleras son de hormigón armado, se diseñan como una losa maciza unidireccional de acuerdo a la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

3.4.4 Fundaciones

En las fundaciones según el estudio geotécnico realizado (ver anexo, A.2. Estudio de suelos), se diseñan con una capacidad admisible del suelo es 2.20 kg/cm².

Según la capacidad admisible del suelo se opta por una fundación superficial compuesta por zapatas aisladas, zapatas de esquina y zapatas medianeras, estas dos últimas compuestas por vigas centradoras para contrarrestar los momentos negativos que se pueden producir y también de cimientos corridos para los muros de contención para como se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 3.8 Modelo de la fundación.



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

3.5 Análisis, cálculo y diseño estructural

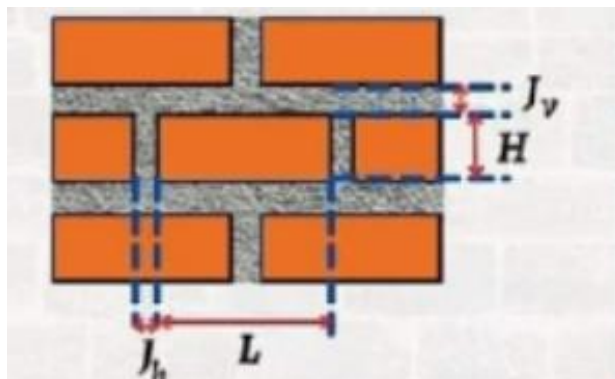
3.5.1 Análisis de cargas

3.5.1.1 Cargas gravitatorias

Carga Muerta

a) **Muros de ladrillo cerámico.** El cálculo de carga de muros se realiza para un muro de ladrillo de 6 huecos; según los catálogos (cerámica Guadalquivir) tienen las dimensiones de 24 cm largo, 18 cm de alto y 12 cm de ancho con un peso por pieza de 3.7 kg. Según los planos arquitectónicos se disponen los ladrillos para un muro sin revocos de 18 cm de espesor (ladrillo echado), se calcula el peso con las fórmulas indicadas en el marco teórico como sigue:

Figura N° 3.9 Disposición de muros de ladrillos



Fuente: Elaboración propia

Cantidad de ladrillos por metro cuadrado asumiendo juntas horizontales y verticales de 1.5 cm es:

$$CL = \frac{1m^2}{(0.24 + 0.015) * (0.12 + 0.015)} = 29.049 \text{ pza}/m^2$$

Volumen de ladrillos por metro cuadrado.

$$V.lad = 29.049 * 0.12 * 0.24 * 0.18 = 0.151 \text{ m}^3/m^2$$

Volumen del muro por metro cuadrado.

$$Vm = 1 * 1 * 0.18 = 0.18 \text{ m}^3/m^2$$

Volumen de mortero por metro cuadrado.

$$Vmor = 0.18 - 0.151 = 0.029 \text{ m}^3/m^2$$

Para el peso de los revoques por metro cuadrado en el muro, se toman en cuenta los siguientes revoques.

- Revoque de mortero de cemento espesor 1 cm y peso específico de 21 kN/m³.
- Revoque yeso espesor 1 cm y peso específico de 12.5 kN/m³.

El peso de los revoques por metro cuadrado de muro es.

$$R = 21 * 0.01 + 12.5 * 0.01 = 0.335 \text{ kN}/m^2$$

El peso del muro por metro cuadrado es:

$$PM = (29.049 * 0.037 + 21 * 0.029 + 0.335) = 2.019 \text{ kN}/m^2$$

El peso del muro por metro lineal de acuerdo a la altura de muro es:

- Para nivel de planta baja, la altura de muro es 3.6 m.

$$Pm = 1.5 * 3.6 = 5.4 \text{ kN}/m$$

- Para nivel de 1 piso, 2 piso y 3 piso, la altura de muro 2.60 m.

$$Pm = 1.5 * 2.60 = 3.9 \text{ kN}/m$$

- Para nivel de cubierta, la altura del parapeto es 1.3 m.

$$Pm = 1.5 * 1.3 = 1.95 \text{ kN}/m$$

b) Sobre pisos. Los sobre pisos son los materiales o elementos no estructurales que se disponen como acabados, los sobre pisos se calculan de forma aproximada y se detallan en las siguientes tablas.

- Para losas con revestimiento cerámico

Tabla 3.1 Carga sobre piso losas con acabado cerámico.

MATERIAL	Y(KN/m3)	Espesor(cm)	Peso (KN/m2)
Yeso cielo raso	12.5	2.5	0.3125
Mortero de nivelación	21	2.5	0.525
Mortero cola	12.5	1	0.125
Baldosa cerámica	-		0.203
CARGA TOTAL DE SOBRE PISO	1.17		KN/m2

Fuente: Elaboración propia.

- Para losa de garaje

Tabla 3.2 Carga sobre piso losas de garaje.

MATERIAL	Y(KN/m3)	Espesor(cm)	Peso (KN/m2)
yeso cielo raso	12.5	2.5	0.3125
Carpeta de nivelación y acabado	21	3	0.63
CARGA TOTAL DE SOBRE PISO	0.94		KN/m2

Fuente: Elaboración propia

- Para la losa de cubierta plana

Tabla 3.3 Carga sobre piso cubierta.

MATERIAL	Y(KN/m3)	Espesor(cm)	Peso (KN/m2)
Yeso cielo raso	12.5	2.5	0.3125
Hormigón nivelación	24	2	0.48
Hormigón para pendiente 2%	24	3.5	0.84
Impermeabilizante	0.15	0.5	0.00075
CARGA TOTAL DE SOBRE PISO	1.6		KN/m2

Fuente: Elaboración propia

Cargas Variables

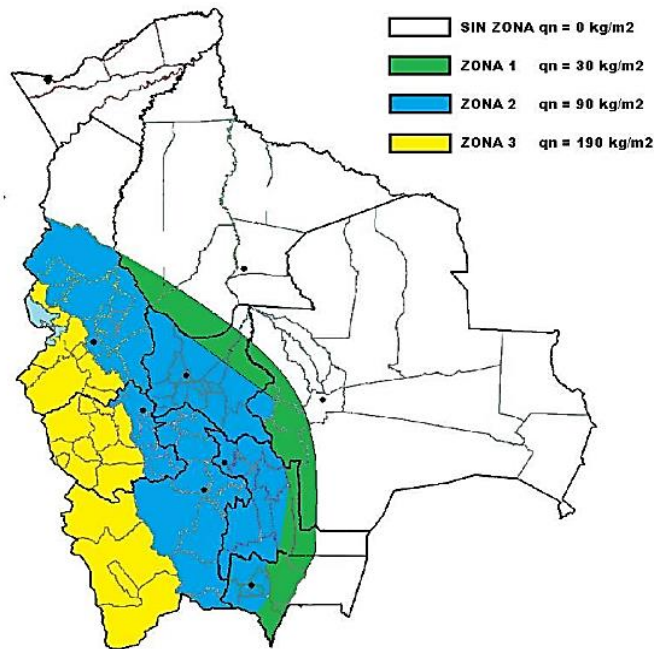
a) Sobrecarga de uso (SC). Se definen en cada nivel de la estructura de acuerdo al tipo de uso. Los valores se toman de la Norma Básica de la Edificación “NBE-AE/88. Acciones en la edificación”.

- Hoteles, zona de dormitorios 2 kN/m²
- Hoteles, zonas públicas, escaleras accesos 3 kN/m²
- Garajes, solo automóviles de turismo 4 kN/m²

- Azotea, accesible solo para conservación 1 kN/m²
- Galería comercial 4 kN/ m²

b) **Cargas de nieve o granizo.** Se definen para el nivel de cubierta según la guía de evaluación de cargas meteorológicas en Bolivia.

Figura N° 3.10 Zonificación de la carga de nieve base



Fuente: (Putnam P., 2017)

De acuerdo con la zonificación de la carga de nieve base, Tarija está ubicado en la zona 2 con una carga de nieve base $q_n=90 \text{ kg/m}^2=0.9 \text{ kN/m}^2$, se calcula como:

- Para el nivel de cubierta plana

$$q = 0.9 * 1 = 0.9 \text{ kN/m}^2$$

Las cargas variables para cada nivel de la estructura se adoptan las más desfavorables y se resumen en la siguiente tabla.

3.5.1.2 Acción del viento

Según el “Documento Básico SE-AE (Seguridad Estructural-Acciones en la edificación.)”, los edificios se comprueban ante la acción del viento en todas direcciones, independientemente de la existencia de construcciones contiguas medianeras, aunque

generalmente bastará la consideración en dos sensiblemente ortogonales cualesquiera. Para cada dirección se debe considerar la acción en los dos sentidos.

Velocidades máximas del viento según SENAMHI en la estación Aeropuerto Tarija en los diferentes años es:

Tabla 3.4 Velocidades máximas del viento estación Aeropuerto Tarija

Año	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008
V(km/h)	24.05	31.58	29.6	49.45	46.25	59.2	55.5	64.75
Año	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016
V(km/h)	83.25	55.5	55.5	64.75	64.75	59.2	55.5	46.25

Fuente: SENAMHI

La velocidad máxima registrada es de 83.25 km/h=23.13 m/s, de adopta esta velocidad para la acción del viento sobre la estructura.

De esta manera se considera que la velocidad básica del viento 23.13 m/s y la presión dinámica del viento se calcula con la fórmula:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

$$q_b = 0.5 * 1.25 * 23.13^2 = 334.37 \frac{kg \cdot m}{m^2 \cdot s^2} = 334.37 \frac{N}{m^2} = 0.334 \frac{kN}{m^2}$$

El coeficiente de exposición (Ce), se calcula para el grado de aspereza del entorno tipo IV es: 0.22, 0.3 y 5.0 respectivamente. Como el coeficiente de exposición depende de la altura de la estructura se muestra sus valores en la siguiente tabla.

Tabla 3.5 Coeficiente de exposición por alturas.

ALTURA	qb(kN/m2)	Ce
3.600	0.423	1.34
6.450	0.423	1.50
9.250	0.423	1.73
12.050	0.423	1.91

Fuente: Elaboración propia.

El coeficiente eólico (Cp) se define de acuerdo con la esbeltez del edificio en el plano paralelo al viento y son: en el plano paralelo al viento, de la siguiente tabla.

Tabla 3.6 Coeficiente eólico en edificios de pisos.

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coefficiente eólico de presión, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coefficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

Fuente: (CODIGO TECNICO DE LA EDIFICACION , 2008)

- En la dirección X, la esbeltez es 1.15; interpolando en la tabla 3.6 se obtiene:
 Coeficiente eólico de presión, $C_p=0.8$
 Coeficiente eólico de succión $C_s=-0.322$
- En la dirección Y, la esbeltez es 0.34; interpolando en la tabla 3.6 se obtiene:
 Coeficiente eólico de presión, $C_p=0.7$
 Coeficiente eólico de succión, $C_s=-0.343$

La carga de viento por metro cuadrado a aplicar se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3.7 Presión del viento.

Dirección Y							
ALTURA	qb (KN/m2)	Ce	Cp Barlovento	Cs Sotavento	qe (kN/m2) barlovento	qes (kN/m2) sotavento	qe (kN/m2)
0	0.423	0	0.7	-0.343	0	0	0
3.600	0.423	1.34	0.7	-0.343	0.313	-0.153	0.466
6.450	0.423	1.50	0.7	-0.343	0.350	-0.171	0.521
9.250	0.423	1.73	0.7	-0.343	0.405	-0.198	0.603
12.050	0.423	1.91	0.7	-0.343	0.447	-0.219	0.666
Dirección X							
0	0.423	1.34	0.8	-0.559	0	0	0
3.600	0.423	1.50	0.8	-0.559	0.357	-0.250	0.607
6.450	0.423	1.73	0.8	-0.559	0.400	-0.279	0.679
9.250	0.423	1.91	0.8	-0.559	0.463	-0.323	0.786
12.050	0.423	1.34	0.8	-0.559	0.511	-0.357	0.868

Fuente: Elaboración propia.

Lo anterior queda de la siguiente manera en el programa CYPECAD usado como herramienta para el diseño estructural:

Figura N° 3.11 Consideración de la acción del viento en CYPECAD.


CTE DB SE-AE NTE Eurocódigo 1

CTE DB SE-AE
 Código Técnico de la Edificación.
 Documento Básico Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación

Acción de viento según X + X - X
 Acción de viento según Y + Y - Y

Anchos de banda: Y: 4.40-28.90 X: 5.60-33.40

Zona eólica
 A. Velocidad básica: 23.13 m/s
 B. Velocidad básica: 27 m/s
 C. Velocidad básica: 29 m/s



Grado de aspereza
 I. Borde del mar o de un lago
 II. Terreno rural llano sin obstáculos
 III. Zona rural accidentada o llana con obstáculos
 IV. Zona urbana, industrial o forestal
 V. Grandes ciudades, con edificios en altura

Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

3.5.1.3 Empujes en Muros

Para muros de sótano se considera empuje en reposo. Según el estudio de geotécnico, en los dos puntos de sondeo de tiene el mismo tipo de suelo clasificado según SUCS como CL (arcilla de baja plasticidad), con un peso unitario de $\gamma=18.85 \text{ kN/m}^3$.

- Determinación del ángulo de fricción del suelo

El ángulo de fricción para arcillas se considerará según el Documento Básico de Seguridad Estructural Cimientos que se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3.8 Propiedades básicas de los suelos.

Clase de suelo		Peso específico aparente (kN/m^3)	Ángulo de rozamiento interno
Terreno natural	Grava	19 – 22	34° - 45°
	Arena	17 – 20	30° - 36°
	Limo	17 – 20	25 – 32°
	Arcilla	15 – 22	16° – 28°
Rellenos	Tierra vegetal	17	25°
	Terraplén	17	30°
	Pedraplén	18	40°

Fuente: (CODIGO TECNICO DE LA EDIFICACION , 2008).

De la tabla 3.7, para arcillas se toma en ángulo de fricción interna de 16°.

- Peso específico del suelo

$$\gamma_s = 18.85 \frac{kN}{m^3}$$

- Altura del muro

$$H = 4.7 \text{ m}$$

- Sobrecarga

$Sc = 4.0 \text{ kN/m}^2$, considerando para vehículos de turismo.

Empuje del suelo

Estimamos el coeficiente de reposo del muro

$$K_o = 1 - \text{sen}(\phi)$$

$$K_o = 1 - \text{sen}(16) = 0.724$$

La presión del suelo mediante de la ecuación

$$E_s = P_o = K_o \cdot \gamma \cdot H$$

$$E_s = 0.724 \cdot 18.85 \cdot 4.7 = 64.14 \frac{kN}{m^2}$$

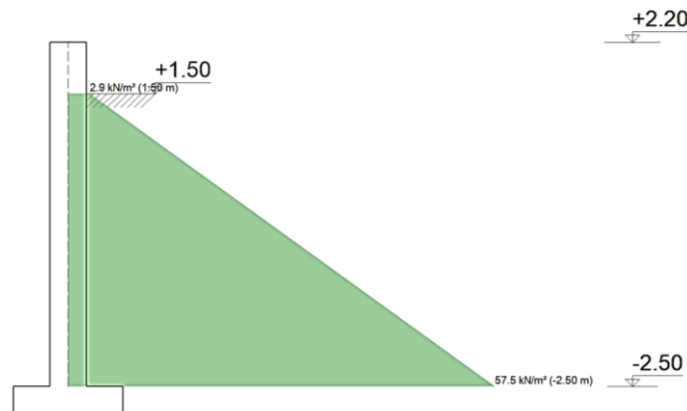
Empuje de la Sobrecarga

$$E_{SC} = Sc \cdot k_o$$

$$E_{SC} = 4.0 \cdot 0.724 = 2.9 \frac{kN}{m^2}$$

Lo anterior queda de la siguiente manera en el programa CYPECAD usado como herramienta para el diseño estructural:

Figura N° 3.12 Resumen de las cargas actuantes sobre el muro.



Fuente: CYPECAD v.2018

3.5.1.4 Hipótesis de carga para la estructura de hormigón armado

Las hipótesis de carga que se usan para la estructura porticada son:

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

Donde $\gamma_{fg}=1.6$ para el nivel de control normal.

Análisis de la estructura porticada. El proceso de análisis para una estructura tridimensional puede hacerse bajo las mismas consideraciones que para una estructura en dos dimensiones, sin embargo, las consideraciones para tres dimensiones involucran alteraciones en los términos de las matrices de rigidez y la matriz de transformación.

En una barra en tres dimensiones, unida rígidamente, cada extremo tiene seis grados de libertad; tres desplazamientos lineales y tres rotaciones.

Por lo que, se nota claramente el planteamiento y resolución de un gran número de elementos estructurales, lo que representa un gran número de ecuaciones, resulta engorroso por la dificultad, debido a eso es necesario el uso de programas para determinar las fuerzas y desplazamientos en toda la estructura en conjunto

Para el análisis estructural se usa como herramienta el paquete estructural CYPECAD; se obtienen las envolventes debido a las hipótesis de carga consideradas para el diseño de los diferentes elementos estructurales.

3.5.1.5 Característica de los materiales

a) Hormigón

Resistencia característica (f_{ck}) adoptada para el diseño estructural es de $25\text{MPa}=2.5\text{ kN/cm}^2$.

Resistencia característica de proyecto (f_{cd}) es el valor que se adopta en el proyecto para la resistencia a compresión como base de los cálculos, asociados en esta norma a un nivel de confianza del 95 % se denomina, también, resistencia especificada.

La resistencia de cálculo del hormigón se define como:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2.5}{1.5} = 1.67\text{ kN/cm}^2$$

γ_c = Es el coeficiente de minoración de resistencia del hormigón, es igual a 1.5 según la norma CBH-87 para el nivel de control normal.

b) Acero

La resistencia característica del acero f_{yk} , se adopta de 50 MPa=50 kN/cm²

Se considera como resistencia de cálculo, o de diseño del acero, el valor f_{yd} , dado por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1.15} = 43.48 \text{ kN/cm}^2$$

γ_s = Es el coeficiente de minoración de resistencia del acero, es igual a 1.15 según la norma CBH-87 para el nivel de control normal.

Para elementos a sometidos a compresión f_{yd} debe ser menor o igual a 420 MPa.

Según la norma CBH-87, Para todas las armaduras tratadas en la presente norma, como módulo de deformación longitudinal, se tomará: $E_s=210000$ MPa

c) Coeficiente de dilatación térmica

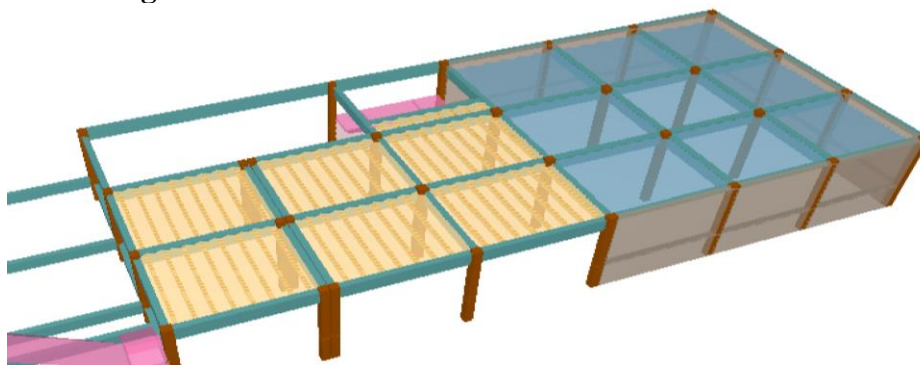
El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomará igual al del hormigón, es decir:

$\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$, por grado centígrado.

3.5.2 Cubiertas y entrepisos

La estructura tiene cubierta plana y entrepisos de losas alivianadas de viguetas preesforzadas; en la zona de estacionamiento de vehículos, se dispone losas macizas como se muestra en la figura 3.14.

Figura N° 3.13 Vista 3D de las losas en la estructura.



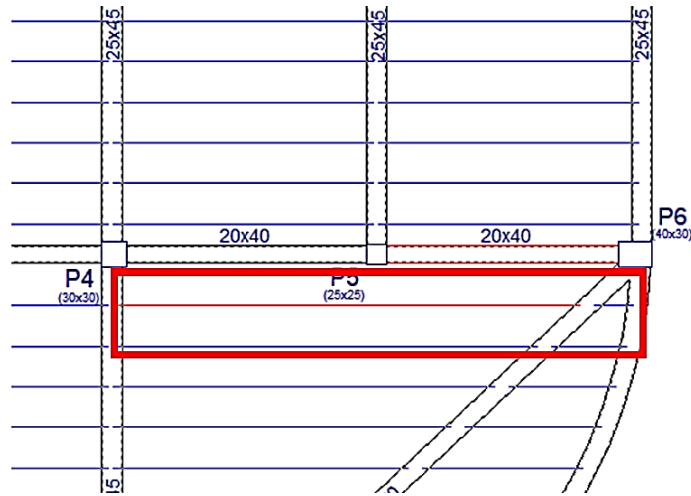
Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Se realiza el diseño de la losa aliviana más solicitada del proyecto en el nivel de planta baja.

3.5.2.1 Diseño de losa

Para el diseño de las losas alivianadas con viguetas pretensadas la verificación se la realiza en la franja con mayores solicitaciones.

Figura N° 3.14 Vista 3D de las losas en la estructura.



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

La losa alivianada o forjado unidireccional está formada por:

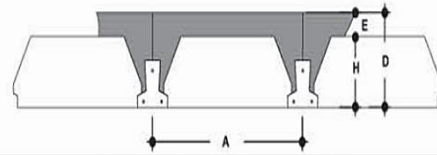
- Viguetas presforzadas.
- Complemento aligerante de poliestireno expandido.
- Losa superior de hormigón.

El peralte de la losa considerada es de $H=20$ cm.

De acuerdo con la ficha técnica de viguetas, una distancia entre viguetas que permite buena capacidad resistente de las losas es $A = 50$ cm.

Figura N° 3.15 Tipos de viguetas para losas alivianadas con momentos admisibles.

Momentos flectores admisibles para complementos de EPS
Losas Alivianadas **PRETENSA**



EJE ENTRE VIGUETAS (A) cm	TIPO DE EPS	ESPEORES			PESO PROPIO kg/m ²	COMPONENTES DE LA LOSA		VOLUMEN HORMIGON m ³ /m ²	TIPOS DE VIGUETAS SEGUN PRODUCCION ESTANDAR MOMENTOS ADMISIBLES							
		H cm	E cm	D cm		VIGUETAS ml/m ²	EPS piezas/m ²		Tipo 1 kgm/m	Tipo 2 kgm/m	Tipo 3 kgm/m	Tipo 4 kgm/m	Tipo 5 kgm/m	Tipo 6 kgm/m	Tipo 7 kgm/m	Tipo 8 kgm/m
40	PB 10/100/34				176	2.50	2.50	0.057	639	927	1,032	1,286	1,532	1,853	1,986	2,446
50	PB 10/100/44	10	5	15	166	2.00	2.00	0.056	512	743	827	1,031	1,229	1,487	1,594	1,965
60	PB 10/100/54				158	1.67	1.67	0.055	427	620	690	860	1,026	1,241	1,332	1,642
40	PB 12/100/34				196	2.50	2.50	0.065	749	1,081	1,201	1,505	1,789	2,158	2,313	2,858
50	PB 12/100/44	12	5	17	181	2.00	2.00	0.062	600	866	962	1,206	1,435	1,731	1,855	2,295
60	PB 12/100/54				171	1.67	1.67	0.060	500	722	803	1,007	1,197	1,445	1,549	1,917
40	PB 15/100/34				210	2.50	2.50	0.071	914	1,311	1,455	1,835	2,175	2,617	2,802	3,478
50	PB 15/100/44	15	5	20	193	2.00	2.00	0.067	732	1,050	1,165	1,470	1,743	1,949	2,247	2,790
60	PB 15/100/54				181	1.67	1.67	0.064	610	875	972	1,226	1,454	1,751	1,875	2,330

Fuente: Catalogo PRETENSA.

- **Análisis de la losa**

La losa para calcular es un forjado aligerado, de viguetas preesforzadas y complemento de poliestireno expandido.

Datos:

$l = 40$ cm ancho del complemento

$h = 15$ cm canto de la bovedilla

Altura de la carpeta de compresión

$$h_0 = 3 \text{ cm} \geq \frac{a}{6}$$

$$a = \frac{l}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 \geq \frac{20}{6} = 3.33 \text{ cm}$$

Se asume una carpeta de compresión de 5 cm:

$$5 \text{ cm} \geq 3.33 \text{ cm} \geq 3 \text{ cm (Cumple)}$$

En la capa de compresión dispondrá solo de $A_{s \text{ min}}$ ya que esta solo es requerida para control del agrietamiento por temperatura.

Según la norma CBH-87, para losas la cuantía geométrica mínima es 1.5 en tanto por mil para acero de 500 MPa.

$$A_{smin} = 0.0015 * b * h$$

Donde:

A_{smin} = Armadura mínima en losas por metro de ancho.

b = 1 m. para losas.

h = Espesor capa de compresión

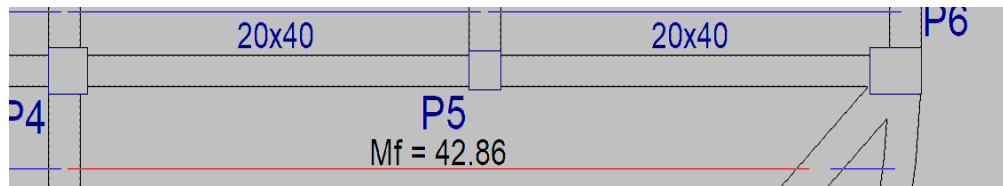
$$A_{smin} = 0.0015 * 100 * 5 = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } \varnothing 6\text{mm } c/25 \text{ cm} \rightarrow A_s = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{smin}$$

Tipo de vigueta

Figura N° 3.16 Momento en la vigueta analizada.

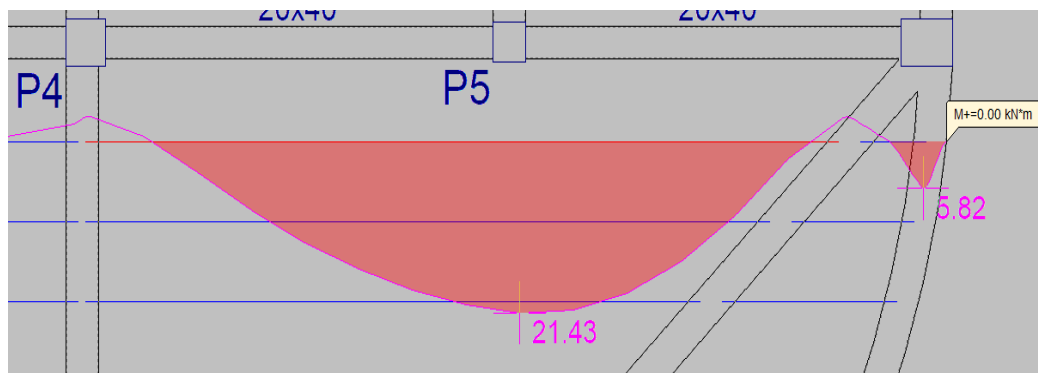


Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

El momento de 42.86 kN/m es para 1 m de ancho de franja. Entonces para una separación de viguetas de 50 cm, el momento para cada vigueta es igual a:

$$M_{m\acute{a}x(+)} = \frac{42.86}{2} = 21.43 \text{ kN/m}$$

Figura N° 3.17 Momento en la vigueta analizada.



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

El tipo de vigueta que se utilizará es el tipo 7, ya que resiste un momento igual a $2247 \text{ kg} \cdot \text{m}/\text{m}$, que es mayor al momento máximo obtenido del cálculo.

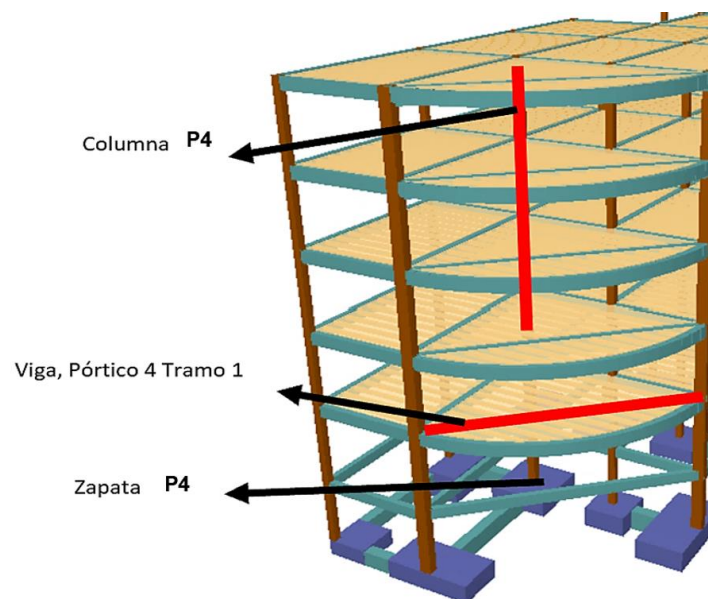
$$21.43 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m} = 2185 \text{ kg} \cdot \text{m}/\text{m}.$$

$$2247 \text{ kg} \cdot \text{m}/\text{m} > 2185 \text{ kg} \cdot \text{m}/\text{m} \text{ (Cumple).}$$

3.5.3 Estructura de sustentación de la edificación

En la siguiente figura se muestra las vistas 3D del modelo estructural donde se indica la viga, columna y zapata aislada de mayor sollicitación en la estructura.

Figura N° 3.18 Elementos más solicitados de la estructura.



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

3.5.3.1 Diseño de vigas de Hormigón Armado

Pre dimensionado de vigas

Verificamos la altura con la siguiente expresión para la viga más solicitada de la estructura.

$$h_{viga} = \frac{L}{12} = \frac{768}{12} = 63.16 \approx 60 \text{ cm}$$

Se asume un peralte de 45 cm. El ancho de la viga se asume 25 cm para evitar el congestionamiento de la armadura.

Tipos de vigas utilizadas en la estructura

En la estructura se usa vigas peraltadas con las siguientes dimensiones, se consideró para determinar sus dimensiones la arquitectura, luz de cálculo y tratar de uniformizar sus dimensiones por nivel.

Tabla 3.9 Dimensiones de las vigas usadas en la estructura.

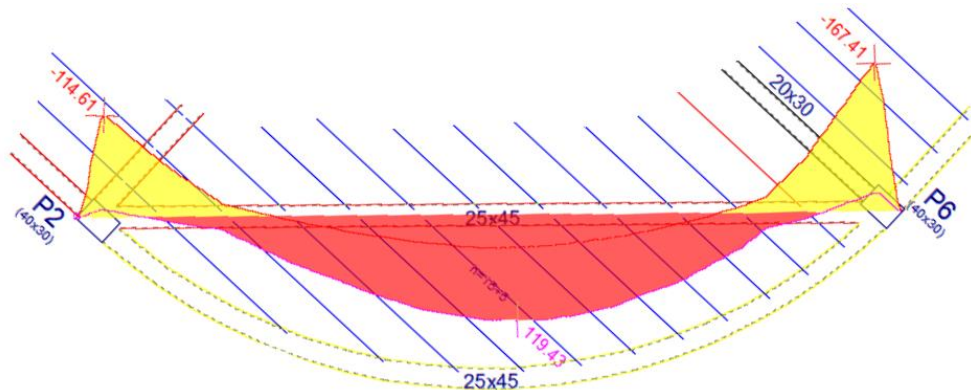
DIMENSIONES	
Base (cm)	Altura (cm)
20	30
25	45
20	45

Fuente: Elaboración Propia

Diseño a flexión simple

Se diseña la viga con mayor sollicitación ubicada que se muestra en la figura 3.24. La envolvente de momentos de la viga se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 3.19 Envolvente de momentos de la viga más solicitada.



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Cálculo de armadura negativa de la viga sobre columna P2

$$M = -114.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d_1 = 3.5 \text{ cm}$$

$$d = 41.5 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 1.67 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 43.48 \text{ kN/cm}^2$$

El momento reducido de cálculo con la siguiente fórmula.

$$\mu d = \frac{114.61 * 100}{25 * 41.5^2 * 1.67} = 0.17 < \mu_{lim} = 0.319 \text{ (Cumple)}$$

Con el momento reducido se obtiene la cuantía mecánica (w) de la siguiente tabla.

Tabla 3.10 Tabla universal para flexión simple.

ξ	μ	ω		ξ	μ	ω
0,0816	0,03	0,0308		0,2636	0,19	0,2134
0,0953	0,04	0,0414		0,2796	0,2	0,2263
0,1078	0,05	0,052	D	0,2958	0,21	0,2395
0,1194	0,06	0,0627	O	0,3123	0,22	0,2529
0,1306	0,07	0,0735	M	0,3292	0,23	0,2665
0,1413	0,08	0,0844	I	0,3464	0,24	0,2804
0,1518	0,09	0,0953	N	0,3639	0,25	0,2946
0,1623	0,1	0,1064	I	0,3818	0,26	0,3091
0,1729	0,11	0,1177	O	0,4001	0,27	0,3239
0,1836	0,12	0,1291		0,4189	0,28	0,3391
0,1944	0,13	0,1407		0,4381	0,29	0,3546
0,2054	0,14	0,1524	2	0,45	0,2961	0,3643
0,2165	0,15	0,1643		0,4577	0,3	0,3706
0,2277	0,16	0,1762		0,478	0,31	0,3869
0,2391	0,17	0,1884		0,4988	0,32	0,4038
0,2507	0,18	0,2008		0,5202	0,33	0,4211
0,2592	0,1872	0,2098		0,5423	0,34	0,439
				0,5652	0,35	0,4576
				0,589	0,36	0,4768
				0,6137	0,37	0,4968
				0,6168	0,3712	0,4993

Fuente: (García Meseguer, Morán Cabré, & Arroyo Portero, 2009)

De la tabla 3.9, interpolando para el momento reducido calculado, la cuantía mecánica es w=0.1884

La armadura de cálculo a tracción necesaria es:

$$A_s = 0.1884 * 25 * 41.5 * \frac{1.67}{43.48} = 7.51 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima según la norma CBH-87 es:

$$A_{smin} = 0.0028 * 25 * 45 = 3.15 \text{ cm}^2$$

La armadura de cálculo necesaria es:

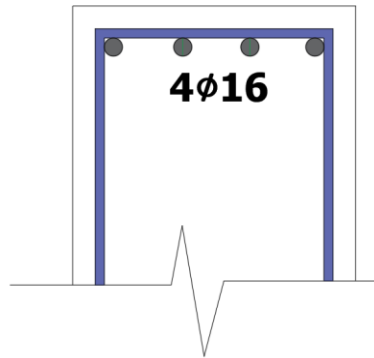
$$A_{.nec} \geq \left[\begin{matrix} A_s \\ A_{smin} \end{matrix} \right] = 7.51 \text{ cm}^2$$

Considerando diámetro 16 mm A acero=2.01 cm² para las esquinas de la viga y diámetros interiores de 16 mm A acero= 2.01 cm² de refuerzo se tiene:

$$A_{\text{real}} = 2 \cdot 2.01 + 2 \cdot 2.01 = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\text{nec}} \text{ (Cumple)}$$

Se utiliza **4 ϕ 16**, la disposición de armaduras en la viga sobre la columna P2 se muestra en la siguiente figura 3.20.

Figura N° 3.20 Disposición de armadura negativa en la viga.



Fuente: Elaboración propia.

El espaciamiento entre barras es:

$$l_1 = 25 - 2 \cdot 3.5 - 1.6 = 16.4 \text{ cm}$$

$$e = \frac{16.4 - 2 \cdot 1.6}{3} = 4.4 \text{ cm}$$

El espaciamiento entre barras según la norma CBH-87 debe cumplir que:

- 2 cm < 4.4 cm (Cumple)
- El diámetro mayor 1.6 cm < 4.4 cm (Cumple)
- 1.2 veces el tamaño máximo del árido $1.2 \cdot 1.5 = 1.8 \text{ cm} < 4.4 \text{ cm}$ (Cumple)

Cálculo de armadura negativa de la viga sobre columna P6

$$M = -167.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d_1 = 3.5 \text{ cm}$$

$$d = 41.5 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 1.67 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 43.48 \text{ kN/cm}^2$$

El momento reducido de cálculo con la siguiente fórmula.

$$\mu d = \frac{167.41 * 100}{25 * 41.5^2 * 1.67} = 0.23 < \mu_{lim} = 0.319 \text{ (Cumple)}$$

Con el momento reducido de obtiene la cuantía mecánica (w) de la tabla 3.9, interpolando w=0.2665

La armadura de cálculo a tracción necesaria es:

$$A_s = 0.2665 * 25 * 41.5 * \frac{1.67}{43.48} = 10.62 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima según la norma CBH-87 es:

$$A_{smin} = 0.0028 * 25 * 45 = 3.15 \text{ cm}^2$$

La armadura de cálculo necesaria es:

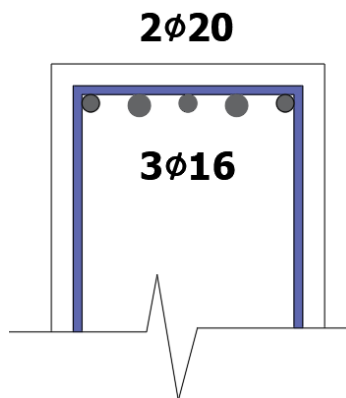
$$A. nec \geq \left[\begin{matrix} A_s \\ A_{smin} \end{matrix} \right] = 10.62 \text{ cm}^2$$

Considerando diámetro 16 mm A acero=2.01 cm² para las esquinas de la viga y diámetros interiores de 20 mm A acero= 3.14 cm² de refuerzo se tiene:

$$A. real = 2*2.01 + 2*3.14 + 1*2.01 = 12.32 \text{ cm}^2 > A. nec \text{ (Cumple)}$$

Se utiliza **3φ16 más 2φ20**, la disposición de armaduras en la viga sobre la columna P6 se muestra en la siguiente figura 3.21.

Figura N° 3.21 Disposición de armadura negativa en la viga.



Fuente: Elaboración propia.

El espaciamiento entre barras es:

$$l_1 = 25 - 2 * 3.5 - 1.6 = 16.4 \text{ cm}$$

$$e = \frac{16.4 - 2 * 2 - 1 * 1.6}{4} = 2.7 \text{ cm}$$

El espaciamiento entre barras según la norma CBH-87 debe cumplir que:

- $2 \text{ cm} < 2.7 \text{ cm}$ (Cumple)
- El diámetro mayor $2 \text{ cm} < 2.7 \text{ cm}$ (Cumple)
- 1.2 veces el tamaño máximo del árido $1.2 * 1.5 = 1.8 \text{ cm} < 2.7 \text{ cm}$ (Cumple)

Cálculo de armadura positiva de la viga

$$M = +119.43 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d_1 = 3.5 \text{ cm}$$

$$d = 41.5 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 1.67 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 43.48 \text{ kN/cm}^2$$

El momento reducido de cálculo con la siguiente fórmula.

$$\mu d = \frac{119.43 * 100}{25 * 41.5^2 * 1.67} = 0.17 < \mu_{lim} = 0.319 \text{ (Cumple)}$$

Con el momento reducido de obtiene la cuantía mecánica (w) de la tabla 3.9, $w = 0.1884$

La armadura de cálculo a tracción necesaria es:

$$A_s = 0.1884 * 25 * 41.5 * \frac{1.67}{43.48} = 7.51 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima según la norma CBH-87 es:

$$A_{smin} = 0.0028 * 25 * 45 = 3.15 \text{ cm}^2$$

La armadura de cálculo necesaria es:

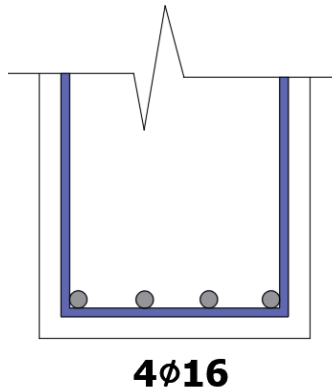
$$A. nec \geq \left[\frac{As}{Asmin} \right] = 7.51 \text{ cm}^2$$

Considerando diámetro 16 mm A acero=2.01 cm² para las esquinas de la viga y diámetros interiores de 16 mm A acero= 2.01 cm² de refuerzo se tiene:

$$A.real = 2*2.01+2*2.01=8.04 \text{ cm}^2 > A. nec \text{ (Cumple)}$$

Se utiliza **4φ16**, la disposición de armaduras en la viga se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 3.22 Disposición de armadura positiva en la viga.



Fuente: Elaboración propia.

El espaciamiento entre barras es:

$$l1 = 25 - 2 * 3.4 - 1.6 = 16.6 \text{ cm}$$

$$e = \frac{16.6 - 2 * 1.2}{3} = 4.5 \text{ cm}$$

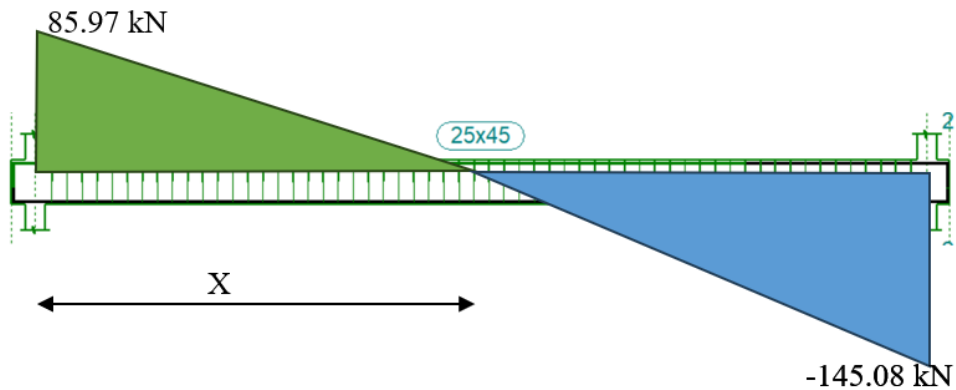
El espaciamiento entre barras según la norma CBH-87 debe cumplir que:

- 2 cm < 4.5 cm (Cumple)
- El diámetro mayor 1.6 cm < 4.5 cm (Cumple)
- 1.2 veces el tamaño máximo del árido 1.2*1.5=1.8 cm < 4.5 cm (Cumple)

Diseño a esfuerzo cortante

Se diseña para la mayor cortante que se muestra en la siguiente figura

Figura N° 3.23 Envolvente de momentos de la viga más solicitada.



Fuente: Elaboración propia.

$h = 45 \text{ cm}$

$b = 25 \text{ cm}$

$d_1 = 3.5 \text{ cm}$

$d = 41.5 \text{ cm}$

$X = 4.84 \text{ m}$ (Distancia donde la cortante es cero)

$L = 8.68 \text{ m}$ (Longitud de la viga analizada)

$f_{cd} = 1.67 \text{ kN/cm}^2$

La resistencia de cálculo del acero transversal debe cumplir la siguiente desigualdad.

$$f_{yd} \leq \left[\begin{array}{l} \frac{50}{1.15} = 43.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \end{array} \right] = 42 \text{ kN/cm}^2$$

El agotamiento por compresión oblicua en el alma (V_{ou}), debe cumplir la siguiente desigualdad.

$$V_{ou} = 0.3 * 1.67 * 25 * 41.5 = 519.788 \text{ kN} > 163.20 \text{ kN (Cumple)}$$

La resistencia virtual de cálculo del hormigón es:

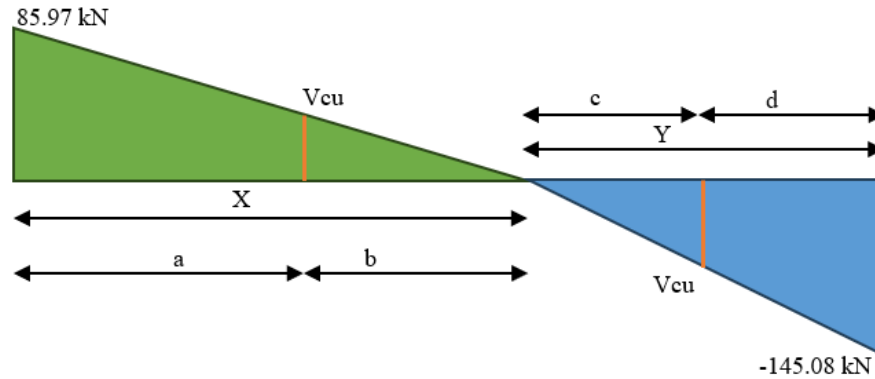
$$f_{vd} = 0.05 * \sqrt[2]{1.67} = 0.0646 \text{ kN/cm}^2$$

La contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante es:

$$V_{cu} = 0.0646 * 25 * 41.5 = 67.023 \text{ kN}$$

Para una cortante menor a $V_{cu}=67.023 \text{ kN}$, se dispone armadura mínima.

Figura N° 3.24 ubicación de esta cortante en la viga.



Fuente: Elaboración propia.

La ubicación de esta cortante en la viga es:

$$Y = L - X = 8.68 - 4.84 = 3.84 \text{ m}$$

$$b = \frac{67.023 * 4.84}{85.97} = 3.77 \text{ m}$$

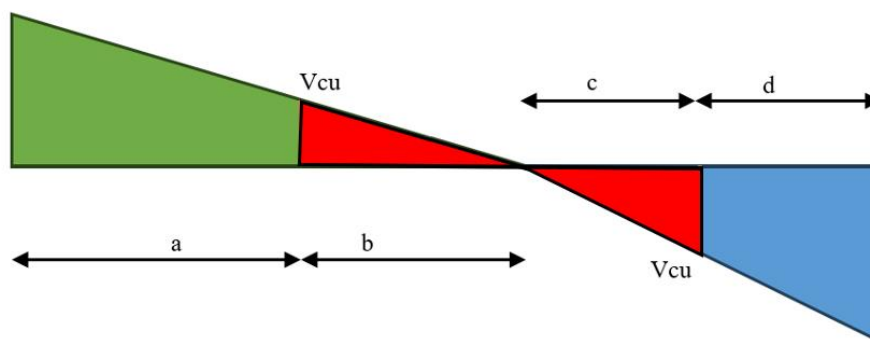
$$a = X - b = 1.07 \text{ m}$$

$$c = \frac{67.023 * 3.84}{145.08} = 1.77 \text{ m}$$

$$d = Y - c = 2.07 \text{ m}$$

La armadura mínima se dispondrá zona del tramo b-c como es muestra en la siguiente figura sombreado con rojo, para las demás zonas de calcula armadura para la diferencia.

Figura N° 3.25 Armadura mínima zona del tramo b-c.



Fuente: Elaboración propia.

Para zona roja, la armadura mínima es:

$$A_{smin} = 0.02 * 25 * 100 * \frac{1.67}{42} = 1.99 \text{ cm}^2/m$$

El número de piernas son dos.

$$A_{st} = \frac{1.99}{2} = 0.995 \text{ cm}^2/m$$

Se asume diámetro 6 mm con A acero= 0.283 cm²

$$\#Barras = \frac{0.995}{0.283} = 3.52 \approx 4$$

$$s = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$A_{real} = 4 * 0.283 = 1.132 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.995 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

La separación de estribos (s), según la norma CBH-87 debe cumplir que:

- 25 cm ≤ 30 cm (Cumple)
- 25 cm ≤ 0.85*41.5=35.28 cm (Cumple)

La longitud donde se va a distribuir los estribos es:

$$b + c = 5.54 \text{ m}$$

$$\#Estribos = \frac{554 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 22.16 \approx 22$$

Se dispone 22 estribos φ 6 mm c/25 cm.

Para la zona verde $V_d=85.97 \text{ kN} > V_{cu}$, se calcula armadura para la diferencia.

$$V_{su} = 85.97 - 67.023 = 18.95 \text{ kN}$$

La armadura de cálculo es:

$$A_s = \frac{18.95 * 100}{0.9 * 41.5 * 42} = 1.208 \text{ cm}^2/m$$

La armadura de cálculo necesaria es la mayor de las dos áreas anteriores, entonces:

$$A. nec \geq \left[\begin{matrix} A_{smin} \\ A_s \end{matrix} \right] = 1.99 \text{ cm}^2/m$$

Como $A. nec = A_{smin}$, la disposición de estribos es la misma que la zona roja.

La longitud donde se dispone estos estribos es $a=107 \text{ cm}$

$$\#Estribos = \frac{107 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} + 1 = 5.28 \approx 5$$

Se dispone 5 estribos ϕ 6 mm c/25 cm.

Para la zona azul $V_d=145.08 \text{ kN} > V_{cu}$, se calcula armadura para la diferencia.

$$V_{su} = 145.08 - 67.023 = 78.057 \text{ kN}$$

La armadura de cálculo es:

$$A_s = \frac{78.057 * 100}{0.9 * 41.5 * 42} = 4.97 \text{ cm}^2/m$$

La armadura de cálculo necesaria es la mayor de las dos áreas anteriores, entonces:

$$A. nec \geq \left[\begin{matrix} A_{smin} \\ A_s \end{matrix} \right] = 4.97 \text{ cm}^2/m$$

El número de piernas son dos.

$$A_{st} = \frac{4.97}{2} = 2.5 \text{ cm}^2/m$$

Se asume diámetro 8 mm con $A_{acero} = 0.503 \text{ cm}^2$

$$\#Barras = \frac{2.5}{0.503} = 4.97 \approx 6$$

$$s = \frac{100}{6} = 16.7 \approx 15 \text{ cm}$$

$$A. \text{real} = 6 * 0.503 = 3.02 \text{ cm}^2 > Ast = 2.5 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

La separación de estribos (s), según la norma CBH-87 debe cumplir que:

- $15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$ (Cumple)
- $15 \text{ cm} \leq 0.85 * 41.5 = 35.28 \text{ cm}$ (Cumple)

La longitud donde se va a distribuir los estribos es $d=2.07 \text{ m}$, entonces el número de estribos es:

$$\#Estribos = \frac{207 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} = 13.8 \approx 14$$

Se dispone 14 estribos ϕ 8 mm c/15 cm.

El paquete estructural CYPECAD, establece la siguiente disposición de armadura en la viga más solicitada que se muestra en la siguiente figura 3.24.

Figura N° 3.26 Cuadro generado por el paquete estructural de áreas.

Armadura longitudinal (cm2)			
Superior			
	Izquierda	Centro	Derecha
A. nec.	7.07		11.03
A. real	8.04		12.32
Posición	0.34		9.02
Inferior			
	Izquierda	Centro	Derecha
A. nec.	3.15	7.41	3.15
A. real	8.04	8.04	8.04
Posición	2.01	4.98	7.38
Armadura transversal vertical (cm2/m) (Área Total de Estribos y Ramas / p.m.)			
Intervalo		Área Cálculo	Área Real
[0.34-1.41]		2.26	2.26
[1.41-6.95]		2.26	2.26
[6.95-9.02]		5.65	6.70

Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Las áreas de cálculo determinadas por el paquete estructural CYPECAD están dentro de un círculo, las cuales fueron verificadas manualmente. En la siguiente tabla se muestra la variación de resultados.

Tabla 3.11 Comparación de resultados de áreas en la viga.

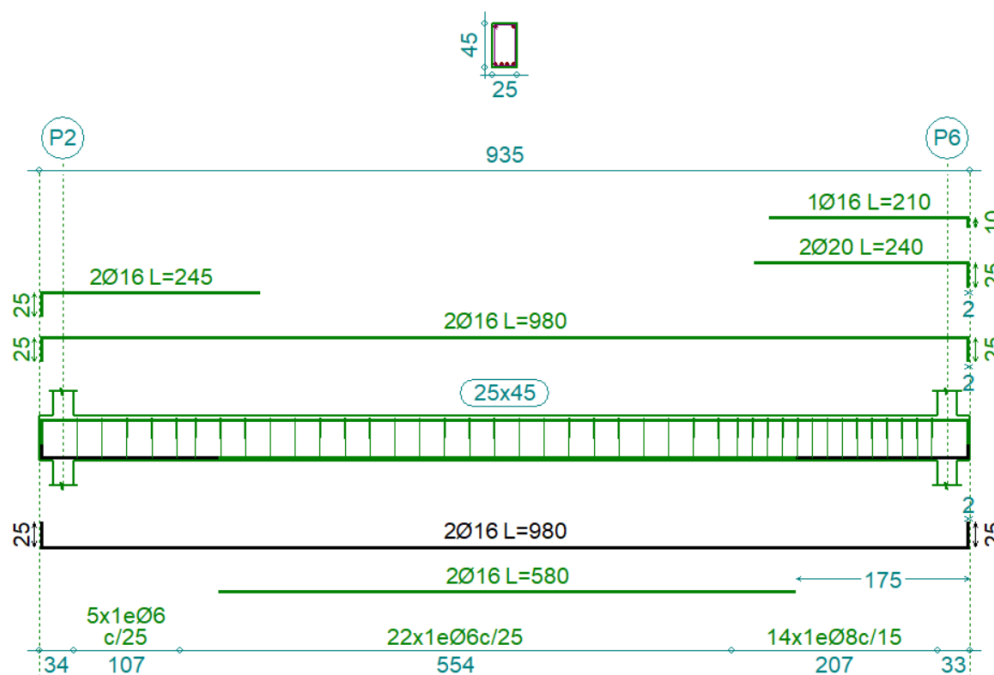
Áreas de cálculo necesarias	Armadura negativa izquierda (cm ²)	Armadura Positiva centro (cm ²)	Armadura negativa derecha (cm ²)	Armadura transversal (cm ² /m)
CYPECAD	7.07	8.04	11.03	5.65
MANUALMENTE	7.51	7.51	10.62	4.97

Fuente: Elaboración propia.

Las áreas de cálculo del acero (A.nec), calculadas por el programa CYPECAD y las calculadas manualmente tienen diferencias mínimas, entonces se puede aceptar las áreas calculadas por el programa.

La variación es pequeña, pero el área real de armaduras y número de barras calculadas manualmente es igual al del paquete estructural, el despiece del armado de la viga más solicitada se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 3.27 Despiece del armado de la viga más solicitada.



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

NOTA. Los resultados obtenidos por el paquete estructural y verificación de vigas de hormigón armado están ubicados en el anexo A.3 Memorias de cálculo y diseños.

3.5.3.2 Diseño de columnas de Hormigón Armado

Se diseña la columna con mayor sollicitación (Columna P4) que se muestra en la figura 3.19.

Pre dimensionado de columnas

Se usa el siguiente criterio.

Carga aproximada por metro cuadrado 10 kN/m^2

Área tributaria $A=20.1 \text{ m}^2$

Número de pisos $N=5$

Se calcula la carga de servicio.

$$P_{servicio} = P * N * A$$

$$P_{servicio} = 10 * 5 * 20.1 = 1005 \text{ kN}$$

El área de la columna es:

$$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.45 * f_{ck}}$$

$$A_c = \frac{1005}{0.45 * 2.5} = 893.33 \text{ cm}^2$$

Se asume una sección de $40 \times 30 = 1200 \text{ cm}^2 > A_c$ (Cumple)

Tipos de columnas utilizadas en la estructura

Los tipos de columnas utilizadas son de acuerdo con la arquitectura del proyecto, capacidad de resistir los esfuerzos actuantes y para prevenir armadura longitudinal excesiva en las secciones.

Las dimensiones de las columnas se muestran en la siguiente figura expresadas en centímetros.

Tabla 3.12 Dimensiones de columnas en la estructura.

DIMENSIONES

Base (cm)	Altura (cm)
25	25
30	40
25	30
30	30

Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Diseño a flexión esviada

Las solicitaciones de diseño de la columna 4 en la planta baja para la siguiente hipótesis de carga más desfavorable según el análisis estructural y según la norma CBH-87 es:

$$U = 1.6G + 1.6Q$$

Los esfuerzos de acuerdo a la hipótesis de carga más desfavorable son:

Dimensiones 40x30 cm.

Nd=1522.24 kN

Mxd= 4.59 kN·m

Myd= 10.26 kN·m

La reducción de la resistencia de materiales es:

- Para el hormigón, la columna se trata de un elemento vertical, la norma CBH-87 menciona que se debe reducir un 10%.

$$f_{cd} = 0.9 * \frac{2.5}{1.5} = 1.5 \text{ kN/cm}^2$$

- Para el acero, debe ser menor o igual a 42 kN/cm².

$$f_{yd} \leq \left[\begin{array}{l} \frac{50}{1.15} = 43.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \end{array} \right] = 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Los elementos que concurren a la columna P4 se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 3.28 Datos geométricos de los elementos que concurren a la columna P4

Elemento	b (cm)	h (cm)	LONGITUDES cm	Ix=	Iy=
Viga 1	20	30	370	45000.00	20000.00
Viga 2	20	30	330	45000.00	20000.00
Viga 3	25	45	620	189843.75	58593.75
Viga 4	25	45	535	189843.75	58593.75
Viga 5	20	30	370	45000.00	20000.00
Viga 6	20	30	330	45000.00	20000.00
Viga 7	20	30	620	45000.00	20000.00
Viga 8	20	30	535	45000.00	20000.00
C1	40	30	275	90000.00	160000.00
P4	40	30	305	90000.00	160000.00
C3	40	30	250	90000.00	160000.00

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo del coeficiente de pandeo en la dirección X.

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{x_{C1}}}{L_{C1}} + \frac{I_{x_{p4}}}{L_{p4}}}{\frac{I_{y_{v1}}}{L_{v1}} + \frac{I_{y_{v2}}}{L_{v2}} + \frac{I_{x_{v3}}}{L_{v3}} + \frac{I_{x_{v4}}}{L_{v4}}}$$

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{90000}{275} + \frac{90000}{305}}{\frac{20000}{370} + \frac{20000}{330} + \frac{189843.75}{620} + \frac{189843.75}{535}}$$

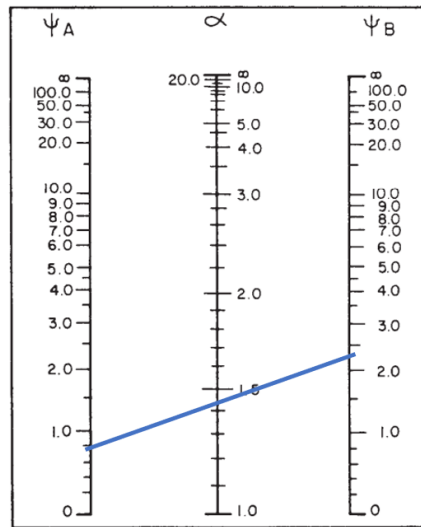
$$\psi_{AX} = 0.8$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{x_{C3}}}{L_{C3}} + \frac{I_{x_{p4}}}{L_{p4}}}{\frac{I_{y_{v4}}}{L_{v4}} + \frac{I_{y_{v5}}}{L_{v5}} + \frac{I_{x_{v7}}}{L_{v7}} + \frac{I_{x_{v8}}}{L_{v8}}}$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{90000}{305} + \frac{90000}{250}}{\frac{20000}{370} + \frac{20000}{330} + \frac{45000}{620} + \frac{45000}{535}}$$

$$\psi_{BX} = 2.41$$

Entrando con ψ_{AX} , ψ_{BX} , en el monograma para pórticos traslacionales se determina el coeficiente de pandeo.



El coeficiente de pandeo $\alpha = 1.42$

Cálculo del coeficiente de pandeo en la dirección Y.

$$\psi_{AY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yp4}}{L_{p4}}}{\frac{I_{xv1}}{Lv1} + \frac{I_{xv2}}{Lv2} + \frac{I_{yv3}}{Lv3} + \frac{I_{yv4}}{Lv4}}$$

$$\psi_{AY} = \frac{\frac{160000}{275} + \frac{160000}{305}}{\frac{45000}{370} + \frac{45000}{330} + \frac{58593.75}{620} + \frac{58593.75}{535}}$$

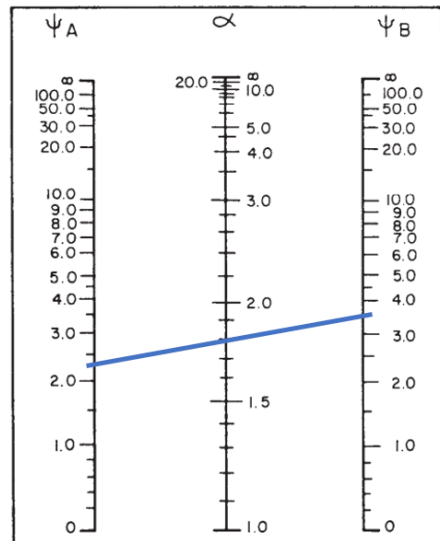
$$\psi_{AY} = 2.39$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{I_{yp4}}{L_{p4}} + \frac{I_{yC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{yv5}}{Lv5} + \frac{I_{yv6}}{Lv6} + \frac{I_{xv7}}{Lv7} + \frac{I_{xv8}}{Lv8}}$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{160000}{305} + \frac{160000}{250}}{\frac{45000}{470} + \frac{45000}{505} + \frac{20000}{630} + \frac{20000}{540}}$$

$$\psi_{BY} = 3.55$$

Entrando con ψ_{AY} , ψ_{BY} , en el monograma para pórticos traslacionales se determina el coeficiente de pandeo.



El coeficiente de pandeo $\alpha = 1.8$

De la norma CBH-87, cuando $35 < \lambda < 100$, pueden aplicarse los métodos aproximados.

La esbeltez mecánica se calcula con la siguiente fórmula.

$$\lambda_x = \frac{1.42 * 305}{\sqrt{\frac{90000}{40 * 30}}} = \frac{433.1}{8.66} = 50.01 < 100$$

$$\lambda_y = \frac{1.8 * 305}{\sqrt{\frac{160000}{40 * 30}}} = \frac{549}{11.5} = 47.54 < 100$$

La excentricidad de cálculo de primer orden en ambas direcciones es:

$$e_{ox} = \frac{My_d}{Nd} = \frac{10.26 * 100}{1522.24} = 0.674 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{Mx_d}{Nd} = \frac{4.59 * 100}{1522.24} = 0.302 \text{ cm}$$

La excentricidad accidental en ambas direcciones es:

$$e_{cy} = \frac{30}{20} = 1.5 < 2 \text{ cm}$$

$$ecx = \frac{40}{20} = 2 = 2 \text{ cm}$$

Por lo tanto, $ecx=ecy= 2 \text{ cm}$.

La excentricidad ficticia equivalente a los efectos de segundo orden en ambas direcciones con es:

$$eax = \left(0.85 + \frac{420}{1200}\right) * \frac{30 + 20 * 0.674}{30 + 10 * 0.674} * \frac{433.1^2}{8.66} * 10^{-4} = 3.08 \text{ cm}$$

$$eay = \left(0.85 + \frac{420}{1200}\right) * \frac{40 + 20 * 0.302}{40 + 10 * 0.302} * \frac{549^2}{11.55} * 10^{-4} = 3.35 \text{ cm}$$

La excentricidad total en ambas direcciones es:

$$etotx = 0.674 + 2 + 3.08 = 5.75 \text{ cm} \geq 2 \text{ cm (Cumple)}$$

$$etoty = 0.302 + 2 + 3.35 = 5.65 \text{ cm} \geq 2 \text{ cm (Cumple)}$$

Las variables para el ábaco en roseta son:

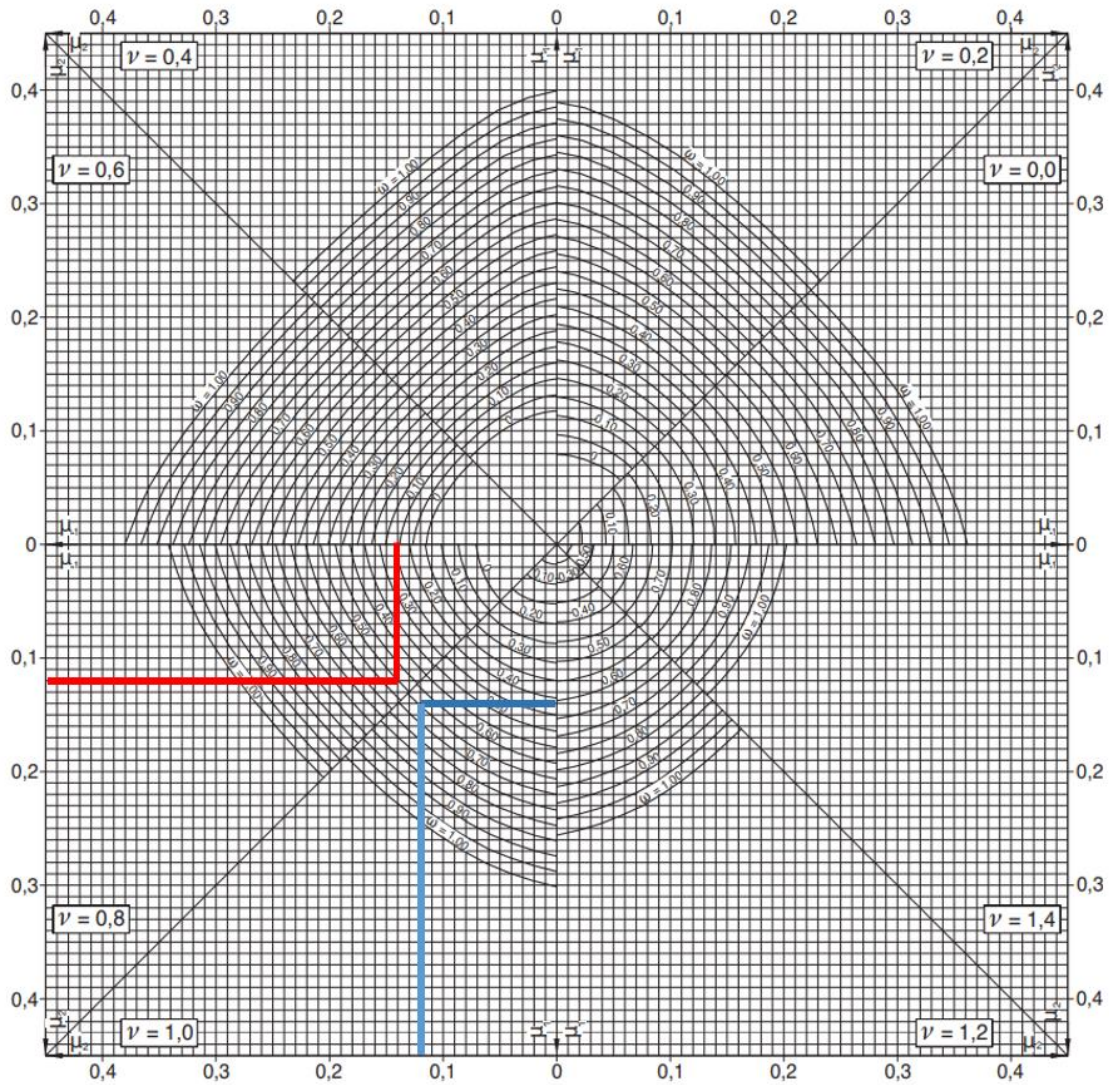
$$\mu a = \frac{1522.24 * 5.75}{40 * 30 * 30 * 1.5} = 0.14$$

$$\mu b = \frac{1522.24 * 5.65}{40 * 30 * 40 * 1.5} = 0.12$$

$$v = \frac{1522.24}{40 * 30 * 1.5} = 0.83$$

Con los esfuerzos reducidos se determina la cuantía mecánica (w) del ábaco en roseta que se muestra en la siguiente figura, se intercepta en la figura para los valores de los momentos reducidos.

Figura N° 3.29 Ábaco en roseta para flexión esviada.



Fuente: *Hormigón Armado 15ª Edición, (García Meseguer, Morán Cabré, & Arroyo Portero, 2009)*

Del ábaco tenemos que para:

$$v = 0.8 \qquad w = 0.50$$

$$v = 1.0 \qquad w = 0.65$$

Interpolando tenemos:

$$v = 0.83 \qquad w = 0.52$$

Determinación de la armadura

$$As = ws * Ac * \frac{fcd}{fyd} = 0.52 * 1200 * \frac{1.50}{42} = 22.29 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima para columnas según la norma CBH-87 es:

$$A_{smin} = 0.005 * A_c = 0.005 * 1200 = 6.0 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima recomendada.

$$A_{smax} = 0.08 * A_c = 0.08 * 1200 = 96.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} \leq A_s \leq A_{smax}$$

$$A_{.nec} \geq \left[\frac{A_s}{A_{min}} \right] = 22.29 \text{ cm}^2$$

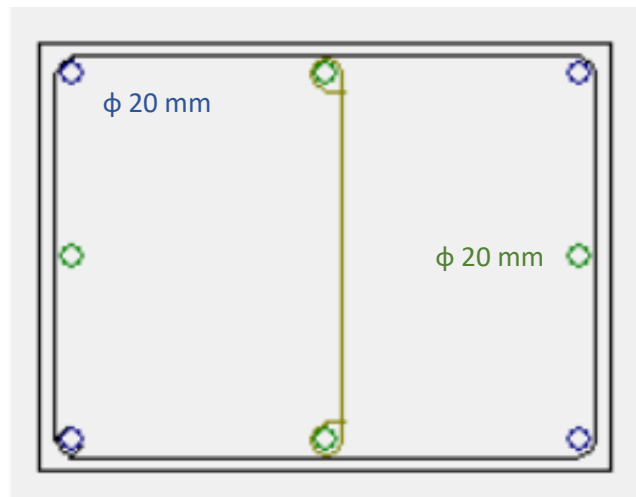
Se adopta diámetro ϕ 20 mm con $A= 3.14\text{cm}^2$

$$\#barras = \frac{22.29\text{cm}^2}{3.14 \text{ cm}^2} = 7.1 \approx 8$$

$$A_s = 8 * 3.14 = 25.12 \text{ cm}^2 > 22.29 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

La disposición de armaduras en la columna analizada es de **8 barras ϕ 20 mm**, se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 3.30 Disposición de armadura en la columna P4.



Fuente: Elaboración propia.

Cálculo de la armadura transversal

Cortante máxima $V_y=10.79 \text{ kN}$

La resistencia de cálculo del acero transversal debe cumplir la siguiente desigualdad.

$$f_{yd} \leq \left[\begin{array}{l} \frac{50}{1.15} = 43.48 \frac{kN}{cm^2} \\ 42 \frac{kN}{cm^2} \end{array} \right] = 42 \text{ kN/cm}^2$$

El agotamiento por compresión oblicua en el alma (V_{ou}), debe cumplir la siguiente desigualdad.

$$V_{ou} = 0.3 * 1.5 * 40 * 26.5 = 477 \text{ kN} > 10.79 \text{ kN (Cumple)}$$

La resistencia virtual de cálculo del hormigón es:

$$f_{vd} = 0.05 * \sqrt[2]{1.5} = 0.0612 \text{ kN/cm}^2$$

La contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante es:

$$V_{cu} = 0.0612 * 40 * 26.5 = 64.87 \text{ kN}$$

Como $V_d < V_{cu}$, se calcula armadura para con las disposiciones mínimas que establece la norma CBH-87.

Según la norma CBH-87 el diámetro debe cumplir las siguientes condiciones.

$$\phi_t \geq \left[\frac{1}{4} * \phi_{max}; \frac{1}{4} * 20 = 5 \text{ mm} \right]; \phi_t = 6 \text{ mm}$$

La separación “s”, entre estribos según la norma CBH-87 debe ser:

$$s \leq \left[\begin{array}{l} 12 * 2.0 = 24 \text{ cm} \\ \text{lado menor} = 30 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right], \text{ Constructivamente se asume } s = 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la armadura transversal es ϕ **6 mm c/20 cm**.

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la columna P4, son iguales a los del paquete estructural CYPECAD; los resultados se muestran en la siguiente figura:

Figura N° 3.31 Cuadro de armaduras en la columna, cálculo del programa CYPECAD.

Referencia:	Cuadro de columnas			Datos de la columna		
	Esquina	Cara X	Cara Y	Estribos		Fe/Fb(%)
8	0.4 x 0.3 4 Ø12	+2 Ø12	+0	Ø6	15	0.57
7	0.4 x 0.3 4 Ø12	+2 Ø12	+0	Ø6	15	0.57
6	0.4 x 0.3 4 Ø12	+2 Ø12	+0	Ø6	15	0.57
5	0.4 x 0.3 4 Ø12	+2 Ø12	+0	Ø6	15	0.57
4	0.4 x 0.3 4 Ø20	+2 Ø20	+2 Ø20	Ø6	20	2.09
3	0.4 x 0.3 4 Ø20	+2 Ø20	+2 Ø20	Ø6	20	2.09
2	0.4 x 0.3 4 Ø20	+2 Ø20	+2 Ø20	Ø6	20	2.09
1	0.4 x 0.3 4 Ø20	+2 Ø20	+2 Ø20	Ø6	20	2.09
Arranques:	4 Ø20	+2 Ø20	+2 Ø20			2.09

Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

NOTA. Los resultados obtenidos por el paquete estructural y verificación de columnas de hormigón armado están ubicados en el anexo A.3. Memorias de cálculo y diseños.

3.5.4 Estructuras complementarias

3.5.4.1 Diseño de escalera de hormigón armado

Se diseña la escalera que une el nivel de planta baja y planta alta. Los datos generales de la escalera son los siguientes:

$$fcd=1.67 \text{ kN/cm}^2; fyd=43.48 \text{ kN/cm}^2$$

Longitud del descanso L1= 100 cm.

Longitud horizontal de la rampa L2= 180 cm.

Espesor del muro de apoyo A1= 15 cm

Espesor de la viga de apoyo A2= 20 cm

Desnivel que salva H= 3.6 m.

Ancho de la rampa b=100 cm

Ancho total del descanso a=400 cm

Espesor de la losa de la escalera t= 15 cm

Recubrimiento geométrico r = 2.5 cm

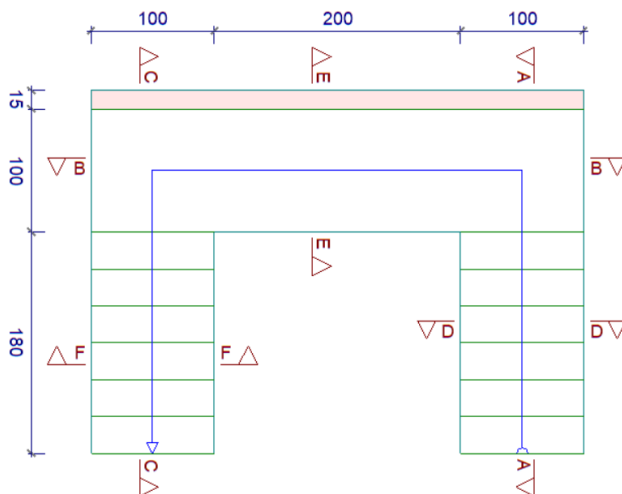
Dimensión de la huella P= 30 cm

Dimensión de la contrahuella CP= 20 cm

Nº escalones = 14

Las dimensiones mencionadas se muestran en la vista en planta y perfil de la escalera analizada en las siguientes figuras.

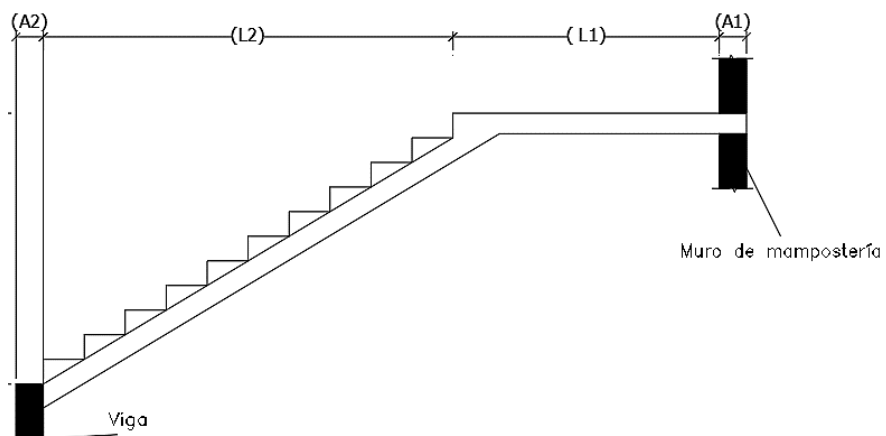
Figura N° 3.32 Vista en planta de la escalera analizada.



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Dado que las características geométricas de la escalera son simétricas en ambos tramos, solo se verifica para un solo tramo y en el otro tramo se dispone la misma armadura. El tramo analizado se muestra en la siguiente figura:

Figura N° 3.33 Vista en perfil de tramo analizado de la escalera.



Fuente: Elaboración propia.

Para el diseño de la escalera se usa el criterio del libro “Diseño en concreto armado de Roberto Morales”.

Metrado de cargas

El ángulo de inclinación de la rampa en el tramo analizado con respecto a la horizontal se calcula con la siguiente fórmula:

$$\cos(\theta) = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} = \frac{30}{\sqrt{30^2 + 20^2}} = 0.832$$

El espesor equivalente (hm) en la rampa es:

$$hm = \frac{15}{0.832} + \frac{20}{2} = 28.03 \text{ cm}$$

Las cargas consideradas para la rampa y descanso del tramo analizado de la escalera se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.13 Cargas consideradas en la escalera.

PARA LA RAMPA

Detalle	Peso	Altura(m)	Ancho (m)	F.M.	Total (kN/m)
Peso Propio kN/m ³	24	0.280	1	1.6	10.76
Acabado kN/m ²	1	-	1	1.6	1.6
Barandas kN/m	1	-	-	1.6	1.6
S/C kN/m ²	3	-	1	1.6	4.8

TOTAL: 18.76

PARA EL DESCANSO

Detalle	Peso	Altura(m)	Ancho (m)	F.M.	Total (kN/m)
Peso Propio kN/m ³	24	0.150	1	1.6	5.76
Acabado kN/m ²	1	-	1	1.6	1.6
Barandas kN/m	1	-	-	1.6	1.6
S/C kN/m ²	3	-	1	1.6	4.8

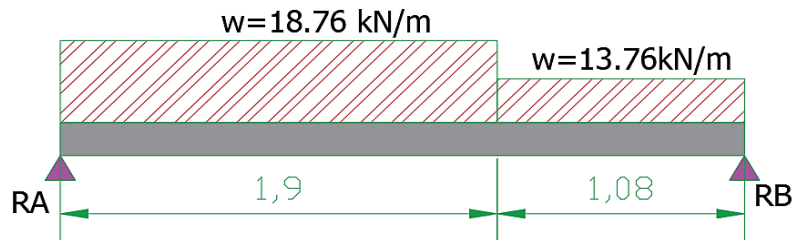
TOTAL: 13.76

Fuente: Elaboración propia.

Determinación de los momentos de diseño.

La escalera está sometida solo a cargas de gravedad, para determinar el máximo momento positivo se idealiza la escalera como una viga simplemente apoyada como se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 3.34 Idealización de la escalera para el momento positivo.



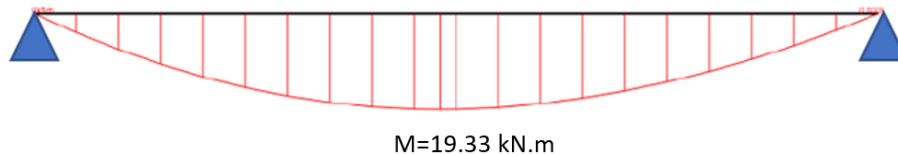
Fuente: Elaboración propia.

Resolviendo con las ecuaciones de la estática se determina las reacciones en los apoyos y son:

$$R_A = 26,93 \text{ kN} \qquad R_B = 23,5 \text{ kN}$$

El máximo momento positivo y el diagrama de momentos para la viga simplemente apoyada se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 3.35 Diagrama de momentos viga simplemente apoyada.



Fuente: Elaboración propia.

Verificación a cortante

La cortante a una distancia igual al canto útil (d) desde el apoyo es:

$$d = 12,5 \text{ cm.}$$

$$V_d = V_{max} - w_u * d = 26,93 - 18,76 * 0,125 = 24,59 \text{ kN}$$

La cortante de diseño con la fórmula:

$$V_d' = V_d * \cos(\theta) = 24,59 * 0,832 = 20,46 \text{ kN}$$

El agotamiento por compresión oblicua en el alma (V_{ou}), debe cumplir la desigualdad.

$$V_{ou} = 0,3 * 1,67 * 100 * 12,5 = 626,3 \text{ kN} > V_d' \text{ (Cumple)}$$

La resistencia virtual de cálculo del hormigón es:

$$fvd = 0.05 * \sqrt{1.67} = 0.0646 \text{ kN/cm}^2$$

La contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante es:

$$Vcu = fvd * bw * d = 0.0646 * 100 * 12.5 = 80.75 \text{ kN}$$

$Vd' < Vcu$, entonces la escalera cumple a cortante.

Diseño a flexión

Determinación de la armadura longitudinal positiva

$M_{max} = +19.33 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$d = 12.5 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$fcd = 1.67 \text{ kN/cm}^2$

$f_yd = 43.48 \text{ kN/cm}^2$

El momento reducido de cálculo:

$$\mu d = \frac{19.33 * 100}{100 * 12.5^2 * 1.67} = 0.1 < \mu_{lim} = 0.319 \text{ (Cumple)}$$

Con el momento reducido de obtiene la cuantía mecánica por tabla y es $w = 0.1064$

La armadura de cálculo a tracción necesaria es:

$$A_s = 0.1064 * 100 * 12.5 * \frac{1.67}{43.48} = 5.11 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima según la norma CBH-87 es:

$$A_{smin} = 0.0015 * 100 * 15 = 2.25 \text{ cm}^2$$

La armadura positiva de cálculo necesaria es:

$$A_{nec(+)} \geq \left[\begin{matrix} A_s \\ A_{smin} \end{matrix} \right] = 5.11 \text{ cm}^2$$

Para diámetro 12 mm, $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\#Barras = \frac{5.11}{1.13} = 4.52 \approx 5$$

$$Espaciamiento = \frac{100 - 2 * 2.5}{5} = 19 \approx 20 \text{ cm}$$

$$\#Barras \text{ total} = \frac{100 - 2 * 2.5}{20} + 1 = 5.75 \approx 6$$

Verificación

$$A. \text{real} = 6 * 1.13 = 6.78 \text{ cm}^2 > A. \text{nec (+)} = 5.11 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

Por lo tanto, se dispone **6 ϕ 12 mm c/20 cm**

Determinación de la armadura longitudinal negativa

Según el libro “DISEÑO EN CONCRETO ARMADO” del Ing. Roberto Morales, la armadura negativa puede ser igual a 1/2 de la armadura positiva, entonces se tiene:

$$A. \text{nec}(-) = \frac{5.11}{2} = 2.56 \text{ cm}^2$$

Para diámetro 8 mm, $A_s=0.503 \text{ cm}^2$

$$\#Barras = \frac{2.56}{0.503} = 5.08 \approx 5$$

$$Espaciamiento = \frac{100 - 2 * 2.5}{5} = 19 \approx 20 \text{ cm}$$

$$\#Barras \text{ total} = \frac{100 - 2 * 2.5}{20} + 1 = 5.75 \approx 6$$

Verificación

$$A. \text{real} = 6 * 0.503 = 3.02 \text{ cm}^2 > A. \text{nec} (-) = 2.56 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

Por lo tanto, se dispone **6 ϕ 8 mm c/20 cm**

Determinación de la armadura de reparto.

Según la norma CBH-87 debe cumplir la siguiente desigualdad.

$$A_s \geq \frac{50 * h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}}$$

ho=15 cm

fyd= 434.8 MPa

$$A_s \geq 1.725 \frac{cm^2}{m} \geq 0.46 \frac{cm^2}{m}$$

As= 1.725 cm²/m

Considerando barras de diámetro 8 mm. As=0.503 cm²

$$Barras = \frac{1.725}{0.503} = 3.43 \approx 4$$

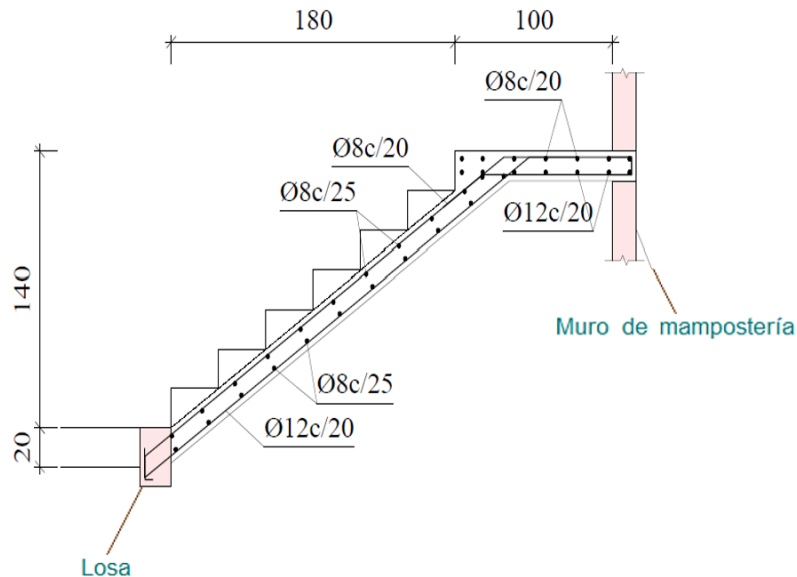
A. real= 4*0.503=2.012 cm²/m > As (Cumple)

$$Barras \text{ por metro} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se dispone ϕ 8 mm c/25 cm

Los resultados obtenidos manualmente son iguales a los que dispone el paquete estructural CYPECAD. La disposición de armaduras en el tramo analizado de la escalera se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 3.36 Disposición de armaduras en el tramo analizado.



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

NOTA. Los resultados obtenidos por el paquete estructural y verificación de escaleras de hormigón armado están ubicados en el anexo A.3. Memorias de cálculo y diseños.

3.5.4.2 Diseño de muros de hormigón armado

Se deben encontrar las solicitaciones producto de las cargas mayoradas, para poder calcular el acero en el muro.

El muro de sótano se lo idealiza como un muro empotrado - apoyado, donde se considera la siguiente combinación de carga:

$$Q = 1.6(CV + CH)$$

Siendo:

CV: Carga viva

CH: Carga horizontal

Del punto 3.5.1.3 “Empujes en Muros”, se puede observar las cargas actuantes sobre el muro.

Del cálculo estructural en CYPECAD obtenemos una combinación de esfuerzos pésimos, los cuales son los siguientes:

$$M_u = -75.60 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_u = 37.11 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$V_u = 41.19 \text{ kN/m}$$

Diseño a flexión

Momento positivo

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$M = 37.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d_1 = 3 \text{ cm}$$

$$d = 21 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 1.67 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 43.48 \text{ kN/cm}^2$$

El momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{37.11 * 100}{100 * 21^2 * 1.67} = 0.050 < \mu_{lim}$$

Con el momento reducido se obtiene la cuantía mecánica (w)

$$w=0.052$$

La armadura de cálculo a tracción necesaria

$$A_s = 0.052 * 100 * 21 * \frac{1.67}{43.48} = 4.19 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima

$$A_{smin} = 0.0015 * 100 * 25 = 3.75 \text{ cm}^2$$

La armadura de cálculo necesaria es:

$$A. nec \geq [A_{smin}] = 4.19 \text{ cm}^2$$

Consideramos:

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

$$\emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$A'_s = \frac{\pi}{4} \cdot 1.0^2 \cdot \frac{100}{15} = 5.24 \text{ cm}^2/m > 4.19 \text{ cm}^2/m$$

$$\emptyset = 10\text{mm } c/15\text{cm}$$

Momento negativo

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$M = -75.60 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d_1 = 4 \text{ cm}$$

$$d = 21 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 1.67 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 43.48 \text{ kN/cm}^2$$

El momento reducido de cálculo

$$\mu d = \frac{75.60 * 100}{100 * 21^2 * 1.67} = 0.10 < 0.319 \mu_{lim}$$

Con el momento reducido se obtiene la cuantía mecánica (w)

$$w=0.1064$$

La armadura de cálculo a tracción necesaria

$$A_s = 0.1064 * 100 * 21 * \frac{1.67}{43.48} = 8.58 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima

$$A_{smin} = 0.0015 * 100 * 25 = 3.75 \text{ cm}^2$$

La armadura de cálculo necesaria es:

$$A.nec \geq \left[\begin{array}{c} A_s \\ A_{smin} \end{array} \right] = 8.58 \text{ cm}^2$$

Consideramos:

$$s = 12.5 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$

$$A'_s = \frac{\pi}{4} \cdot 1.2^2 \cdot \frac{100}{12.5} = 9.05 \text{ cm}^2/\text{m} > 8.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm } c/12.5 \text{ cm}$$

Verificación a corte

La resistencia de cálculo del acero transversal debe cumplir la siguiente desigualdad.

$$f_{yd} \leq \left[\begin{array}{c} \frac{50}{1.15} = 43.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \end{array} \right] = 42 \text{ kN/cm}^2$$

El agotamiento por compresión oblicua en el alma (V_{ou}), debe cumplir la siguiente desigualdad.

$$V_{ou} = 0.3 * 1.67 * 100 * 21 = 1052.1 \text{ kN} > 41.17 \text{ kN (Cumple)}$$

La resistencia virtual de cálculo del hormigón es:

$$f_{vd} = 0.05 * \sqrt[2]{1.67} = 0.0646 \text{ kN/cm}^2$$

La contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante es:

$$V_{cu} = 0.0646 * 100 * 21 = 135.66 \text{ kN}$$

$V_{cu} > V_d$, Cumple, el hormigón resiste el corte

No es necesaria armadura transversal

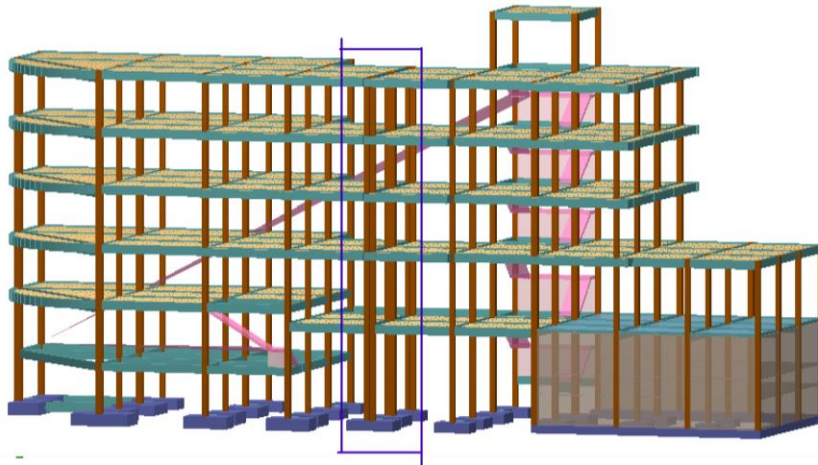
3.5.4.3 Diseño de junta de dilatación

a) Distancia máxima entre juntas de dilatación

En caso del diseño estructural del Hotel AYRE- Ciudad de Tarija se tiene una longitud de aproximadamente 40 m de largo por 10 m de ancho con una variación térmica de más de 10°C por lo tanto se deberá disponer de una junta de dilatación.

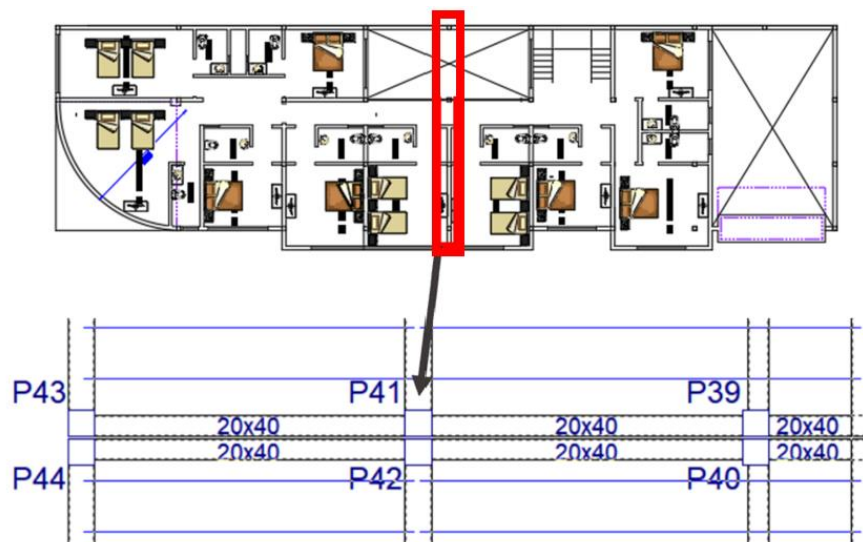
Se analiza los planos arquitectónicos, tomando en cuenta el largo de la estructura se decide adoptar una sola junta de dilatación del tipo doble pilar, se determina el lugar ideal para dividir a la estructura como se muestra en la siguiente figura L1=19,95 m L2= 20,05 m.

Figura N° 3.37 Disposición de juntas de dilatación.



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Figura N° 3.38 Ubicación de la junta doble pilar.



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD y planos arquitectónicos.

b) Ancho de la junta de dilatación

$$\Delta L = \alpha * L * \Delta T$$

Donde:

α = coeficiente de dilación térmica del hormigón

L= longitud de calculo

ΔT = variación de temperatura

Datos:

$\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$ por cada grado centígrado

L= 19,95 y 20,05 m

Tmax= 37 °C Tmin=-7,4 °C

(Para Tarija se asume una variación térmica de 35° C.)

$\Delta T = 35$ °C

$$\Delta L = \alpha * L * \Delta T$$

$$\Delta L1 = 1.0 \times 10^{-5} * 19,95 * 35 = 0.7 \text{ cm}$$

$$\Delta L2 = 1.0 \times 10^{-5} * 20,05 * 35 = 0.7 \text{ cm}$$

Teniendo una dilatación térmica de 1 cm aproximado se tomará una junta de 3 cm constructivamente debido al espesor de la madera de encofrado de ancho 1”

3.5.5 Fundaciones

3.5.5.1 Diseño de zapata aislada de hormigón armado

Se realiza el diseño de la zapata de mayor sollicitación que corresponde a la zapata de la columna P4 como se muestra en la figura 3.18. Los esfuerzos son tomados del resultado del análisis estructural realizado con el Cypecad para la combinación en estados límites en servicio (ELS).

Datos:

N= 977.61 kN

Mx'= +1.12 kN·m

My'=-4.88 kN·m

Qx=+0.61 kN

Qy=+4.67 kN

$$Q_{adm} = 2.2 \text{ kg/cm}^2 = 0.022 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd} = 1.67 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 43.48 \text{ kN/cm}^2$$

Dimensiones de la columna P4; $a_1 = 40 \text{ cm}$; $b_1 = 30 \text{ cm}$

Pre dimensionado de zapata aislada

El área de la zapata (A_z) es:

$$A_z = a * b \geq \frac{Nd}{k * Q_{adm}} = \frac{977.61}{0.95 * 0.022} = 46775.598 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A_z} = 216.28 \text{ cm}$$

Se adopta $a = b = 220 \text{ cm}$

$$A_z = 220 * 220 = 48400 \text{ cm}^2 > 46775.598 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

El vuelo de la zapata es:

$$v = 220 - 220 * 0.5 - 30 * 0.5 = 95 \text{ cm.}$$

El canto (h) de la zapata es igual a la mitad del vuelo de la zapata.

$$h = \frac{95}{2} = 47.5 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

Corrección de momentos

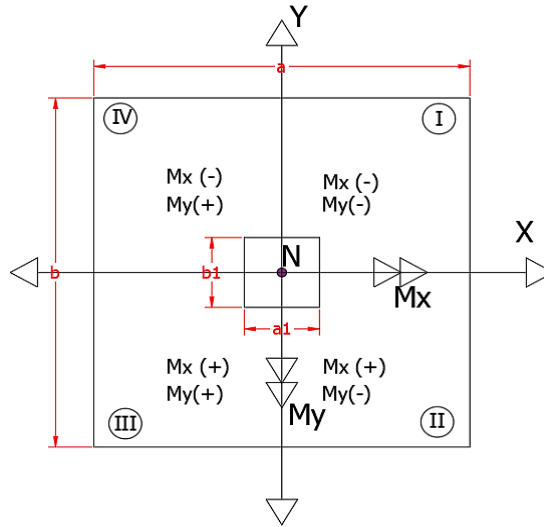
$$M_x = M_x' \pm Q_y * h = 1.12 + 4.67 * 0.5 = 3.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = M_y' \pm Q_x * h = -4.88 + 0.61 * 0.5 = -4.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cálculo de tensiones sobre el terreno

Se calcula los esfuerzos en los cuatro cuadrantes de la zapata como se muestra en la siguiente figura:

Figura N° 3.39 Vista en planta zapata aislada.



Fuente: Elaboración propia.

La fórmula general es:

$$Q_i = \frac{Nd}{A} \pm \frac{6 * Mx}{a^2 * b} \pm \frac{6 * My}{b^2 * a} \leq Q_{adm}$$

$$(I)Q_1 = \frac{977.61}{220 * 220} - \frac{6 * 3.46}{220^2 * 220} - \frac{6 * 4.58}{220^2 * 220} = 197.46 \frac{kN}{m^2}$$

$$(II)Q_2 = \frac{977.61}{220 * 220} + \frac{6 * 3.46}{220^2 * 220} - \frac{6 * 4.58}{220^2 * 220} = 201.35 \frac{kN}{m^2}$$

$$(III)Q_3 = \frac{977.61}{220 * 220} + \frac{6 * 3.46}{220^2 * 220} + \frac{6 * 4.58}{220^2 * 220} = 206.52 \frac{kN}{m^2}$$

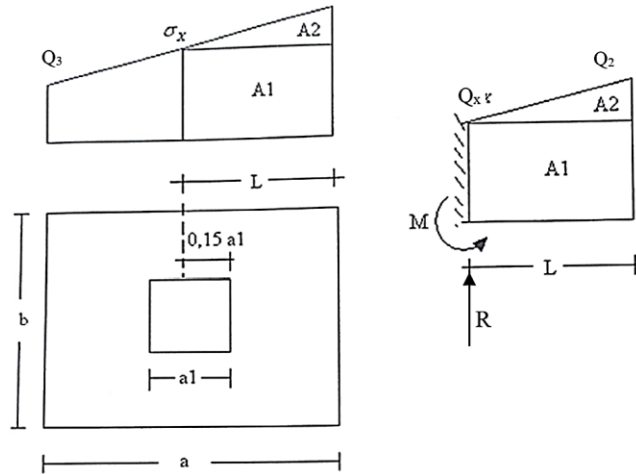
$$(IV)Q_4 = \frac{977.61}{220 * 220} - \frac{6 * 3.46}{220^2 * 220} + \frac{6 * 4.58}{220^2 * 220} = 202.61 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_{max} = 206.52 \frac{kN}{m^2} = 0.0206 \frac{kN}{cm^2} < Q_{adm} = 0.022 \frac{kN}{cm^2} = 220 \frac{kN}{m^2} \text{ (Cumple)}$$

Cálculo del momento de diseño

Para el cálculo del momento flector en la dirección X, se escoge el sector más comprimido y se halla el momento a una distancia igual al vuelo de la zapata más el 0.15 de a1 como se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 3.40 Idealización para el momento de diseño.



Fuente: Elaboración propia.

De la figura 3.37 se puede reducir la longitud de cálculo para el momento como sigue.

$$L = \frac{a - a1}{2} + 0.15 * a1 = \frac{220 - 0.4}{2} + 0.15 * 0.4 = 0.96 \text{ m}$$

$$Qx = Q_3 - \frac{L}{a}(Q_3 - Q_2) = 206.52 - \frac{0.96}{2.2} * (206.52 - 201.35) = 204.26 \text{ kN/m}^2$$

El momento en la dirección X es:

$$M = \frac{Qx * L * L}{2} + \frac{(Q_3 - Qx) * L * 0.5 * 2 * L}{3} = 94.82 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Finalmente, el momento de diseño en la dirección X es:

$$Mxd = 1.6 * 94.82 = 151.72 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Se precede de la misma forma para la dirección Y; el momento de diseño en esta dirección es:

$$L = 0.995 \text{ m}$$

$$Qy = 204.18 \text{ kN/m}^2$$

$$M = 101.84 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$Myd = 162.94 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Diseño a flexión de la zapata

Se diseña para el momento máximo Myd.

$$M_{yd}=162.94 \text{ kN}\cdot\text{m /m}$$

$$f_{cd}=1.67 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd}=43.48 \text{ kN/cm}^2$$

$$h=50 \text{ cm}$$

$$d=44.4 \text{ cm}$$

$$d_1=5.6 \text{ cm}$$

recubrimiento 5 cm.

El momento reducido de cálculo con es:

$$\mu d = \frac{162.94 * 100}{100 * 44.4^2 * 1.67} = 0.049 < \mu_{lim} = 0.319 \text{ (Cumple)}$$

Con el momento reducido de obtiene la cuantía mecánica de la tabla 3.9, interpolando para $\mu d=0.049$ en la tabla la cuantía mecánica es, $w=0.051$

La armadura de cálculo a tracción necesaria es:

$$A_s = 0.051 * 100 * 44.4 * \frac{1.67}{43.48} = 8.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La armadura mínima según la norma CBH-87 es:

$$A_{smin} = 0.0015 * 100 * 50 = 7.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La armadura de cálculo necesaria es:

$$A_{.nec} \geq [A_{smin}] = 8.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para diámetro 12 mm, $A_s=1.13 \text{ cm}^2$

$$\#Barras = \frac{8.7}{1.13} = 7.7 \approx 8$$

$A_{.real}=8*1.13=9.04 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{.nec}$ (Cumple)

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm}$$

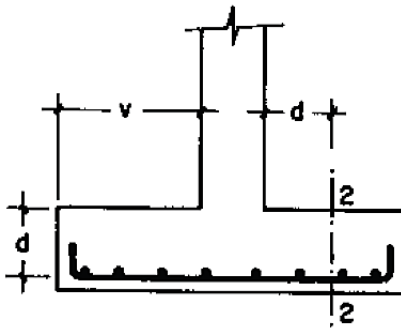
$$\text{Barras total} = \frac{220 - 2 * 5}{12.5} = 16.8 \approx 17$$

Disposición de la armadura en ambas direcciones es, **17φ12 mm c/12.5 cm.**

Verificación a cortante

Se verifica una distancia igual al canto útil (d) del paramento de la columna como se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 3.41 Verificación a esfuerzo cortante.



Fuente: Hormigón Armado 15ª Edición, (García Meseguer, Morán Cabré, & Arroyo Portero, 2009)

Datos para la verificación

La reacción en el apoyo de la viga idealizada en la figura 3.37 es:

$$Ry = \frac{Q_3 - Qx}{2} * L + Qx * L = 208.71 \text{ kN}$$

$$Rx = 204.32 \text{ kN}$$

El vuelo de la zapata en ambas direcciones es:

$$Vx = 0.90 \text{ m}$$

$$Vy = 0.95 \text{ m}$$

La cortante a una distancia igual al canto útil “d” de la columna en ambas direcciones es:

$$qx = Rx * a * (vx - d) = 204.32 * 2.2 * (0.9 - 0.444) = 204.97 \text{ kN}$$

$$Qdx = 1.6 * 204.97 = 327.95 \text{ kN}$$

$$qy = Ry * a * (vy - d) = 208.71 * 2.2 * (0.95 - 0.444) = 232.34 \text{ kN}$$

$$Qdy = 1.6 * 232.34 = 371.74 \text{ kN}$$

La resistencia virtual a cortante es:

$$f_{cv} = \frac{0.18}{1.5} * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{444}} \right) * (100 * 0.002 * 25)^{\frac{1}{3}} = 0.343 \text{ MPa}$$

El valor mínimo de la resistencia virtual a cortante es:

$$f_{cv} = \frac{0.075}{1.5} * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{444}} \right)^{1.5} * 25^{\frac{1}{2}} = 0.56 \text{ MPa}$$

Entonces la resistencia virtual a cortante $f_{cv}=0.56 \text{ MPa}=560 \text{ kN/m}^2$

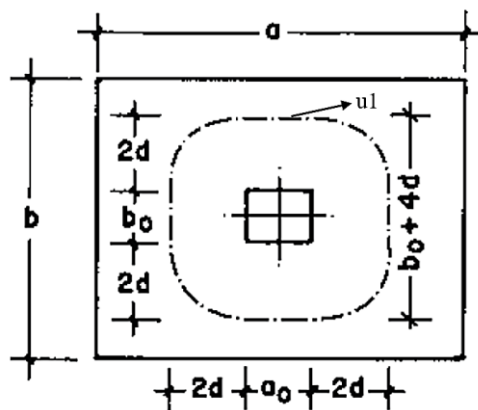
En la verificación a cortante debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$V_{cu} = f_{cv} * b * d = 560 * 2.2 * 0.444 = 547.01 \text{ kN} \geq Qdy = 34.71 \text{ kN} \text{ (Cumple)}$$

Verificación a punzonamiento

La verificación a punzonamiento se realiza de acuerdo con la siguiente figura.

Figura N° 3.42 Sección crítica a punzonamiento.



Fuente: (García Meseguer, Morán Cabré, & Arroyo Portero, 2009)

Datos para la verificación

$$d=0.444 \text{ m}$$

$$a=b=2.20 \text{ m}$$

$$a_o=0.4 \text{ m}$$

$$b_o=0.3 \text{ m}$$

El área interna perímetro de punzonamiento es:

$$A_i = 4 * \pi * 0.444^2 + 0.3 * (0.4 + 4 * 0.444) + 0.4 * (0.3 + 4 * 0.444) = 3.96 \text{ m}^2$$

El área externa perímetro de punzonamiento es:

$$A_e = 2.2 * 2.2 - 3.96 = 0.88 \text{ m}^2$$

La presión máxima del terreno del terreno es:

$$Q_d = 1.6 * 206.52 = 330.43 \text{ kN/m}^2$$

La carga de punzonamiento es:

$$F_{sd} = Q_d * A_e = 330.43 * 0.88 = 290.78 \text{ kN}$$

El perímetro crítico de punzonamiento es:

$$u_1 = 4 * \pi * 0.444 + 2 * (0.3 + 0.4) = 6.98 \text{ m}$$

En la verificación a punzonamiento debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$\frac{F_{sd}}{u_1 * d} = \frac{290.78}{6.98 * 0.444} = 93.83 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < f_{cv} = 560 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Cumple})$$

Verificación a vuelco

Datos:

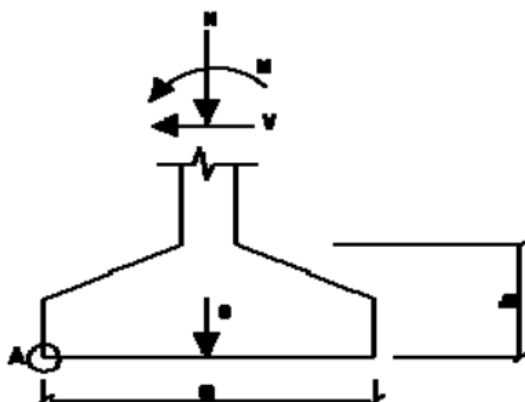
$$N = 977.61 \text{ kN}$$

$$M_y' = -4.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_y = +4.67 \text{ kN}$$

La comprobación consistirá en verificar que los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores respecto al punto "A" como se muestra en la siguiente figura

Figura N° 3.1 Sección crítica a punzonamiento



Fuente: (NORMA BOLIVIANA CBH-87, 1987)

La que verifique a vuelco según la norma CBH-87 se debe cumplir:

$$(N + G) * \left(\frac{a}{2}\right) \geq (M + V * h) * Y1$$

Donde:

N,M,V = esfuerzo normal, momento flector y esfuerzo cortante, en la cara superior de la cimentación

G = peso propio de la cimentación

a = ancho del elemento de cimentación

h = altura total del elemento de cimentación

Y1 = coeficiente de seguridad al vuelco, para el que se recomienda adoptar el valor 1.5

$$G = \frac{25kN}{m^3} * 2.2m * 2.2m * 0.50m = 60.5 kN$$

$$a = 2.20m; h = 0.50m$$

Reemplazando en la desigualdad se tiene:

$$(977.61 + 60.5) * \left(\frac{2.20}{2}\right) \geq (4.88 + 4.67 * 0.50) * 1.5$$

$$1141.92 kN * m \geq 10.82 kN * m \text{ (Cumple a vuelco)}$$

Verificación a deslizamiento

Según la norma CBH-87, para suelos cohesivos (arcillas) la verificación a deslizamiento debe cumplir la siguiente desigualdad.

$$A * Cd \geq \gamma_2 * V$$

$Cd = 0,5 c$ = valor de cálculo de la cohesión

A = área de la base del elemento de cimentación

γ_2 = coeficiente de seguridad al deslizamiento, para el que puede tomarse el valor 1,5.

La cohesión según el informe geotécnico del suelo es $c=113.39 \text{ kN/m}^3$

$$Cd = 0.5 * 113.39 = 56.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$A = 2.20 * 2.20 = 4.84 \text{ m}^2$$

Reemplazando en la desigualdad se tiene:

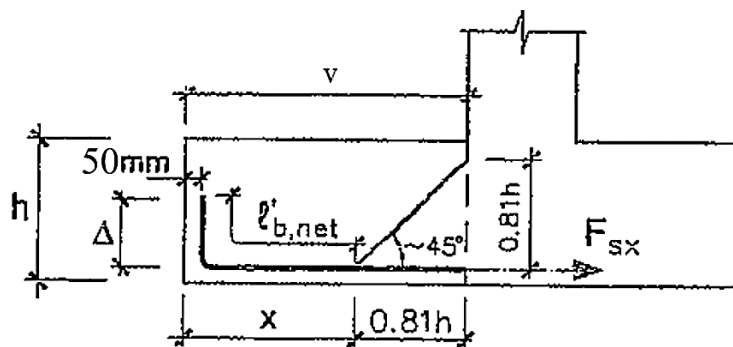
$$4.84 * 59.7 \geq 1.5 * 4.67$$

$$288.95 \text{ kN} \geq 7.0 \text{ kN (Cumple a deslizamiento)}$$

Comprobación de los anclajes

Se realiza de acuerdo con la siguiente figura

Figura N° 3.43 Longitud de anclaje en zapatas.



Fuente: Proyecto y Calculo de Estructuras de Hormigón Tomo II (CALAVERA, 1991)

Datos para la verificación.

$f_{yk}=500$ MPa

$h=0.5$ m

$m=15$ para hormigón H-25, según norma CBH-87

Diámetro 1.2 cm

Según la norma CBH-87, la longitud de anclaje en zapatas en la posición I es:

$$l_{bl} = \frac{f_{yk}}{20} * \varnothing = 30 > m * \varnothing^2 = 21.6 > 15 \text{ cm}$$

$$l_{bl} = \frac{500}{20} * 1.2 = 30 > 15 * 1.2^2 = 21.6 > 15 \text{ cm}$$

Entonces se toma $l_{bl}=30$ cm.

($l_{b,neta}$) es:

$$l_{b,neta} = \left(1 - 0.66 * \left(\frac{0.4}{a}\right)^2\right) * l_b$$

$$l_{b,neta} = \left(1 - 0.66 * \left(\frac{0.4}{2.2}\right)^2\right) * l_b = 0.29 \text{ m}$$

El espacio disponible para anclar es:

$$e = v - 0.81 * h - d_1$$

$$e = 0.875 - 0.81 * 0.5 - 0.056 = 0.45 \text{ m}$$

Verificación, para que las barras de acero en la zapata no necesiten gancho debe cumplir que:

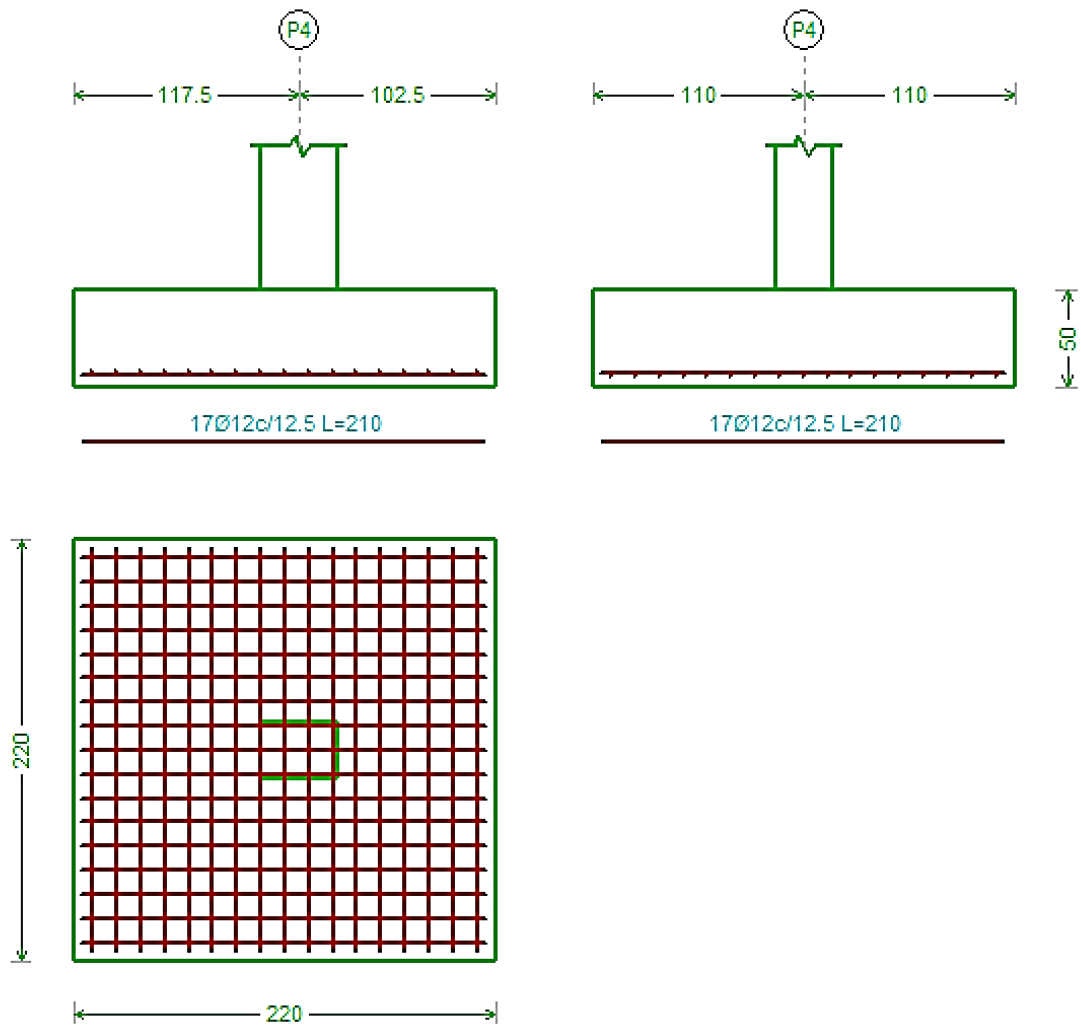
$$l_{b,neta} < e$$

Cumple la siguiente desigualdad se dispone anclaje recto, no necesita patilla.

$$l_{b,neta} = 0.29 \text{ m} < 0.45 \text{ m} \text{ (Cumple)}$$

Los resultados obtenidos manualmente son iguales al del paquete estructural. La disposición de armaduras en la zapata P4 analizada se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 3.44 Disposición de armado en la zapata.



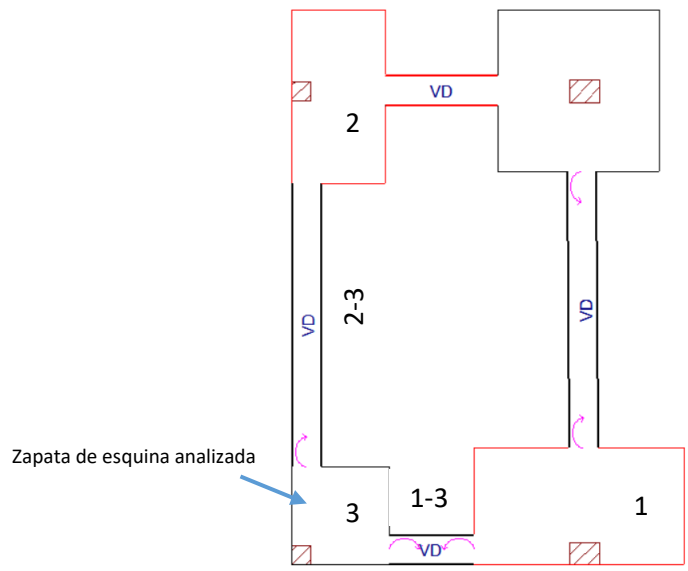
Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

NOTA. Los resultados obtenidos por el paquete estructural y verificación de zapatas de hormigón armado están ubicados en el anexo A.3. Memorias de cálculo y diseños.

3.5.5.2 Diseño de zapata esquinera de hormigón armado

Se diseña la siguiente zapata

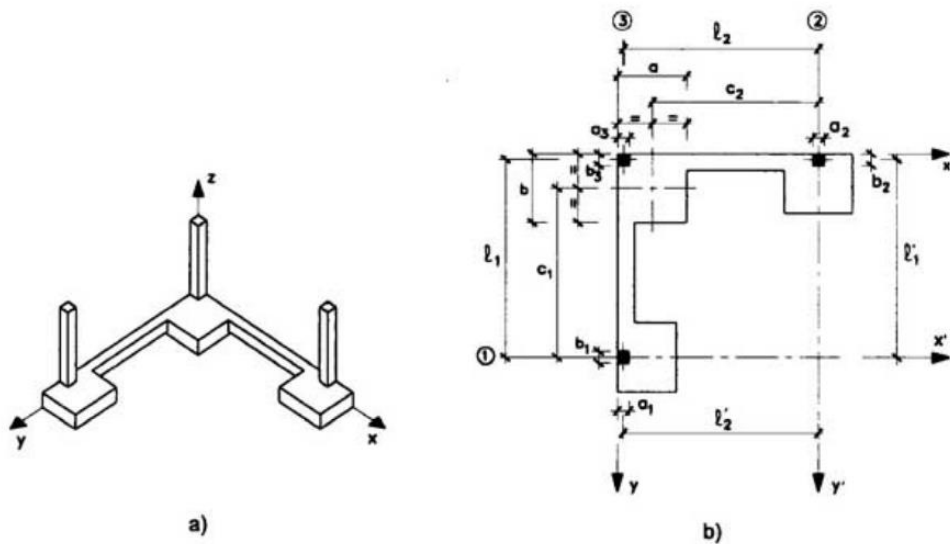
Figura N° 3.45 Zapata de esquina analizada.



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Se plantea la zapata esquinera con dos vigas centradoras para tener una distribución uniforme de presiones como se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 3.46 Planteamiento zapata de esquina



Fuente: (Calavera Ruiz, 2000)

Pre dimensionado de zapata esquinera

$N=306.25$ kN (Carga en servicio)

$N_u=N_p3= 490$ kN

El área de la zapata (A_z) es:

$$A_z = a * b \geq \frac{N}{k * Q_{adm}} = \frac{306.25}{0.95 * 0.022} = 15130.93 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A_z} = 123 \text{ cm}$$

Se adopta $a=b= 130$ cm

$$A_z = 130 * 130 = 16900 \text{ cm}^2 > 15130.93 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

El canto (h) de la zapata de adopta el mismo canto de la zapata aislada

$$h = 50 \text{ cm}$$

Dimensiones de la columna de esquina

$b3=25$ cm

$a3=25$ cm

Distancias entre ejes de columnas

$l1=6.30$ m

$l2=3.9$ m

De la anterior imagen

$$c1 = l1 + \frac{b3}{2} - \frac{b}{2} = 5.78 \text{ m}$$

$$c2 = l2 + \frac{a3}{2} - \frac{a}{2} = 3.38 \text{ m}$$

Peso de la zapata

$$N_{c3} = 1.6 * \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} * a * b * h = 33.8 \text{ kN}$$

Reacciones en los pilares adyacentes.

$$R1 = Np3 * \frac{l2 * (l1' - c1) + c2 * (l1 - l1')}{l1' * c2 + l2' * c1 - l1' * l2'} = 52.2 \text{ kN}$$

$$R2 = Np3 * \frac{l1 * (l2' - c2) + c1 * (l2 - l2')}{l1' * c2 + l2' * c1 - l1' * l2'} = 84.34 \text{ kN}$$

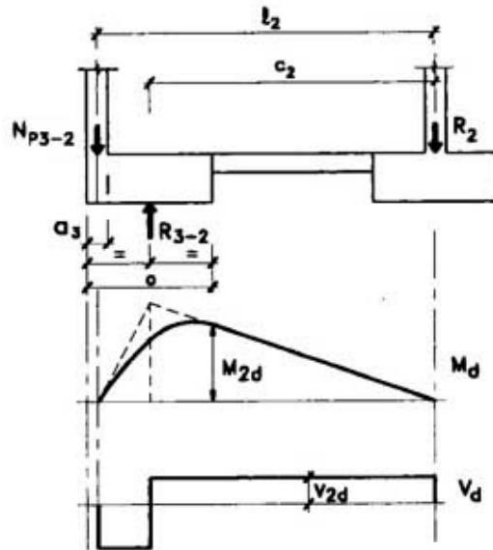
Reacción en la zapata de esquina

$$R = Nc3 + Np3 * \frac{l1 * l2' + l2 * l1' - l1' * l2'}{l1' * c2 + l2' * c1 - l1' * l2'} = 660.4 \text{ kN}$$

Diseño viga centradora 2-3

Se diseña de acuerdo a la siguiente figura

Figura N° 3.47 Viga centradora 2-3



Fuente: (Calavera Ruiz, 2000)

$$M2d = R2 * \left(c2 - \frac{a}{2} \right) = 229.84 \text{ kN} * \text{m}$$

$$V2d = R2 = 84.34 \text{ kN}$$

Diseño a flexión armadura negativa

$$M2d = 229.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$fcd = 1.67 \text{ kN/cm}^2$$

$$fyd = 43.48 \text{ kN/cm}^2$$

$b_w = 40 \text{ cm}$

$h = 50 \text{ cm}$

$d = 44.6 \text{ cm}$

$d_1 = 5.4 \text{ cm}$

El momento reducido de cálculo con la siguiente fórmula.

$$\mu d = \frac{229.84 * 100}{40 * 44.6^2 * 1.67} = 0.17 < \mu_{lim} = 0.319 \text{ (Cumple)}$$

Con el momento reducido de obtiene la cuantía mecánica (w) de la tabla 3.9, interpolando

$w = 0.1884$

La armadura de cálculo a tracción necesaria es:

$$A_s = 0.1884 * 40 * 44.6 * \frac{1.67}{43.48} = 12.91 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima según la norma CBH-87 es:

$$A_{smin} = 0.0028 * 40 * 50 = 5.6 \text{ cm}^2$$

La armadura de cálculo necesaria es:

$$A_{nec} \geq \left[\begin{matrix} A_s \\ A_{smin} \end{matrix} \right] = 12.91 \text{ cm}^2$$

Considerando diámetro 16 mm $A_{acero} = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\#Barras = \frac{12.91}{2.01} = 6.42 \approx 7$$

$A_{real} = 7 * 2.01 = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{nec}$ **(Cumple)**

La disposición de la armadura negativa en la viga centradora es de **7φ16**

El espaciamiento entre barras es:

$$l_1 = 40 - 2 * 3.5 - 1.6 = 27.6 \text{ cm}$$

$$e = \frac{27.6 - 5 * 1.6}{6} = 3.27 \text{ cm}$$

El espaciamiento entre barras según la norma CBH-87 debe cumplir que:

- 2 cm < 3.27 cm (Cumple)
- El diámetro mayor 1.6 cm < 3.27 cm (Cumple)
- 1.2 veces el tamaño máximo del árido $1.2 * 1.5 = 1.8 \text{ cm} < 3.27 \text{ cm}$ (Cumple)

Diseño a flexión armadura positiva

No tiene momento positivo la viga centradora, por lo tanto, se dispone armadura mínima como sigue:

La armadura mínima según la norma CBH-87 es:

$$A_{min} = 0.0028 * 40 * 50 = 5.6 \text{ cm}^2$$

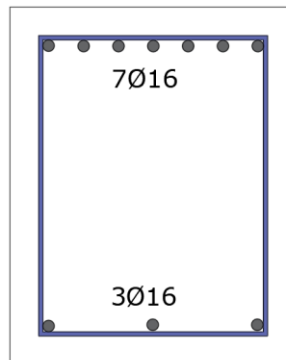
$$\#Barras = \frac{5.6}{2.01} = 2.6 \approx 3$$

$A_{real} = 3 * 2.01 = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{min}$ (Cumple)

La disposición de la armadura negativa en la viga centradora es de **3φ16**

La disposición de la armadura longitudinal de la viga centradora de muestra en la siguiente figura

Figura N° 3.48 Disposición de armadura longitudinal en la viga centradora 2-3



Fuente: Elaboración propia.

Diseño a cortante

$$V_{2d} = 84.34 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 1.67 \text{ kN/cm}^2$$

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

$$h = 50 \text{ cm}$$

d=44.6 cm

d1=5.4 cm

La resistencia de cálculo del acero transversal debe cumplir la siguiente desigualdad.

$$f_{yd} \leq \left[\begin{array}{l} \frac{50}{1.15} = 43.48 \frac{kN}{cm^2} \\ 42 \frac{kN}{cm^2} \end{array} \right] = 42 \text{ kN/cm}^2$$

El agotamiento por compresión oblicua en el alma (Vou), debe cumplir la siguiente desigualdad.

$$V_{ou} = 0.3 * 1.67 * 40 * 44.6 = 749.28 \text{ kN} > 84.31 \text{ kN (Cumple)}$$

La resistencia virtual de cálculo del hormigón es:

$$f_{vd} = 0.05 * \sqrt[3]{1.67} = 0.0646 \text{ kN/cm}^2$$

La contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante es:

$$V_{cu} = 0.0646 * 40 * 44.6 = 115.25 \text{ kN}$$

$$V_{cu} > V_{2d} \text{ (Se coloca armadura minima)}$$

$$A_{smin} = 0.02 * 40 * 100 * \frac{1.67}{42} = 3.18 \text{ cm}^2/m$$

El número de piernas son dos.

$$A_{st} = \frac{3.18}{2} = 1.59 \text{ cm}^2/m$$

Se asume diámetro 6 mm con A acero= 0.283 cm²

$$\#Barras = \frac{1.59}{0.283} = 5.52 \approx 6$$

$$s = \frac{100}{6} = 16.67 \approx 15 \text{ cm}$$

$$A_{real} = 6 * 0.283 = 1.7 \text{ cm}^2 > A_{st} = 1.59 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

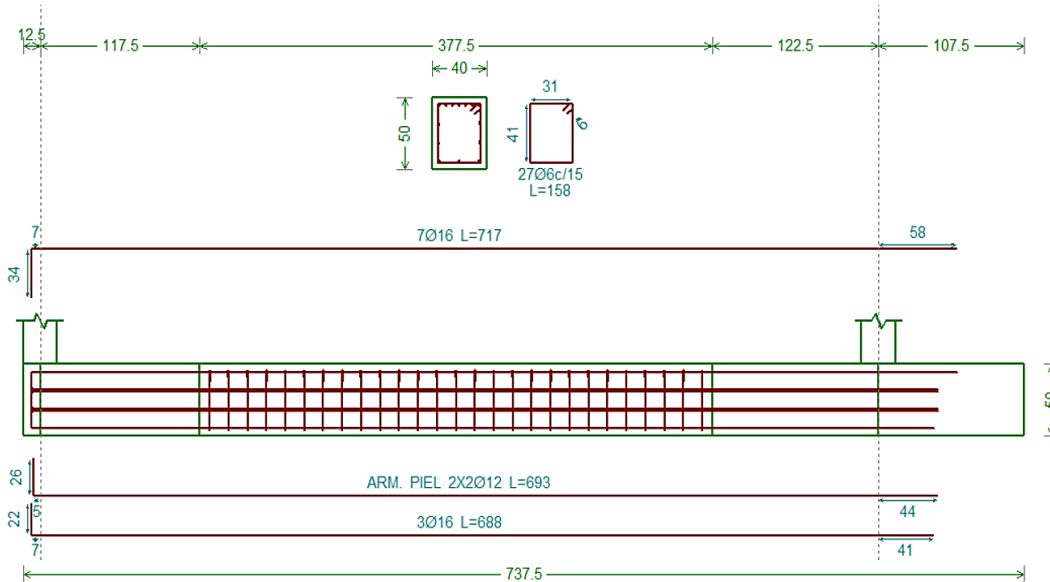
La separación de estribos (s), según la norma CBH-87 debe cumplir que:

- $15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$ (Cumple)
- $15 \text{ cm} \leq 0.85 * 44.6 = 37.91 \text{ cm}$ (Cumple)

Se dispone $\phi 6 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$.

El armado de la viga centradora 2-3, se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 3.49 Disposición de armadura longitudinal en la viga centradora 2-3

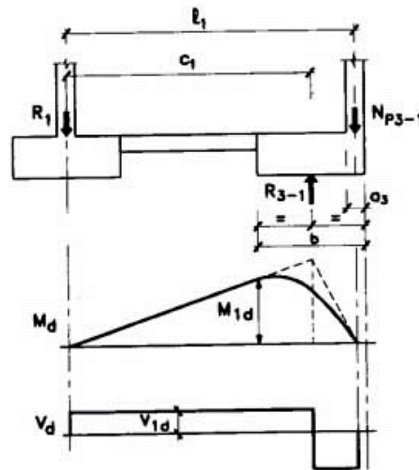


Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Diseño viga centradora 1-3

Se diseña de acuerdo a la siguiente figura

Figura N° 3.50 Viga centradora 1-3



Fuente: (Calavera Ruiz, 2000)

$$M1d = R1 * \left(c1 - \frac{b}{2} \right) = 267.59 \text{ kN} * m$$

$$V1d = R1 = 52.21 \text{ kN}$$

Diseño a flexión armadura negativa

$$M2d=267.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$fcd=1.67 \text{ kN/cm}^2$$

$$fyd=43.48 \text{ kN/cm}^2$$

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

$$h=50 \text{ cm}$$

$$d=44.6 \text{ cm}$$

$$d1=5.4 \text{ cm}$$

El momento reducido de cálculo con la siguiente fórmula.

$$\mu d = \frac{267.59 * 100}{40 * 44.6^2 * 1.67} = 0.2 < \mu_{lim} = 0.319 \text{ (Cumple)}$$

Con el momento reducido de obtiene la cuantía mecánica (w) de la tabla 3.9, interpolando

$$w=0.2263$$

La armadura de cálculo a tracción necesaria es:

$$As = 0.2263 * 40 * 44.6 * \frac{1.67}{43.48} = 15.51 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima según la norma CBH-87 es:

$$Asmin = 0.0028 * 40 * 50 = 5.6 \text{ cm}^2$$

La armadura de cálculo necesaria es:

$$A. nec \geq \left[\begin{matrix} As \\ Asmin \end{matrix} \right] = 15.51 \text{ cm}^2$$

Considerando diámetro 16 mm A acero=2.01 cm²

$$\#Barras = \frac{15.51}{2.01} = 7.7 \approx 8$$

A.real= $8 \cdot 2.01 = 16.08 \text{ cm}^2 > A. \text{ nec}$ (**Cumple**)

La disposición de la armadura negativa en la viga centradora es de **8φ16**

El espaciamiento entre barras es:

$$l1 = 40 - 2 * 3.5 - 1.6 = 27.6 \text{ cm}$$

$$e = \frac{27.6 - 6 * 1.6}{7} = 2.57 \text{ cm}$$

El espaciamiento entre barras según la norma CBH-87 debe cumplir que:

- 2 cm < 2.57 cm (Cumple)
- El diámetro mayor 1.6 cm < 2.57 cm (Cumple)
- 1.2 veces el tamaño máximo del árido $1.2 * 1.5 = 1.8 \text{ cm} < 2.57 \text{ cm}$ (Cumple)

Diseño a flexión armadura positiva

No tiene momento positivo la viga centradora, por lo tanto, se dispone armadura mínima como sigue:

La armadura mínima según la norma CBH-87 es:

$$A_{min} = 0.0028 * 40 * 50 = 5.6 \text{ cm}^2$$

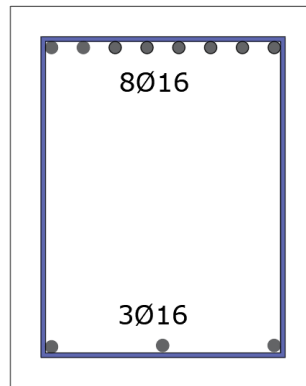
$$\#Barras = \frac{5.6}{2.01} = 2.6 \approx 3$$

A.real= $3 \cdot 2.01 = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{min}$ (**Cumple**)

La disposición de la armadura negativa en la viga centradora es de **3φ16**

La disposición de la armadura longitudinal de la viga centradora de muestra en la siguiente figura

Figura N° 3.51 Disposición de armadura longitudinal en la viga centradora 1-3



Fuente: Elaboración propia.

Diseño a cortante

$$V_{1d} = 52.21 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 1.67 \text{ kN/cm}^2$$

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

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 44.6 \text{ cm}$$

$$d_1 = 5.4 \text{ cm}$$

La resistencia de cálculo del acero transversal debe cumplir la siguiente desigualdad.

$$f_{yd} \leq \left[\begin{array}{l} \frac{50}{1.15} = 43.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \end{array} \right] = 42 \text{ kN/cm}^2$$

El agotamiento por compresión oblicua en el alma (V_{ou}), debe cumplir la siguiente desigualdad.

$$V_{ou} = 0.3 * 1.67 * 40 * 44.6 = 749.28 \text{ kN} > 52.21 \text{ kN (Cumple)}$$

La resistencia virtual de cálculo del hormigón es:

$$f_{vd} = 0.05 * \sqrt[2]{1.67} = 0.0646 \text{ kN/cm}^2$$

La contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante es:

$$V_{cu} = 0.0646 * 40 * 44.6 = 115.25 \text{ kN}$$

$V_{cu} > V_{1d}$ (Se coloca armadura minima)

$$A_{smin} = 0.02 * 40 * 100 * \frac{1.67}{42} = 3.18 \text{ cm}^2/m$$

El número de piernas son dos.

$$A_{st} = \frac{3.18}{2} = 1.59 \text{ cm}^2/m$$

Se asume diámetro 6 mm con A acero= 0.283 cm²

$$\#Barras = \frac{1.59}{0.283} = 5.52 \approx 6$$

$$s = \frac{100}{6} = 16.67 \approx 15 \text{ cm}$$

$$A_{real} = 6 * 0.283 = 1.7 \text{ cm}^2 > A_{st} = 1.59 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

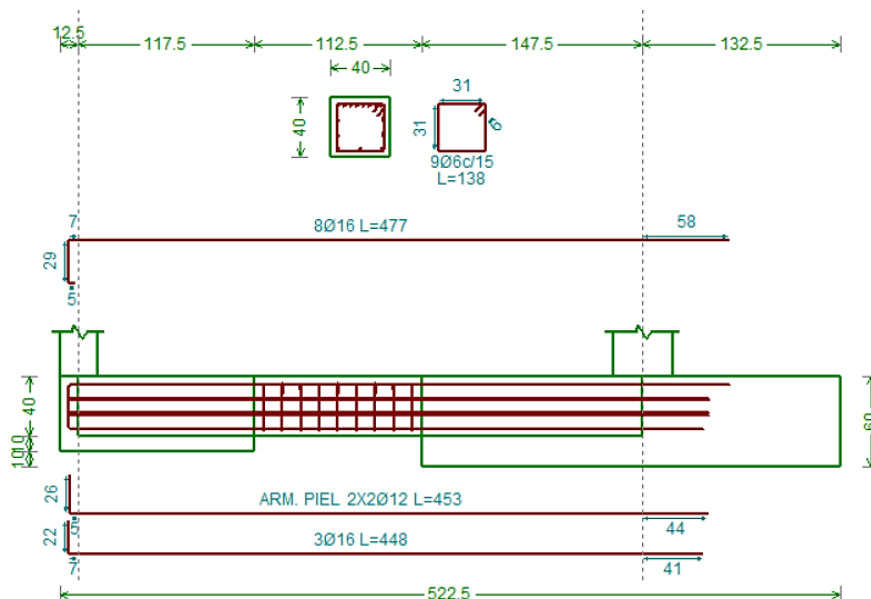
La separación de estribos (s), según la norma CBH-87 debe cumplir que:

- 15 cm ≤ 30 cm (Cumple)
- 15 cm ≤ 0.85*44.6=37.91 cm (Cumple)

Se dispone ϕ 6 mm c/15 cm.

El armado de la viga centradora 1-3, se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 3.52 Disposición de armadura longitudinal en la viga centradora 1-3



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Diseño a flexión de la zapata

Como se tiene vigas centradoras que hacen la presión uniforme sobre la zapata, la presión de diseño es:

$$\sigma_t = \frac{R - Nc3}{a * b} = \frac{370.74kN}{m^2}$$

El momento de diseño por metro de ancho en ambas direcciones es:

$$M = \frac{\sigma_t * a^2}{4.8} = 130.53kN * m/m$$

$$fcd=1.67 \text{ kN/cm}^2$$

$$fyd=43.48 \text{ kN/cm}^2$$

$$h=50 \text{ cm}$$

$$d=44.4 \text{ cm}$$

$$d1=5.6 \text{ cm}$$

recubrimiento 5 cm.

El momento reducido de cálculo con es:

$$\mu d = \frac{130.53 * 100}{100 * 44.4^2 * 1.67} = 0.04 < \mu_{lim} = 0.319 \text{ (Cumple)}$$

Con el momento reducido de obtiene la cuantía mecánica de la tabla 3.9, para $\mu d=0.049$ en la tabla la cuantía mecánica es, $w=0.0414$

La armadura de cálculo a tracción necesaria es:

$$A_s = 0.0414 * 100 * 44.4 * \frac{1.67}{43.48} = 7.06 \text{ cm}^2/m$$

La armadura mínima según la norma CBH-87 es:

$$A_{smin} = 0.0015 * 100 * 50 = 7.5 \text{ cm}^2/m$$

La armadura de cálculo necesaria es:

$$A. nec \geq \left[\begin{array}{c} A_s \\ A_{smin} \end{array} \right] = 7.5 \text{ cm}^2/m$$

Para diámetro 12 mm, $A_s=1.13 \text{ cm}^2$

$$\#Barras = \frac{7.5}{1.13} = 6.64 \approx 7$$

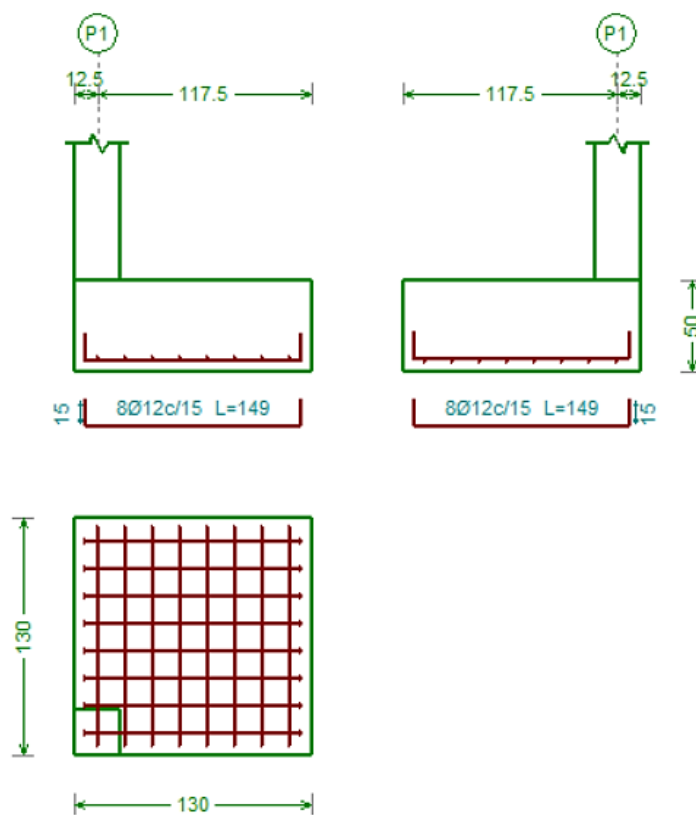
$A_{\text{real}}=7*1.13=7.91 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{\text{nec}}$ (Cumple)

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{7} = 14.3 \approx 15 \text{ cm}$$

$$\text{Barras total} = \frac{130 - 2 * 5}{15} = 8$$

Disposición de la armadura en ambas direcciones es, **8 ϕ 12 mm c/15 cm.**

Figura N° 3.53 Disposición de armado en la zapata de esquina



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

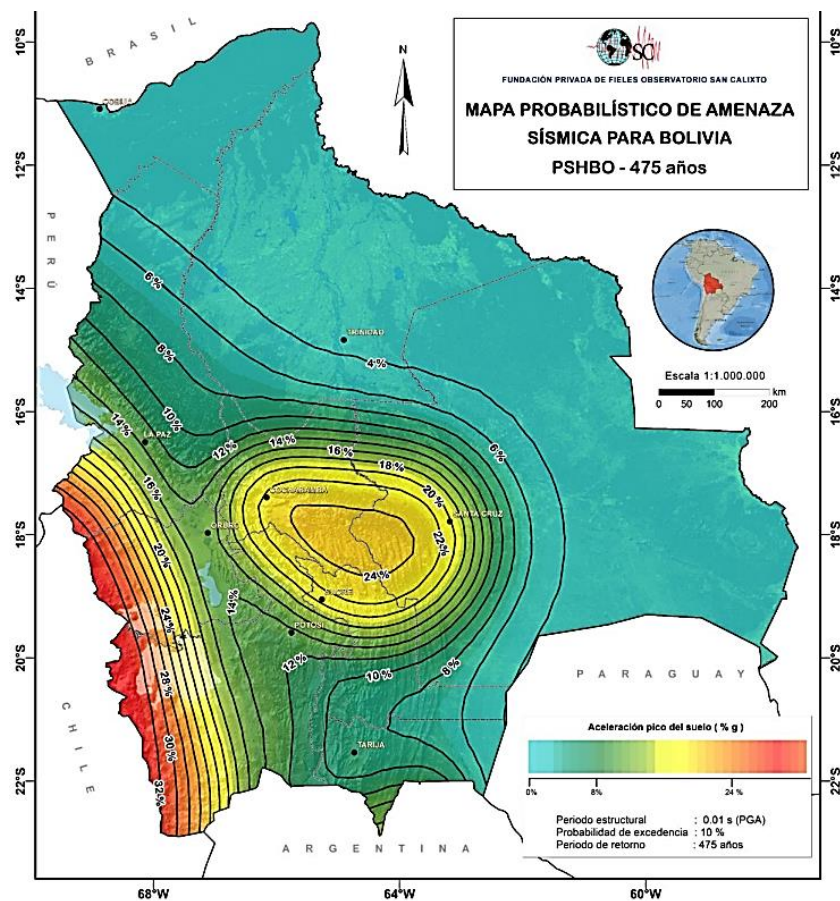
NOTA. Los resultados obtenidos por el paquete estructural y verificación de zapatas de hormigón armado están ubicados en el anexo A.3. Memorias de cálculo y diseños.

3.5.6 Efecto del sismo (F_{eq}).

No se aplica la acción de sismo en la estructura, pero se muestra los parámetros y datos para aplicarlo según la NBDS 2023.

Se toma a la aceleración máxima del suelo (S_0) del mapa probabilístico de amenaza sísmica para Bolivia que se muestra en la siguiente imagen.

Figura N° 3.54 Mapa probabilístico de amenaza sísmica para un periodo de retorno de 475 años; correspondiente a un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, con una aceleración pico del suelo (PGA)(PSHBO,2019).



Fuente: Norma boliviana de diseños sísmico 2023

De la anterior figura $S_0=0.09$ para la ciudad de Tarija

Clasificación de suelo de fundación

Se adopta en función a $N_{60}=23.1$ (Adoptado del informe geotécnico) de la siguiente tabla.

Tabla 3.14 Parámetros del suelo.

Tipo de suelo	V_{s30} (m/s)	N_{60} (golpes)	S_u (kPa)
S0	> 1 500		
S1	760 a 1 500		
S2	370 a 760	> 50	> 100
S3	180 a 370	15 a 50	50 a 100
S4	< 180	< 15	< 50
S5	Estudio geotécnico y de mecánica de suelos		

Fuente: Norma boliviana de diseños sísmico 2023

$N_{60}=23.1$ esta entre 15-50, por lo tanto, la clasificación del suelo según NBDS Se trata de un suelo S3 (Suelo rígido).

Coefficientes F_v , F_a

Se calculan en función a S_0 y S2 de las siguientes tablas interpolando para $S_0=0.09$.

Tabla 3.15 Coeficiente de sitio periodo corto F_a .

Tipo de suelo	S_0					
	< 0.067	0.133	0.200	0.267	0.333	> 0.400
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
S2	1.3	1.3	1.2	1.1	1.1	1.1
S3	1.6	1.4	1.2	1.1	1.1	1.1
S4	2.4	1.7	1.3	1.2	1.2	1.2

Fuente: Norma boliviana de diseños sísmico 2023

$F_a=1.3$

Tabla 3.16 Coeficiente de sitio periodo largo F_v .

Tipo de suelo	S_0					
	< 0.053	0.107	0.160	0.213	0.267	> 0.320
S0	0.64	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.64	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
S2	1.2	1.3	1.5	1.5	1.5	1.4
S3	2.0	2.0	2.0	1.9	1.8	1.7
S4	3.5	3.0	2.8	2.4	2.4	2.4

Fuente: Norma boliviana de diseños sísmico 2023

$F_v=1.27$

Efecto topográfico y de pendientes

El proyecto no está situado al borde de una cresta, por lo tanto, el factor amplificador es:

$$\tau=1$$

Factor de importancia (Ie)

Este factor está en función al tipo de estructura analizada, según la NBDS 2023, la estructura analizada es:

Tipo II (Edificaciones habitacionales, tales como: viviendas, oficinas, **hoteles**, restaurantes, depósitos, galpones, almacenes e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes).

Por lo tanto, el factor de importancia se determina de la siguiente tabla.

Tabla 3.17 Factor de importancia.

Tipo	I_e
IV	1.5
III	1.3
II	1.0
I	Nota ¹

Nota¹: Edificaciones cuya resistencia y rigidez sean adecuadas para resistir acciones laterales a criterio del proyectista.

Fuente: Norma boliviana de diseños sísmico 2023

Ie=1

Categoría de diseño sísmico (CDS)

Se realizan los siguientes cálculos para entrar a las tablas de la norma.

$$F_a * S_0 = 1.3 * 0.09 = 0.117$$

$$F_v * S_0 = 1.27 * 0.09 = 0.114$$

Tabla 3.18 Categoría de diseño sísmico en función de, $F_a \cdot S_0$ y tipo de estructura.

$F_a \cdot S_0$	Tipo de estructura	
	I, II, III	IV
$F_a \cdot S_0 < 0.067$	A	A
$0.067 \leq F_a \cdot S_0 < 0.133$	B	C
$0.133 \leq F_a \cdot S_0 < 0.200$	B, C	D
$0.200 \leq F_a \cdot S_0$	C, D	D

Fuente: Norma boliviana de diseños sísmico 2023

Tabla 3.19 Categoría de diseño sísmico en función de, $F_v \cdot S_0$ y tipo de estructura.

$F_v \cdot S_0$	Tipo de estructura	
	I, II, III	IV
$F_v \cdot S_0 < 0.054$	A	A
$0.054 \leq F_v \cdot S_0 < 0.106$	B	C
$0.106 \leq F_v \cdot S_0 < 0.160$	B, C	D
$0.160 \leq F_v \cdot S_0$	C, D	D

Fuente: Norma boliviana de diseños sísmico 2023

De las dos tablas anteriores se toma el más desfavorable sienta el tipo C, entonces:

$$CDS = C$$

Sistemas estructurales, factores de modificación de respuesta y de sitio.

Se adoptan de la siguiente tabla.

Figura N° 3.55 Coeficientes de reducción, amplificación C_d y valores de distorsión Δ .

Sistema Estructural	R	C_d	Δ^1
Hormigón²			
Sistema de Pórticos			
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	8	5.5	0.012
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos	5	4.5	0.011
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos	3	2.5	0.010
Sistema de Entrepiso sin Viga			
Entrepisos planos compuestos por losas macizas o nervadas bidireccionales con ábacos, apoyados en columnas con o sin capiteles. Altura máxima, 30 m.	2.5	1.8	0.007
Entrepisos planos compuestos por losas macizas o nervadas bidireccionales con ábacos, apoyados en columnas con o sin capiteles y muros de corte ordinarios. Altura máxima, 30 m.	4	3.6	0.008
Sistema de Entrepiso con Vigas Planas			
Entrepisos planos apoyados en vigas planas y columnas. Altura máxima, 30 m.	2.5	1.8	0.007
Entrepisos planos apoyados en vigas planas ($b \geq 400$ mm) y columnas. Altura máxima, 30 m.	4	3.6	0.008
Entrepisos planos de losas macizas o nervadas bidireccionales con ábacos apoyados en un sistema dual de columnas especiales con o sin capiteles y muros de corte especiales y vigas planas ($b \geq 400$ mm).	5.5	4.5	0.009
Sistema de Muros			
Muros estructurales Especiales	6	5	0.009
Muros estructurales Ordinarios	5	4.5	0.008
Sistemas Duales			
Pórticos Especiales con Muros Especiales	7	5.5	0.010
Pórticos Especiales con Muros Especiales acoplados	8	8	0.010
Pórticos Especiales con Muros Ordinarios	6	5	0.009
Pórticos Intermedios con Muros Especiales	6.5	5	0.009
Pórticos Intermedios con Muros Ordinarios	5.5	4.5	0.008
Pórticos Ordinarios con Muros Ordinarios	4.5	4	0.007
Sistemas de muros de ductilidad limitada	4	3.6	0.006

Fuente: Norma boliviana de diseños sísmico 2023

De la tabla de adopta “Pórticos intermedios resistentes a momentos” donde:

$R=5$; $C_d=4.5$; $\Delta=0.011$

Factores de irregularidad

Los factores de irregularidad de altura I_a , y de planta I_p , para una primera aplicación con el programa CYPECAD se puede adoptar igual a la unidad, como en este proyecto no se aplica sismo a la estructura, solo se calculan las irregularidades geométricas.

Las irregularidades de altura (I_a)

- **Irregularidad de masa o peso.** Para esta irregularidad se realiza un metrado de las cargas aplicadas sobre la estructura, la carga muerta se toma al 100% y la sobrecarga de uso 25%.

Las cargas por nivel son:

Tabla 3.20 Metrado de cargas.

Nivel	PP (100%) kN	CM (100%) kN	SC (25%) kN	PP+CM+SC
Cubierta +14.25	1127	320.*	66.85	1193.85
Piso 3+11.65	1127	775.43	133.7	2036.13
Piso 2+8.65	1127	775.43	133.7	2036.13
Piso 1+5.80	1345.25	947.87	163.23	2456.35
PB+3.05	523.25	357.8	61.69	942.74
PB+2.2	803.75	508.23	131.44	1443.42

Fuente: Elaboración propia

En la irregularidad de masa o peso según la norma NBDS 2023 se debe verificar que: “Se tiene irregularidad de masa o peso, cuando el peso de un piso determinado según I del artículo 13, es mayor que 1.50 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos”.

Tabla 3.21 Metrado de cargas.

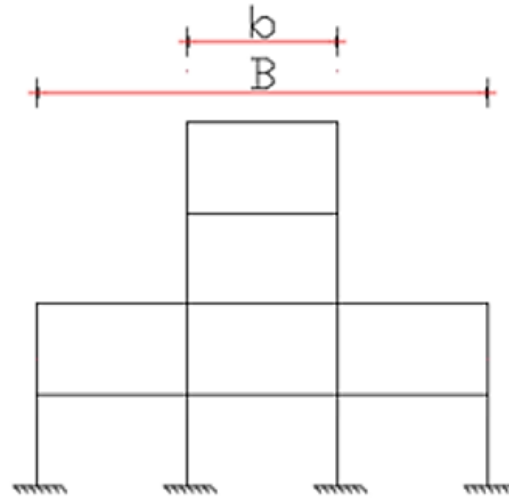
PISO	DIRECCIÓN X e Y		VERIFICACIÓN
	M (kN)	Lim (kN-s ² /m)	
Cubierta +14.25	1193.85	3054.2	REGULAR
Piso 3+ 11.45	2036.13	3055.7	REGULAR
Piso 2 +8.65	2037.13	3684.5	REGULAR
Piso 1 +5.80	2456.35	3055.7	REGULAR
PB+3.05	942.74	3684.5	REGULAR
PB+2.2	1443.42	1414.1	IRREGULAR

Fuente: Elaboración propia

Ia=0.05

- **Irregularidad geométrica vertical.** La NBDS 2023 para esta irregularidad menciona: “La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.30 veces la correspondiente dimensión de un piso adyacente. El criterio no se aplica para azoteas ni en sótanos”.

Figura N° 3.56 Irregularidad geométrica vertical



Fuente: Elaboración propia

Si $B > 1.3b$ se aplica la regularidad

Para la estructura en la dirección X, $B=10.70$ m, $b=6.75$ m

$$B = 10.0m > 1.3 * 6.75 = 8.8 m \text{ (Cumple, se aplica)}$$

Para la estructura en la dirección Y, $B=33.30$ m, $b=27.8$ m

$$B = 33.30 m < 1.3 * 27.8 = 36.14 m \text{ (No cumple, no se aplica)}$$

Como en una dirección X, tiene la irregularidad se aplica $I_a=0.05$

- **Discontinuidad en los sistemas resistentes.** No se aplica
- **Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes** No se aplica

$$\sum I_a = 0.05 + 0.05 = 0.1$$

Las irregularidades de planta (I_p)

- **Esquinas entrantes** No aplica
- **Discontinuidad de diafragma** No aplica
- **Sistemas no paralelos** No aplica

$$\sum I_p = 0$$

No todo lo anterior se calcula el factor FIT, según la NBDS 2023 es:

$$FIT = 1 - \sum I_a - \sum I_p = 1 - 0.1 - 0 = 0.9$$

Donde FIT no debe ser menor que 0.5.

El resultado de FIT se aplica a la deriva máxima que de piso que se calcula de la siguiente forma.

$$\Delta = \frac{\delta i}{h_i} * FIT$$

Construcción del espectro elástico (S_{ae}) y de diseño (S_a)

- **Espectro elástico (S_{ae}).** Para la construcción del espectro se debe calcular los periodos limite inicial (T_0), corto (T_s) y largo (T_L) con:

$$T_0 = 0.15 * \frac{F_v}{F_a} = 0.15 \text{ seg}$$

$$T_s = 0.5 * \frac{F_v}{F_a} = 0.49 \text{ seg}$$

$$T_L = 4 * \frac{F_v}{F_a} = 3.9 \text{ seg}$$

Para la parametrización del espectro elástico de pseudoaceleracion se calcula con las fórmulas de la siguiente tabla.

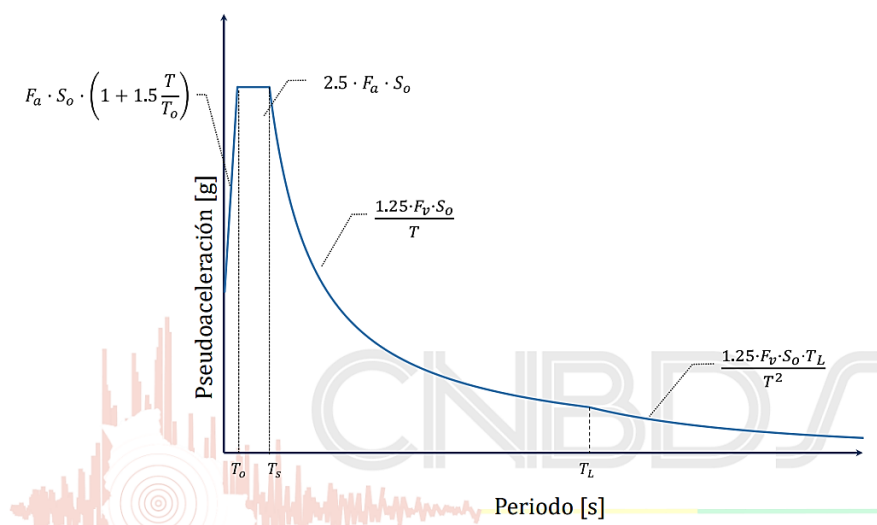
Tabla 3.22 Parametrización del espectro elástico de pseudoaceleración.

Rama	Pseudoaceleración (S_{ae})
$T < T_0$	$F_a \cdot S_0 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{T}{T_0}\right)$
$T_0 \leq T \leq T_s$	$2.5 \cdot F_a \cdot S_0$
$T_s < T \leq T_L$	$\frac{1.25 \cdot F_v \cdot S_0}{T}$
$T_L < T$	$\frac{1.25 \cdot F_v \cdot S_0 \cdot T_L}{T^2}$

Fuente: Norma boliviana de diseños sísmico 2023

La construcción de la gráfica para el espectro elástico según la NBDS 2023 será como se muestra en la siguiente imagen.

Figura N° 3.57 Espectro elástico de pseudoaceleración en unidades de, g.



Fuente: Norma boliviana de diseños sísmico 2023

- **Espectro de diseño (Sa).** El espectro de diseño es el espectro elástico (S_{ae}) afectado por unos factores como se muestra la siguiente fórmula.

$$S_a = \frac{S_{ae} * I_e * \tau}{R}$$

Se realiza la gráfica para un periodo $T=10$ seg, todos los datos y parámetros que se usan para la gráfica de los espectros elásticos y de diseño se muestran en la siguiente tabla.

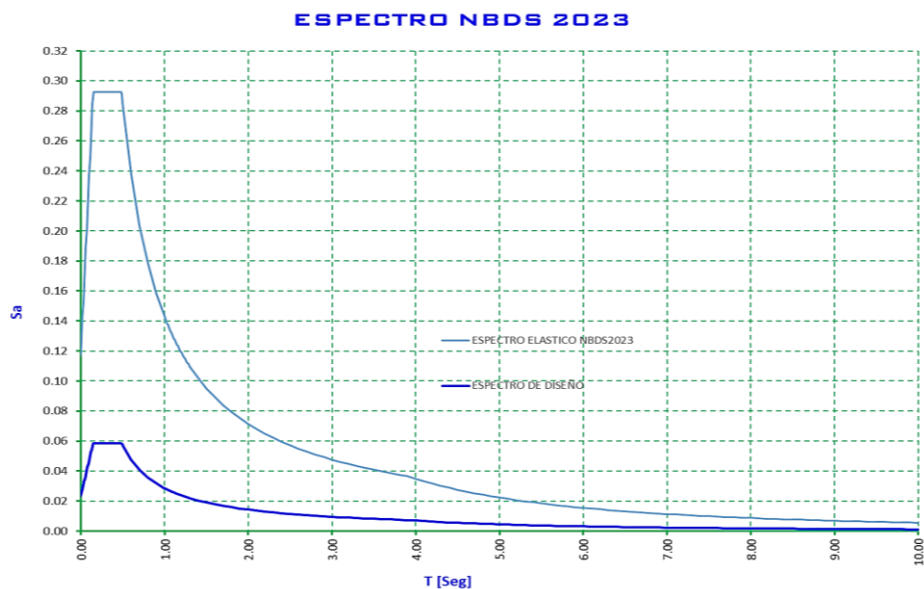
Tabla 3.23 Parámetros para los espectros sísmicos.

ESPECTRO SISMICO	
Ubicación:	Tarija
Pseudo Aceleración Sísmica:	$S_0 = 0.090$
Tipo de suelo:	S2
Factor de Amplificación Topográfica:	$\tau = 1.00$
Tipo de estructura:	II
Factor de Importancia:	$I_e = 1.00$
Categoría de diseño sísmico:	CSD= C
Sistema estructural:	Sistemas de porticos Sistemas intermedios resistentes a momentos
Factor de Reducción Sísmica de diseño:	$R = 5.00$
Coefficiente de amplificación:	$C_d = 4.50$
Deriva:	$= 0.011$
Suma factor de Irregularidad en Planta:	$I_p = 0.00$
Suma factor de Irregularidad en Altura:	$I_a = 0.10$
Coefficiente De Sitio "PERIODO CORTO":	$F_v = 1.30$
Coefficiente De Sitio "PERIODO LARGO":	$F_v = 1.27$
Factor de irregularidad total:	$FIT = 0.90$
Meseta Pseudoaceleración espectro elastico:	$S_{ae} = 0.29$
Meseta Pseudoaceleración espectro diseño:	$S_a = 0.059$
Periodos límites:	
Periodo inicial:	$T_0 = 0.15$
Periodo corto:	$T_s = 0.49$
Periodo largo:	$T_L = 3.90$

Fuente: Elaboración propia

El espectro elástico y de diseño para un periodo $T=10$ Seg., se muestran en la siguiente imagen, los valores de las mesetas o valores máximos de cada espectro se muestran en la anterior tabla.

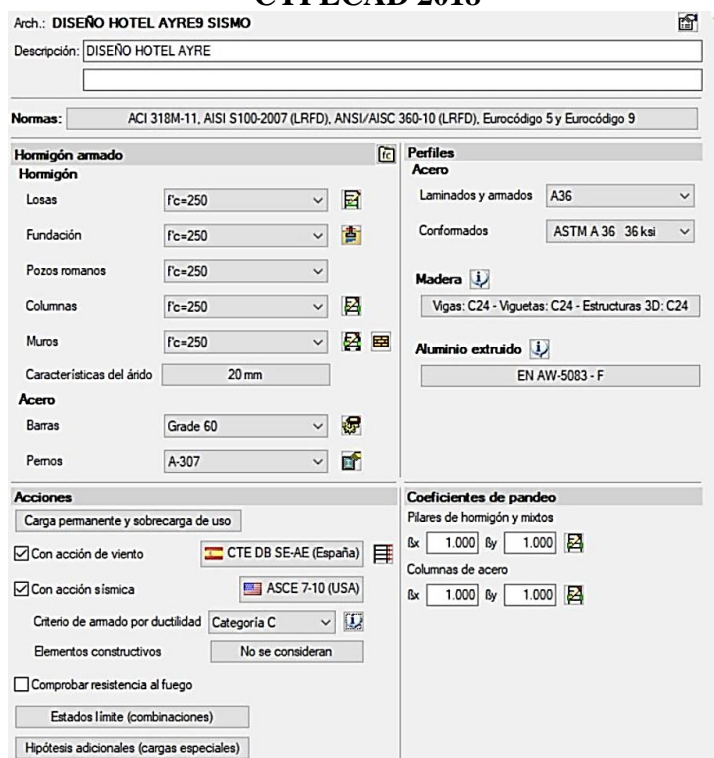
Figura N° 3.58 Espectro elástico (S_{ae}) y espectro de diseño (S_a)



Fuente: Elaboración propia

Para el análisis comparativo de las cuantías de acero de los elementos estructurales de hormigón armado en la estructura contemplando la acción del sismo, se realizó el modelado de la estructura dentro del programa CYPECAD 2018 utilizando las siguientes normativas: ACI 318M-11 y para la acción sísmica la normativa americana ASCE 7-10.

Figura N° 3.59 Normativas utilizadas para acción del sismo en el programa CYPECAD 2018



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Tabla 3.24 Comparación de cuantías

	Cuantías (kgf/m ³)		Incd. Cuantías % (+/-)	N° elementos	%×N°E
	SIN SISMO	CON SISMO			
Zapatas de H°A° H25	52.72	98.83	+46.66	31	1446,46
Viga centradora de zapatas H25	250	455.60	+45.12	12	541.44
Muros de H°A° H25	76.86	138.40	+44.47	3	134.1
Columnas de H°A° H25	153.37	232.15	+51.37	215	11044.55
Viga de H°A° H25	67.73	123.98	+45.37	355	16106.35
Total	600.42	1048.96		616	2927.29
PROMEDIO	46.64 %	MEDIA PONDERADA			47.52 %

Fuente: Elaboración propia

Los porcentajes de variación obtenidos para cada elemento estructural se encuentran alrededor del 50%; Para toda la estructura se calculó un porcentaje de variación del 47.52% teniendo en cuenta que las secciones de los elementos estructurales no fueron modificadas, sin embargo, debido a la acción de sismo aplicada y como las normativas utilizadas fueron distintas al modelo inicial se puede observar esa variación significativa entre ambos modelos así también los costos que se generarían resultando una estructura más costosa.

Considerando la amenaza sísmica en Bolivia, es recomendable diseñar las estructuras sismorresistentes de acuerdo a la normativa vigente NBDS-2023 con el objetivo de brindar seguridad para salvaguardar la vida de las personas reduciendo a un mínimo las pérdidas de vidas humanas, daños materiales y pérdidas económicas producido por la acción del sismo frecuentes u ocasionales que se puedan presentar en la vida útil de las estructuras; sin embargo se debe realizar un análisis técnico-económico de acuerdo a el uso que tendrán estas estructuras para determinar si los costos elevados de las mismas resultan convenientes.

3.6 Desarrollo De La Estrategia Para La Ejecución Del Proyecto

3.6.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas tienen una referencia de cómo realizar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago. (Véase Anexo A.4. Especificaciones técnicas para la construcción).

3.6.2 Precios unitarios

El análisis de precios unitarios se realiza, como se indicó en el marco teórico, usando como herramienta el programa PRESCOM. Las planillas de precios unitarios se encuentran detallado en el Anexo A.5. Presupuesto General y Precios Unitarios.

3.6.3 Cómputos métricos

Para el presupuesto de obra se realiza los cómputos métricos de cada ítem, el cual esta detallado en el Anexo A.6. Cómputos métricos.

3.6.4 Presupuesto

Se obtiene en función a los cómputos métricos o volúmenes de obra y los precios unitarios correspondientes de cada ítem. La obra tiene un costo de Bs 2.145.223,911 (Ver anexo, A.5.

Presupuesto General y Precios Unitarios). Los parámetros de cálculos tomados en cuenta para el análisis de precios unitarios para el presupuesto se mencionan en la siguiente tabla.

Tabla 3.25 Parámetros para el análisis de precios unitarios.

PARÁMETRO	%
CARGAS SOCIALES	55
HERRAMIENTAS	5
GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS	10
UTILIDAD	10
IMPUESTOS IVA	14.94
IMPUESTOS IT	3.09

Fuente: Elaboración propia.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de los cómputos métricos, precios unitarios de todos los ítems que forman parte del presupuesto general.

Tabla 3.26 Cómputos métricos y presupuesto de obra.

Item	Descripción	Unidad	Cantidad	Prec.Unit.	Literal	Prec. Total
Módulo: (M01) - MODULO 1: Obras Preliminares						18,790.43
1	Demolicion	m ²	525.00	10.21	Diez 21/100	5,360.25
2	Limpieza y desbroce	glb	1.00	291.68	Doscientos Noventa y Uno 68/100	291.68
3	Instalacion de faenas	glb	1.00	9,621.39	Nueve Mil Seiscientos Veintiuno 39/100	9,621.39
4	Trazado y replanteo	m ²	110.88	31.72	Treinta y Uno 72/100	3,517.11
Módulo: (M02) - MODULO 2: Movimiento de tierras						51,881.28
1	Excavacion con maquinaria	m ³	332.63	50.25	Cincuenta 25/100	16,714.66
2	Relleno y compactado c/saltarin	m ³	277.23	126.85	Ciento Veintiseis 85/100	35,166.63
Módulo: (M03) - MODULO 3: Fundaciones						219,728.20
1	Carpeta de Hormigon Pobre	m ³	11.10	1,192.09	Un Mil Ciento Noventa y Dos 09/100	13,232.20
2	Zapatas de hormigon armado H 25	m ³	50.30	3,605.16	Tres Mil Seiscientos Cinco 16/100	181,339.55
3	Viga centradora de zapatas H25	m ³	4.53	5,553.30	Cinco Mil Quinientos Cincuenta y Tres 30/100	25,156.45
Módulo: (M04) - MODULO 4: Obra gruesa						1,854,824.00
1	Muros de H° A° H25	m ³	35.13	4,677.87	Cuatro Mil Seiscientos Setenta y Siete 87/100	164,333.57
2	Columnas de hormigon armado H25	m ³	44.08	5,577.03	Cinco Mil Quinientos Setenta y Siete 03/100	245,835.48
3	Vigas de hormigon armado H25	m ³	118.87	4,809.17	Cuatro Mil Ochientos nueve 17/100	571,666.04
4	Losa maciza de Hormigon Armado	m ³	12.17	4,275.58	Cuatro Mil Doscientos Setenta y Cinco 58/100	52,033.81
5	Losa alivianada de viguetas pretensadas	m ²	1,340.34	409.96	Cuatrocientos Nueve 96/100	549,485.79
6	Escalera de H° A° H25	m ³	9.95	4,735.73	Cuatro Mil Setecientos Treinta y Cinco 73/100	47,120.51
7	Muro de ladrillo 6H E12 Dosif. 1:5	m ²	1,571.07	142.80	Ciento Cuarenta y Dos 80/100	224,348.80
Total presupuesto:						2,145,223.91
Son: Dos millones ciento cuarenta y cinco mil doscientos veinti tres con 91/100 Bolivianos						

Fuente: Elaboración propia.

3.6.5 Planeamiento y cronograma.

De acuerdo al plan de obra propuesto (número de cuadrillas), se tiene un plazo referencial de 117 días calendario para la construcción del proyecto.

Se detalla el cronograma de actividades en el Anexo A.7. Cronograma de actividades.

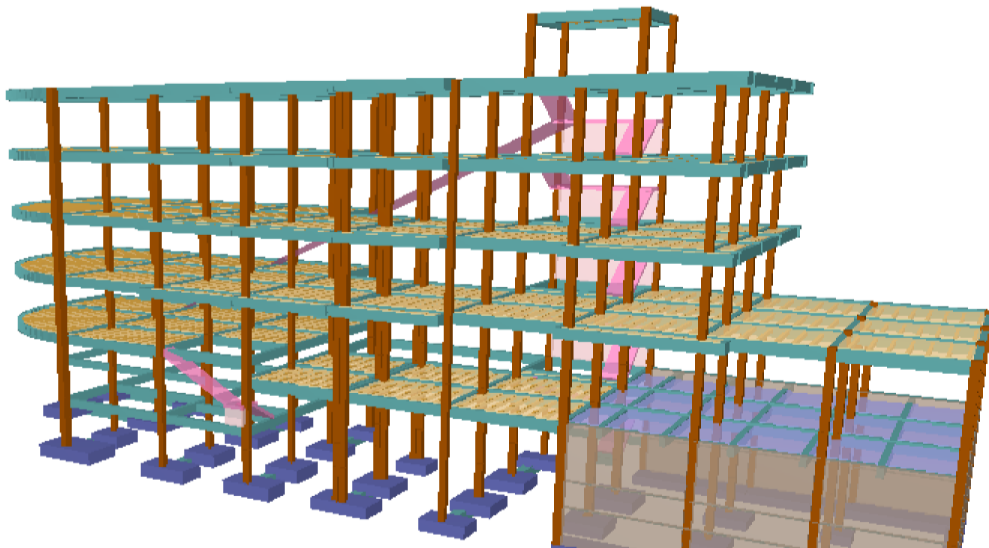
CAPÍTULO IV

4 APOORTE ACADEMICO “Análisis comparativo técnico y económico entre el diseño con losa maciza y diseño con losa viga T múltiple en el nivel del estacionamiento de vehículos del proyecto”

4.1 Marco Conceptual

Como aporte académico se realizará el “Análisis comparativo técnico y económico entre el diseño con losa maciza y diseño con losa viga T múltiple en el nivel del estacionamiento de vehículos del proyecto”

Figura N° 4.1 Alternativa del aporte académico.



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Puesto que en el proyecto se tiene losas que serán usadas para estacionamiento vehicular y se sabe que las cargas vivas sobre estas losas son mayores respecto a las demás losas que son de uso residencial, se planteó esta alternativa que, a diferencia del diseño estructural de proyecto, contará con losa con viga T múltiple en el nivel del estacionamiento de vehículos.

Donde se realizará el diseño manual e idealizado mediante en el software CYPECAD, además de la comparación económica entre losas para analizar si afecta a la estructura en general, ver si se tiene cambios de sección en las columnas y zapatas.

4.2 Alcance Del Aporte

Diseñar y realizar una comparación económica entre losa maciza y losa con viga T múltiple

4.3 Marco Teórico Del Aporte

4.3.1 Losa maciza

Son elementos estructurales de concreto armado de sección transversal rectangular llena, de poco espesor y abarcan una superficie considerable del piso.

Según su forma de apoyo pueden ser:

- Armadas en un sentido, si la losa se poya en dos lados opuestos. En este caso el acero principal se colocará perpendicularmente a la dirección de los apoyos.
- Armada en dos sentidos, si se apoya en los cuatro lados. En este caso se colocarán barras principales en los dos sentidos ortogonales.

Características.

- En la superficie plana horizontal de una construcción preferentemente entrepiso y azotea.
- Está compuesta de concreto y una red o malla llamada parrilla compuesta de varillas amaradas entre sí por alambre recocido.
- Las varillas que se colocan en ambos sentidos van del no 3 hacia denominaciones mayores, según las características del peso y claro que cubrir, también pueden tener dobleces a 45 grados para logra mayor resistencia y la distancia entre ellas generalmente es entre 5 o 10 cm.
- Su perímetro o intermedio debe estar reforzado por bigas o cadenas de concreto armado, que son como castillos horizontales y van armados igualmente de varilla y estribos.

Ventajas

Comúnmente utilizados en construcciones de tamaño pequeño a mediano - residenciales y comerciales, los moldes se rellenan integralmente con hormigón funcionando en conjunto con la armadura metálica, de acuerdo con las alturas definidas por el cálculo estructural realizado previamente.

Este sistema permite, además de diseños tradicionales, formatos tridimensionales y formas fluidas. También tiene un alto grado de resistencia a las grietas y fisuras.

Desventajas

Debido a la gran cantidad de material utilizado en el encofrado, que posteriormente se desecha, hay un alto coste en el valor total de la obra y una mayor generación de residuos.

Cabe destacar que al requerirse un mayor volumen de hormigón y, en consecuencia, un mayor peso, los demás elementos de la estructura también deben ser reforzados, acarreado un aumento del material utilizado en la estructura.

4.3.2 Vigas t

Existen situaciones donde la sección transversal de concreto reforzado sometida a flexión no es rectangular.

Este es el caso de viguetas conformando losas alivianadas, vigas de puente o de pasarelas donde se busca abarcar grandes luces y alivianar la viga quitando hormigón en la zona de tracción, o incluso en vigas soportando losas llenas, donde parte de la losa llena constituye una franja de aporte a la zona de compresión de la viga.

Cabe mencionar que en muchas situaciones el cálculo de las secciones en forma de viga T, no es necesaria.

Se hace necesaria cuando producto de una alta flexión, la viga rectangular pueda requerir acero de compresión.

Al tener concreto adyacente al alma de la sección rectangular que aporta como zona de compresión en la viga, en vez de reforzar esta con acero de compresión es más conveniente utilizar el concreto que conforma las alas de la viga para absorber esta compresión.

4.4 Desarrollo Del Aporte Académico

4.4.1 Diseño de losas macizas

4.4.1.1 Cálculo de esfuerzos mediante métodos simplificados

En el análisis de cargas del proyecto de detallan en el capítulo 3, para el área de estacionamiento de vehículos son:

Carga muerta CM= 0.94 kN/m²

Sobrecarga de uso SC= 4 kN/m²

Para el peso propio se considera un peso específico del hormigón armado de 25 kN/m^3 que será afectado por el espesor de la losa $e=12 \text{ cm}$.

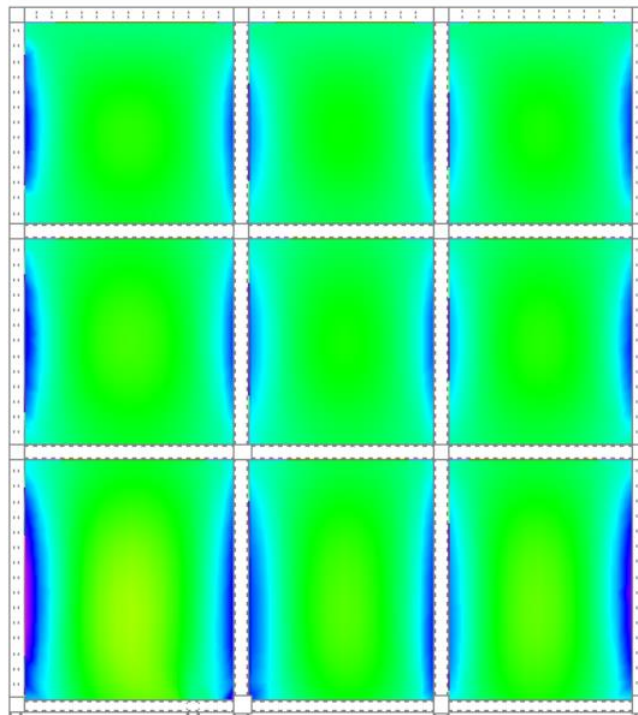
La hipótesis de carga usada según la norma CBH-87 es:

$$U = 1.6 * (PP + CM + SC)$$

$$U = 1.6 * (25 * 0.12 + 0.94 + 4) = 12.704 \text{ kN/m}^2$$

En la siguiente figura se muestra el panel de losas en el área de estacionamiento, se analiza la losa que se indica en la siguiente figura.

Figura N° 4.2 Losa maciza más solicitada .



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Datos de la losa para el uso de las tablas de Czerny

$$l_x=3.75$$

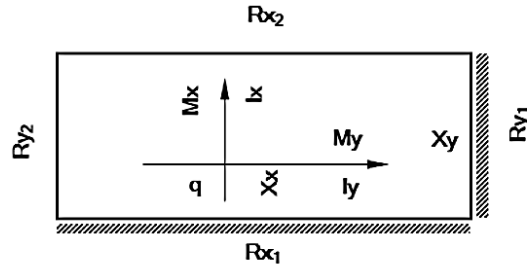
$$l_y=4.20$$

$$q=12.704 \text{ kN/m}^2$$

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{4.2}{3.75} = 1.12$$

Se adopta el caso 3 de las tablas de Czerny.

Tabla 4.1 Czerny para caso 3



CASO 3

λ	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
mx	40.2	38.0	35.1	32.2	30.0	28.0	26.5	25.2	24.1	23.1	22.2	21.6	21.0	19.1	17.9
my	40.2	41.0	42.0	42.9	44.0	45.6	47.6	49.6	51.0	52.1	53.0	54.1	54.8	57.7	60.2
nx	14.3	13.3	12.7	12.0	11.5	11.1	10.7	10.3	10.0	9.8	9.6	9.4	9.2	8.7	8.4
ny	14.3	13.8	13.6	13.3	13.1	12.9	12.8	12.7	12.6	12.5	12.4	12.3	12.3	12.2	12.2
Vx₁	0.317	0.332	0.347	0.359	0.371	0.381	0.391	0.400	0.408	0.416	0.424	0.431	0.437	0.459	0.476
Vx₂	0.183	0.191	0.198	0.205	0.212	0.218	0.224	0.229	0.234	0.239	0.243	0.247	0.250	0.263	0.274
Vy₁	0.317	0.302	0.288	0.276	0.264	0.254	0.244	0.235	0.227	0.219	0.211	0.204	0.198	0.176	0.159
Vy₂	0.183	0.175	0.167	0.160	0.153	0.147	0.141	0.136	0.131	0.126	0.122	0.118	0.115	0.102	0.091
fz	0.025	0.028	0.030	0.033	0.035	0.037	0.039	0.041	0.043	0.044	0.046	0.047	0.048	0.053	0.056

Interpolando en la tabla, se tiene:

Tabla 4.2 interpolación de Czerny

mx	33.9
my	42.4
nx	12.4
ny	13.5
Vx1	0.352
Vx2	0.201
Vy	0.283

Fuente: Elaboración propia

Con estos se determinan las reacciones y momentos en la losa

$$M_x = \frac{q * l_x^2}{m_x} = 5.26 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_y = \frac{q * l_x^2}{m_y} = 4.22 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$X_x = \frac{q * l_x^2}{n_x} = 14.41 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$X_y = \frac{q * l_x^2}{n_y} = 13.25 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

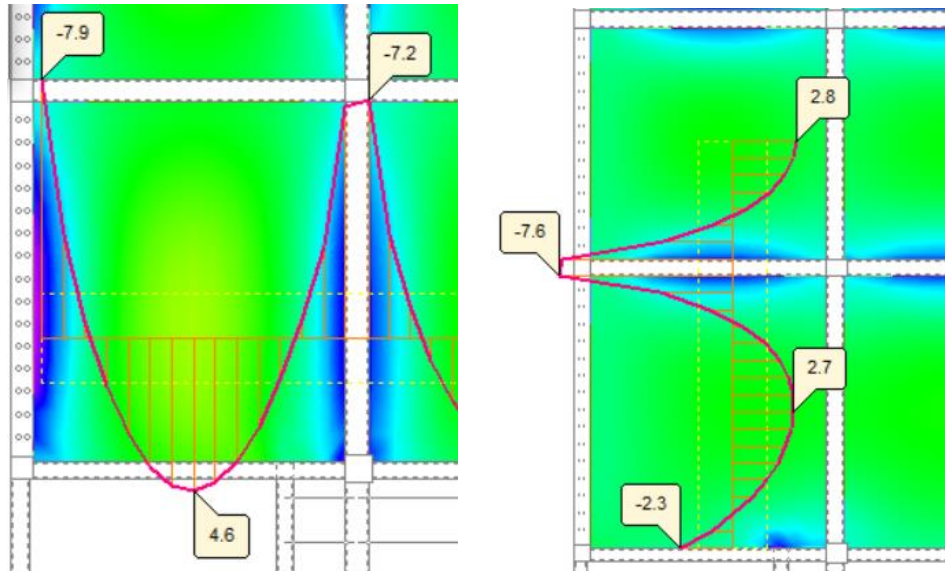
$$R_{x1} = V_{x1} * q * l_x = 16.77 \text{ kN/m}$$

$$R_{x2} = V_{x2} * q * l_x = 9.58 \text{ kN/m}$$

$$R_y = V_{y2} * q * l_y = 15.10 \text{ kN/m}$$

Los esfuerzos calculados con el programa CYPECAD para la misma hipótesis de carga es:

Figura N° 4.3 Momentos de diseño en la losa más solicitada



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

El programa CYPECAD calcula los esfuerzos mediante métodos matriciales, también toma en cuenta las hipótesis de carga según la norma CBH-87, los esfuerzos calculados por el programa CYPECAD son menores debido al método que usa el programa para calcular esfuerzos, para el diseño de la losa se adoptan los esfuerzos calculados por el programa CYPECAD para no sobredimensionar las losas macizas

4.4.1.2 Diseño a flexión

Se diseña para el momento máximo negativo

Para $M_x = -7.9 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$

$$f_{cd} = 1.67 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 43.48 \text{ kN/cm}^2$$

$$h = 12 \text{ cm}$$

d1=2.5 cm

d=9.5 cm

El momento reducido de cálculo con es:

$$\mu d = \frac{7.9 * 100}{100 * 9.5^2 * 1.67} = 0.052 < \mu_{lim} = 0.319 \text{ (Cumple)}$$

Con el momento reducido de obtiene la cuantía mecánica de la tabla 3.9, para $\mu d=0.052$ e interpolando en la tabla la cuantía mecánica es, $w=0.044$

La armadura de cálculo a tracción necesaria es:

$$A_s = 0.044 * 100 * 9.5 * \frac{1.67}{43.48} = 1.61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La armadura mínima según la norma CBHA-87 es:

$$A_{smin} = 0.0015 * 100 * 9.5 = 1.43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La armadura de cálculo necesaria es:

$$A. nec \geq \left[\frac{A_s}{A_{smin}} \right] = 1.61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para diámetro 8 mm, $A_s=0.503 \text{ cm}^2$

$$\#Barras = \frac{1.61}{0.503} = 3.6 \approx 4$$

$A_{real}=4*0.503=2.012 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{nec}$ (Cumple)

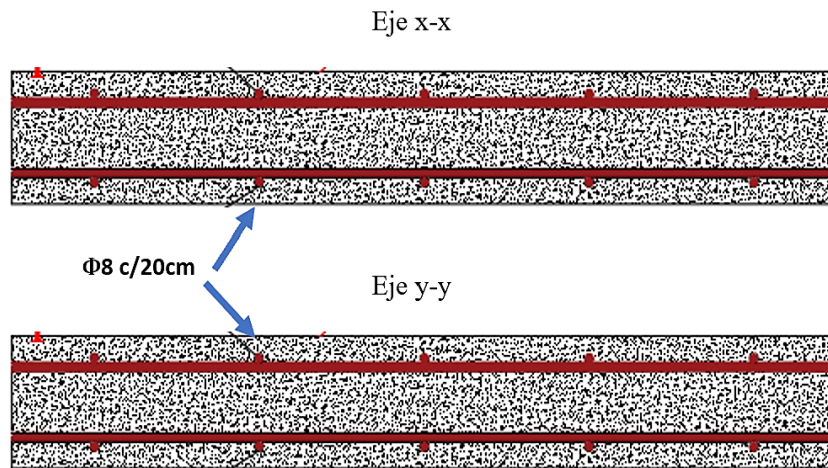
$$Espaciamiento = \frac{100}{4} = 25 \approx 20 \text{ cm}$$

$$Barras total = \frac{400}{20} + 1 = 21$$

Disposición de la armadura en ambas direcciones es, **21 ϕ 8 mm c/20 cm.**

Como para el momento máximo de 7.9 kN·m /m solo se requiere armadura mínima, se adopta la misma disposición de armado en la losa en ambas direcciones tanto en la armadura a tracción inferior y superior como se muestra en la siguiente imagen

Figura N° 4.4 Disposición de la armadura en la losa

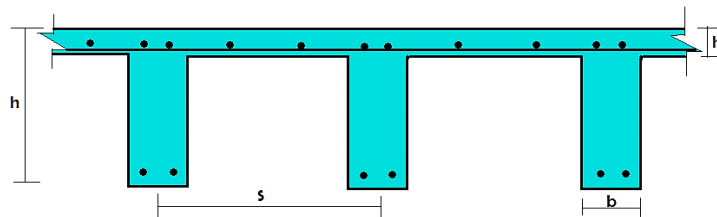


Fuente: Elaboración propia

Disposición $\phi 8$ mm c/20 cm en ambas direcciones

4.4.2 Diseño de losa con viga t múltiple

Figura N° 4.5 Losa con viga T múltiple



Fuente: Elaboración propia

Para el diseño se analiza solo una viga central que es la más solicitada, la separación entre vigas T planteadas son de $S=2$ m.

4.4.2.1 Diseño a flexión de viga T

$$M_d = 24.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$f_{cd} = 1.67 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 43.48 \text{ kN/cm}^2$$

$$h' = hf = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Separación entre vigas } s = b = 200 \text{ cm}$$

$$\text{Altura de la viga } h = 40 \text{ cm}$$

Ancho del nervio $b_w=20$ cm

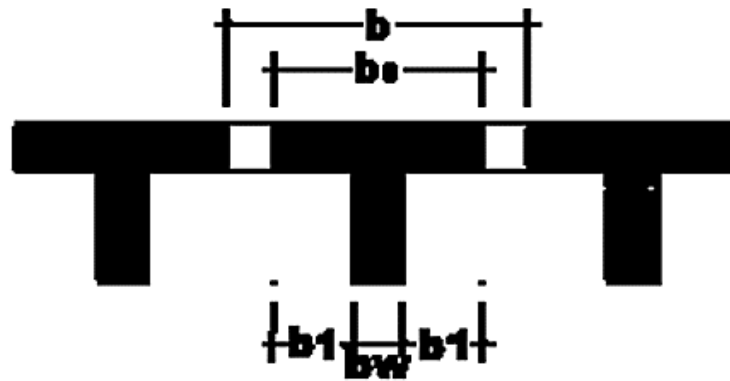
Luz de cálculo $l=330$ cm

$d_1=3.5$ cm

$d=36.5$ cm

Verificación según norma CBH-87 para vigas T

Figura N° 4.6 Viga T múltiple



Fuente: (NORMA BOLIVIANA CBH-87, 1987)

$$b_1 = 8 * h_f = 8 * 10 = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Norma} \left(\begin{array}{l} h_f \geq \frac{b_1}{8}; 10\text{cm} \geq 10 \text{ cm (Cumple)} \\ b_w \geq \frac{(h - h_f)}{8}; 20\text{cm} \geq 3.75 \text{ cm (Cumple)} \\ l \leq 12 * b; 330\text{cm} \leq 2400 \text{ cm (Cumple)} \end{array} \right)$$

Parámetros para obtener el coeficiente K según norma CBH-87

$$\left(\begin{array}{l} \frac{h_f}{h} = 0.25 \\ \frac{l}{b_w} = 16.5 \\ \frac{2 * l}{b - b_w} = 3.67 \end{array} \right)$$

Con estos parámetros se entra a la siguiente tabla para vigas T múltiples.

Tabla 4.3 Viga T múltiple

		$\frac{b_e - b_w}{b - b_w}$								
$\frac{h_f}{h}$	$\frac{\ell}{b_w}$	$\frac{2\ell}{b - b_w}$								
		0	1	2	3	4	6	8	10	>10
Cabeza de compresión sin rigidez a flexión		0	0,19	0,38	0,57	0,71	0,88	0,96	0,99	1,00
0,10	10	0	0,19	0,38	0,57	0,72	0,89	0,96	1,00	1,00
	50	0	0,19	0,39	0,58	0,73	0,89	0,96	1,00	1,00
	100	0	0,21	0,42	0,60	0,75	0,89	0,96	1,00	1,00
	150	0	0,24	0,45	0,62	0,75	0,90	0,96	1,00	1,00
	200	0	0,27	0,48	0,64	0,77	0,90	0,96	1,00	1,00
0,15	10	0	0,19	0,39	0,58	0,72	0,89	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,23	0,44	0,62	0,74	0,90	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,31	0,53	0,68	0,78	0,91	0,97	1,00	1,00
	150	0	0,37	0,61	0,74	0,83	0,92	0,97	1,00	1,00
	200	0	0,41	0,66	0,80	0,87	0,93	0,98	1,00	1,00
0,20	10	0	0,21	0,42	0,61	0,74	0,90	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,30	0,54	0,71	0,82	0,92	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,41	0,66	0,80	0,87	0,94	0,98	1,00	1,00
	150	0	0,44	0,71	0,86	0,91	0,96	0,98	1,00	1,00
	200	0	0,45	0,74	0,89	0,93	0,97	0,99	1,00	1,00
0,30	10	0	0,28	0,50	0,65	0,77	0,91	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,42	0,69	0,83	0,88	0,93	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,45	0,74	0,90	0,94	0,96	0,98	1,00	1,00
	150	0	0,46	0,76	0,92	0,95	0,97	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,47	0,77	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00

Fuente: (NORMA BOLIVIANA CBH-87, 1987)

Usando los parámetros e interpolando en la tabla, se obtiene el coeficiente $K=0.73$.

$$be.cal = k * (b - bw) + bw = 0.73 * (200 - 20) + 20 = 151.4 \text{ cm}$$

$$be.Norma = 8 * hf + bw + 8 * hf = 8 * 10 + 20 + 8 * 10 = 180 \text{ cm}$$

$$be \leq \left(\frac{be.cal}{be.Norma} \right) = 151.4 \text{ cm}$$

Momento máximo que resiste la losa es:

$$Mo = 0.85 * fcd * be * hf * (d - 0.5 * hf)$$

$$Mo = 0.85 * 1.67 * 151.4 * 10 * (37 - 0.5 * 10) = 687.72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mo > Md \text{ (El eje neutro esta en la losa)}$$

Cálculo de la posición del eje neutro

$$y = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Md * 100}{0.425 * be * d^2 * fcd}} \right)$$

$$y = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{24.93 * 100}{0.425 * 151.4 * 36.5^2 * 1.67}} \right) = 0.319 \text{ cm}$$

$$y < hf = 10 \text{ cm (Cumple)}$$

Cálculo de la armadura a tracción

$$As1 = 0.85 * be * y * \frac{fcd}{fyd} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima según norma CBH-87

$$Asmin = 0.0028 * bw * h = 0.0028 * 20 * 40 = 2.24 \text{ cm}^2$$

$$As.nec \geq \left(\begin{matrix} As1 \\ Asmin \end{matrix} \right) = 2.24 \text{ cm}^2$$

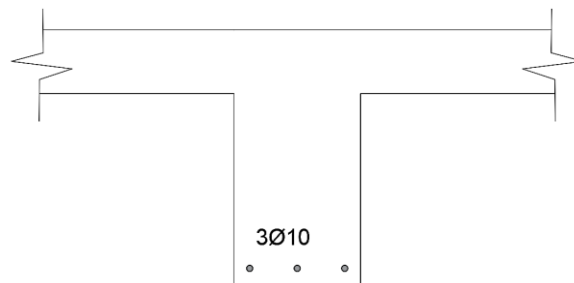
Para diámetro 12 mm A=1.13 cm².

Considerando diámetro tres barras diámetro 12 mm con A =1.13 cm² de refuerzo se tiene:

$$A.real = 3 * 1.13 = 2.35 \text{ cm}^2 > A.nec \text{ (Cumple)}$$

Se utiliza **3φ10**, la disposición de armaduras en la viga se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 4.7 Disposición de armadura positiva en la viga T.



Fuente: Elaboración propia.

El espaciamiento entre barras es:

$$l1 = 20 - 2 * 3 - 1 = 13 \text{ cm}$$

$$e = \frac{13 - 1 * 1}{2} = 6.0 \text{ cm}$$

El espaciamiento entre barras según la norma CBH-87 debe cumplir que:

- 2 cm < 6.0 cm (Cumple)
- El diámetro mayor 1 cm < 6.0 cm (Cumple)
- 1.2 veces el tamaño máximo del árido 1.2*1.5=1.8 cm < 6.0 cm (Cumple)

4.4.2.2 Diseño a esfuerzo cortante

$$V_d = 39.53 \text{ kN}$$

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

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d_1 = 3 \text{ cm}$$

$$d = 37 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 1.67 \text{ kN/cm}^2$$

La resistencia de cálculo del acero transversal debe cumplir la siguiente desigualdad.

$$f_{yd} \leq \left[\begin{array}{l} \frac{50}{1.15} = 43.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \end{array} \right] = 42 \text{ kN/cm}^2$$

El agotamiento por compresión oblicua en el alma (V_{ou}), debe cumplir la siguiente desigualdad.

$$V_{ou} = 0.3 * 1.67 * 25 * 37 = 463.43 \text{ kN} > 39.53 \text{ kN (Cumple)}$$

La resistencia virtual de cálculo del hormigón es:

$$f_{vd} = 0.05 * \sqrt[3]{1.67} = 0.0646 \text{ kN/cm}^2$$

La contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante es:

$$V_{cu} = 0.0646 * 25 * 37 = 59.76 \text{ kN}$$

$V_{cu} > V_d$, se coloca armadura mínima.

La armadura mínima es:

$$A_{smin} = 0.02 * 20 * 100 * \frac{1.67}{42} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{nec} \geq [A_{smin}] = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El número de piernas son dos.

$$A_{st} = \frac{1.6}{2} = 0.8 \text{ cm}^2/m$$

Se asume diámetro 6 mm con $A_{acero} = 0.283 \text{ cm}^2$

$$\#Barras = \frac{0.8}{0.283} = 2.83 \approx 3/m$$

$$s = \frac{100}{3} = 33.33 \approx 25 \text{ cm}$$

$$A_{real} = 3 * 0.283 = 0.85 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.8 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

La separación de estribos (s), según la norma CBH-87 debe cumplir que:

- $25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$ (Cumple)
- $25 \text{ cm} \leq 0.85 * 37 = 31.45 \text{ cm}$ (Cumple)

Disposición de estribos $\phi 6 \text{ mm C/25 cm}$

4.5 Producto Del Aporte

Se realizará la comparación económica, tomando en cuenta los aspectos de cantidad de volúmenes, cuantías, precios unitarios y presupuesto total, obteniendo las incidencias respectivas entre la propuesta del proyecto (con losa maciza de H°A° en el nivel del estacionamiento de vehículos) y la segunda alternativa (con losa viga T múltiple en el nivel del estacionamiento de vehículos).

4.5.1 Comparación económica

Desarrollando el análisis económico, se trabajó con los precios de construcción establecidos en el mercado local, los cuales nos dieron el precio total referencial del coste de cada propuesta:

Los costos no sólo se tomaron en cuenta de la losa propuesta en esta alternativa, pues influyen otros aspectos como ser las vigas, columnas, zapatas y otras como se ha podido observar:

Tabla 4.4 Presupuesto Prop. 1 del proyecto

Nº	Descripción	Und.	Cant.	Precio Unitario (BS)	Precio Total (BS)
1	Demolición	M2	525	10,21	5360,25
2	Limpieza y desbroce	GLB	1	291,68	291,68
3	Instalación de faenas	GLB	1	9621,39	9621,39
4	Trazado y Replanteo	M2	110,88	31,72	3517,11
5	Excavación con maquinaria	M3	332,63	50,25	16714,66
6	Relleno y compactado c/vibro compactador manual	M3	277,23	126,85	35166,63
7	Carpeta de Hormigón Pobre	M3	11,1	1.192,09	13232,20
8	Zapatas de H°A° H25	M3	50,3	3605,16	181339,55
9	Viga centradora de zapatas H25	M3	4,53	5.553,30	25156,45
10	Muros de H°A° H25	M3	35,13	4677,87	164333,57
11	Columnas de H°A° H25	M3	44,08	5.577,03	245835,48
12	Viga de H°A° H25	M3	118,87	4.809,17	571666,04
13	Losa maciza de H°A° (Estacionamiento)	M3	12,17	4.275,58	52033,81
14	Losa alivianada c/ viguetas p.	M2	1.340,34	409,96	549485,79
15	Escalera de H°A° H25	M3	9,95	4.735,73	47120,51
16	Muro de ladrillo 6H E12 DOSIF. 1:5	M2	1.571,07	142,8	224348,80
				TOTAL	2145223,91

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.5 Presupuesto Prop. 2 del proyecto

Nº	Descripción	Und.	Cant.	Precio Unitario (BS)	Precio Total (BS)
1	Demolición	M2	525	10,21	5360,25
2	Limpieza y desbroce	GLB	1	291,68	291,68
3	Instalación de faenas	GLB	1	9621,39	9621,39
4	Trazado y Replanteo	M2	110,88	31,72	3517,11
5	Excavación con maquinaria	M3	332,63	50,25	16714,66
6	Relleno y compactado c/ vibro compactador manual	M3	277,23	126,85	35166,63
7	Carpeta de Hormigón Pobre	M3	11,1	1.192,09	13232,20
8	Zapatas de H°A° H25	M3	50,3	3605,16	181339,55

9	Viga centradora de zapatas H25	M3	4,53	5.553,30	25156,45
10	Muros de H°A° H25	M3	35,13	4677,87	164333,57
11	Columnas de H°A° H25	M3	44,2	5577,03	246504,73
12	Viga de H°A° H25	M3	119,96	4809,17	576908,03
13	Losa maciza de H°A° (Estacionamiento)	M3	14,23	5111,5	72736,65
14	Losa alivianada c/ viguetas p.	M2	1340,34	409,96	549485,79
15	Escalera de H°A° H25	M3	9,95	4735,73	47120,51
16	Muro de ladrillo 6H E12 DOSIF. 1:5	M2	1571,07	142,8	224348,80
				TOTAL	2171838

Fuente: Elaboración propia

Donde se pudo conseguir como resultado la variación porcentual de cada ítem y el costo que significa este porcentaje, obteniendo así la variación porcentual que significa cada ítem para el costo general.

Una vez verificada la variación general del costo se procedió a comprobar la diferencia de costo de acuerdo con cada precio unitario que presenta cada ítem, mostrado en la tabla siguiente:

Tabla 4.6 Comparación de precios unitarios

	Precio unitario (bs.)		Incd.x item% (+/-)	Incd.x item bs.
	Prop. 1 con losa maciza H° A°	Prop. 2 con losa vigas T múltiple		
Excavación con maquinaria	50,25	50,25	0,00	0,00
Relleno y compactado c/ vibro compactador manual	126,85	126,85	0,00	0,00
Carpeta de Hormigon Pobre	1192,09	1192,09	0,00	0,00
Zapatas de H°A° H25	3605,16	3605,16	0,00	0,00
Viga centradora de zapatas H25	5553,3	5553,3	0,00	0,00
Muros de H°A° H25	4677,87	4677,87	0,00	0,00
Columnas de H°A° H25	5577,03	5577,03	0,00	0,00
Viga de H°A° H25	4809,17	4809,17	0,00	0,00
Losa estacionamiento	4275,58	5111,5	19,55	835,92
Losa alivianada c/ viguetas p.	409,96	409,96	0,00	0,00
Escalera de H°A° H25	4735,73	4735,73	0,00	0,00

Muro de ladrillo 6H E12 DOSIF. 1:5	142,8	142,8	0,00	0,00
---------------------------------------	-------	-------	------	------

Fuente: Elaboración propia

4.5.2 Comparación de volúmenes

Se realizó la diferencia de incremento de volúmenes existentes entre ambas propuestas

Tabla 4.7 Incremento de volúmenes

	Und.	Prop. 1 con losa maciza H° A°	Prop. 2 con losa vigas T multiple	% Coef.
Excavación con maquinaria	M3	332,63	332,63	0,00
Relleno y compactado c/ vibro compactador manual	M3	277,23	277,23	0,00
Carpeta de Hormigon Pobre	M3	11,1	11,1	0,00
Zapatas de H°A° H25	M3	50,3	50,3	0,00
Viga centradora de zapatas H25	M3	4,53	4,53	0,00
Muros de H°A° H25	M3	35,13	35,13	0,00
Columnas de H°A° H25	M3	44,08	44,2	0,27
Viga de H°A° H25	M3	118,87	119,96	0,92
Losa estacionamiento	M3	12,17	14,23	16,93
Losa aliviada c/ viguetas p.	M2	1340,34	1340,34	0,00
Escalera de H°A° H25	M3	9,95	9,95	0,00
Muro de ladrillo 6H E12 DOSIF. 1:5	M2	1571,07	1571,07	0,00

Fuente: Elaboración propia

Donde se observó que la variación del presupuesto general depende del volumen que es necesario para la ejecución de la losa viga T múltiple, debido al volumen de hormigón en comparación a una losa maciza

4.5.3 Comparación de cuantías

Para la comparación de las cuantías se realizaron de formas diferentes por una parte el porcentaje de la cuantía que corresponde a los ítems de zapatas de H°A°, columnas de H°A° y vigas de H°A° para la propuesta de proyecto y la otra la cantidad necesaria para la alternativa propuesta, mostrada a continuación:

Tabla 4.8 Comparación de cuantías

	Cuantías (kgf/m3)		Incd. Cuantías
	Prop. 1 con losa maciza H° A°	Prop. 2 con losa vigas T múltiple	%(+/-)
Zapatas de H°A° H25	52,72	52,72	0,000
Viga centradora de zapatas H25	250	250	0,000
Muros de H°A° H25	76,86	76,21	-0,853
Columnas de H°A° H25	153,37	179,27	14,447
Viga de H°A° H25	67,73	68,97	1,798

Fuente: Elaboración propia

Donde se pudo observar que la variación de los ítems de la propuesta 2 son mayores que la propuesta 1, teniendo en cuenta que el incremento porcentual más desfavorable es de 14,447% de armadura necesaria por m³ de hormigón para las columnas.

4.6 Conclusiones Del Aporte Académico

- Los parámetros principales para hacer una comparación económica fueron el volumen de hormigón usado para ambos tipos de losas y la cantidad de acero.
- La comparación económica general de ambas propuestas dio como resultado que la losa con vigas T múltiple, tiene un precio más elevado que la utilización de una losa maciza, dando los siguientes resultados:

Tabla 4.9 Costo de las propuestas

PROPUESTA	PRECIO TOTAL (Bs.)
1	2145223,911
2	2171837,986

Fuente: Elaboración propia

- En cuanto a la comparación de volúmenes por ítems se ve un incremento en la propuesta 2 (con viga T múltiple), en los ítems de vigas y columnas de hormigón armado, debido al aumento de peso de la losa con los siguientes porcentajes:

Tabla 4.10 Volúmenes por ítem

	Und.	% Coef.
Zapatas de H°A° H25	M3	0,000

Viga centradora de zapatas H25	M3	0,000
Muros de H°A° H25	M3	0,000
Columnas de H°A° H25	M3	0,272
Viga de H°A° H25	M3	0,917

Fuente: Elaboración propia

En los ítems como: excavación, relleno, escalera, el aumento de volumen no es considerable debido a que la losa no afecta directamente a estos elementos.

- En el cálculo estructural de ambas propuestas, se determinó que la propuesta 2 (con viga T múltiple), obtuvo una menor cantidad de acero que la propuesta 1, en los ítems de vigas y columnas, con los siguientes porcentajes:

Tabla 4.11 Cuantías por ítem

	Incd. cuantía %(+/-)
Zapatas de H°A° H25	0,000
Viga centradora de zapatas H25	0,000
Muros de H°A° H25	-0,853
Columnas de H°A° H25	14,447
Viga de H°A° H25	1,798

Fuente: Elaboración propia

- La losa con vigas T múltiples, tiene mayor volumen de hormigón lo que también significa mayor peso en la estructura.
- Teniendo en cuenta que la diferencia de precio entre ambas propuestas fue de 26.614,17 Bs.; la losa con vigas T múltiples resulta más costosa además que por su comportamiento unidireccional hace que se aumente las cuantías de acero en las columnas que se apoya la losa.
- Se pudo analizar que losa maciza es la más factible para el área del estacionamiento de vehículos en el proyecto debido a que el costo es menor es decir más económica para su ejecución.

CONCLUSIONES

- Como se indica en los objetivos planteados, se llegó a cumplir de manera satisfactoria el diseño estructural del Hotel cumpliendo con la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87, optimizando secciones de los elementos estructurales y adoptando cuantías de acero, los más cercanas a las cuantías mínimas; por lo que se garantiza la eficiencia y seguridad de los elementos estructurales.
- Para el diseño de la estructura de sustentación porticada se usa el paquete estructural CYPECAD. Se realizó la verificación de los elementos más solicitados de forma manual, en el caso de las vigas se tiene una variación pequeña en la armadura longitudinal, calculando en número de barras longitudinales en la viga se concluye que la disposición es igual al calculado por el paquete estructural.
- De acuerdo con el estudio de suelos que se realizó, se obtuvo la capacidad portante del terreno de 2.20 Kg/cm² a una profundidad de 3m a la cota +/-0 con el cual se definieron el tipo de fundación que se utilizó.
- Las fundaciones propuestas para la estructura son zapatas aisladas, zapata de esquina, zapatas de medianería y vigas centradoras, esta última se utiliza para contrarrestar los momentos negativos que se producen en las zapatas de medianería y de esquina. Con la viga centradora se evita tener zapatas de esquina y de medianería de grandes dimensiones o con refuerzo superior.
- Se logró generar los planos estructurales que representan el diseño detallado de los elementos que conforman la estructura. Estos planos, proporcionan una guía precisa y detallada para la ejecución de la obra, asegurando que se cumplan las especificaciones técnicas establecidas y se garantice la seguridad y estabilidad de la estructura durante su vida útil.
- El precio referencial para la construcción del proyecto es de Bs. 2.145.223,911, (Dos millones ciento cuarenta y cinco mil doscientos veinte tres con 91/100 bolivianos) correspondiente a la obra gruesa; el costo no contempla obra fina ni las instalaciones sanitarias, agua potable y electricidad en la estructura.
- De acuerdo con el plan de presupuesto para el proyecto se puede ejecutar en 117 días hábiles a partir del inicio de obra.

RECOMENDACIONES

- Una vez modelada la estructura y obtenido el listado de resultados en el programa CYPECAD se recomienda analizar las secciones de los elementos estructurales el diseño estructural para determinar si se puede optimizar los mismos y lograr una estructura optimizada.
- Se recomienda, en lo posible, uniformizar las secciones de los elementos estructurales para que constructivamente sea fácil y rápido de construir.
- Actualmente se encuentra en vigencia la Norma Boliviana de Diseño Sísmico, por lo cual se recomienda diseñar las estructuras antisísmicas de acuerdo a esta normativa con el objetivo de mejorar las construcciones siendo seguras ante los movimientos tectónicos (sismos) que se puedan presentar debido a que en Bolivia existe actividad sísmica moderada; y de esa manera garantizar estructuras eficientes y estables capaces de salvaguardar la vida de las personas, analizando el costo-beneficio según el uso de la estructura al cual está destinado.
- La ejecución del proyecto debe seguir la normativa, especificaciones, control de ejecución, equipos adecuados, todo lo necesario y óptimo para un buen desarrollo del proyecto.
- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos estructurales de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento.