

1. ANTECEDENTES

1.1.El problema

La Normal de Canasmoro, actualmente no cuenta con una infraestructura apta, para que los docentes, puedan vivir, dentro de los predios de la Normal, como así también un lugar donde puedan llevar a cabo sus reuniones. En la actualidad, se cuenta con ambientes provisorios, hechos con adobe y cubierta de calamina, sólo para unos pocos docentes, personal de limpieza y portería, además estos ambientes, se encuentran en etapa de deterioro, a causa de las lluvias, granizo, etc.

Las principales causas para que se construya la estancia de docentes:

- El tiempo que se demora para ir a la normal de Canasmoro.
- El costo elevado de alquiler de cuartos para cada docente.
- El costo de transporte diario en su traslado a la normal.

1.1.1. Planteamiento

De mantenerse esta situación, la eficacia de la enseñanza, se verá afectada, a consecuencia, de las malas condiciones de vida, que tienen que pasar, los docentes, día a día.

Por lo que se hace necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- Alquiler de ambientes para cada docente.
- Contratación de Docentes que vivan en Canasmoro.
- Reducir los horarios de clases.
- Construcción de la nueva estancia de docentes.

1.1.2. Formulación

En consecuencia, con las alternativas de solución, el alquiler de ambientes se tornaría un gasto a largo plazo para la institución. La contratación de docentes que vivan cerca de la normal, afectaría a los docentes, que viven en la ciudad de Tarija o del interior del país, al momento de su contratación; reducir los

horarios de clases, tampoco se muestra como una solución factible, ya que se perdería mayor tiempo en el transporte hacia la Normal, y menos horas al momento de enseñar. **Por lo que se hace necesario realizar, el diseño estructural de la Estancia de Docentes**

1.1.3. Sistematización

La estructura a diseñar comprende de los siguientes elementos:

- Las fundaciones, por el buen suelo que se da en el lugar del proyecto serán zapatas aisladas cuadradas, a una profundidad de -1,5m.
- Las columnas serán de sección cuadrada.
- Las vigas serán de sección rectangular, donde se apoyarán las losas alivianadas con viguetas pretensadas y las cerchas metálicas.

1.2. Objetivos

El proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1. General

- Realizar el diseño estructural de la “ESTANCIA DE DOCENTES del INSTITUTO MODELO NORMAL SUPERIOR DE CANASMORO”

1.2.2. Específicos

- Definir las normativas de construcción con las que se realizará el diseño estructural.
- Realizar el estudio de suelos en el lugar de emplazamiento.
- Diseñar los elementos de fundación.
- Diseñar la estructura a porticada de H° A°.
- Diseñar las cerchas metálicas y la losa alivianada con viguetas pretensadas
 - Estimar el costo económico y tiempo aproximado para el emplazamiento físico del proyecto.

1.3. Justificación

Las razones que llevan a realizar el presente perfil son las siguientes:

1.3.1. Académica

Profundizar y poner en práctica todos los conocimientos adquiridos en la formación académica, para la selección de una alternativa estructural. Con el objeto de verificar, rechazar o aportar aspectos teóricos referidos al proyecto, haciendo un análisis de las alternativas que se tienen para dar solución al problema en estudio de tal manera que se pueda comparar con los diferentes esquemas estructurales de los edificios que se pueden llegar a realizar a fin de llegar a una solución técnica viable.

1.3.2. Técnica

Con la realización del diseño estructural del proyecto se pretende que la estructura resista de acuerdo al requerimiento para el cual fue diseñada, de tal manera que brinde seguridad y comodidad a los beneficiarios(docentes), también se pretende que los costos de la estructura no sean elevados ya que no existirá un sobredimensionamiento.

1.3.3. Social

Aportar una alternativa de solución para la normal de Canasmoro, con el diseño estructural de una nueva infraestructura, para que los docentes, puedan tener las mejores comodidades posibles, menor tiempo en su traslado a sus respectivas áreas de enseñanza, menos gastos, alimentación, ya que mediante el proyecto “Diseño Estructural De La Estancia De Docentes Del Instituto Modelo Normal De Canasmoro” el alcance sería mayor y está enfocado a un avance en lo que respecta a esta infraestructura en la normal de Canasmoro.

1.4. Alcance del proyecto

El alcance del proyecto será:

- El diseño de las fundaciones, la estructura a porticada (vigas y columnas) y losa alivianada con viguetas pretensadas.
- Como también se realizará un presupuesto económico y el tiempo estimado de ejecución del proyecto.
- Por último, como aporte del académico, se realizará una comparación económica entre la propuesta del proyecto y una segunda alternativa.

1.4.1. Resultados esperados

Con la ejecución de la propuesta en la asignatura Proyecto de Ingeniería Civil II CIV 502, se pretende:

1. Realizar el estudio de suelos, propiedades físico-mecánicas, siendo primordial la capacidad portante del suelo mediante el ensayo de SPT en el lugar de emplazamiento de la estructura a diseñar.
2. Proyectar y diseñar la estructura de sustentación de la Estancia de docentes, de acuerdo a los planos arquitectónicos.
3. Cálculo estructural de todos los elementos estructurales de la estructura como ser: diseño de estructura de cubierta con cerchas metálicas, losa alivianada con viguetas pretensadas, vigas de H°A°, columnas de H°A° y zapatas de H°A°.
4. Planos estructurales a detalle de la Estancia de Docentes de la Normal de Canasmoro.
5. Métodos constructivos, especificaciones técnicas, volúmenes de obra, precio unitario y presupuesto de la estructura del proyecto.

1.4.2. Restricciones del Proyecto.

Lo que no se va a realizar con la ejecución de la propuesta es:

- No se realizará el análisis Socio – Económico.
- No se realizará el diseño de las instalaciones de agua potable, sanitarias, pluviales, eléctricas y telefónicas, ya que el proyecto es solamente de diseño y cálculo estructural.

1.5.Localización

La Estancia de docentes que se plantea diseñar estructuralmente en el proyecto, se encuentra ubicada en el instituto modelo normal de Canasmoro, Provincia Méndez del Departamento de Tarija, para una mejor ubicación del lugar de emplazamiento. Sus coordenadas geográficas son; 21°21'27,6" de latitud sur y 64°45'4,18" de longitud oeste tiene una elevación promedio de 2057 m.s.n.m.

FIGURA 1.1. Ubicación del proyecto



Fuente: Google earth

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Análisis y levantamiento topográfico

Es el conjunto de procedimientos para determinar la posición de puntos sobre la superficie terrestre, por medio de los tres elementos del espacio (longitudes “x, y”, altitudes “z”), que representan una determinada área, para posteriormente representarlos gráficamente en un plano a escala determinada.

2.2. Estudio de suelos

Con el estudio de suelos se determina 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 averiguar la densidad relativa del suelo.

Realizado el ensayo en campo se procede a los siguientes ensayos en laboratorio:

- Contenido de humedad de la muestra.
- Ensayos de granulometría y límites de Atterberg para determinar su clasificación de suelos según AASHTO y SUCS

Obtenida la clasificación del suelo, se puede determinar la resistencia del suelo a nivel de fundación.

2.3. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico fue realizado mediante la elaboración de alternativas arquitectónicas de acuerdo a las características propias de la comunidad y la provincia; en forma conjunta con el personal técnico y se determinó el más acorde y funcional, con el cual se procedió al diseño final.

El detalle de la estancia de docentes se puede apreciar ampliamente en los planos arquitectónicos que se encuentran en el Anexo 9.

2.4. Planteamiento estructural

El diseño y cálculo de los elementos estructurales, se realizó en base a la norma de construcción boliviana, CBH-87 para los elementos de hormigón armado y para la cubierta se diseñará en base a la normativa ANSI/AISC 360–10 (LRFD).

2.4.1. Estructura de sustentación de cubiertas

Cerchas metálicas tipo Howe: Está compuesta por elementos de acero laminado, que trabaja como un marco rígido, ya que las uniones serán soldadas. Son los tipos más comunes de armaduras de peralto medio y tienen luces máximas de 27 o 30 m.

2.4.2. Estructura de la edificación

La estructura de la edificación se la realizo mediante los planos arquitectónicos.

- Estructura de sustentación de la edificación aporticada con elementos estructurales de H°A°.
- Losa alivianada con viguetas pretensadas.
- Cimentación mediante zapatas aisladas de H°A°.

2.5. Análisis, diseño y calculo estructural

2.5.1. Diseño de los elementos de la cubierta

Se empleará el diseño por resistencia usando diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD), se satisface esta metodología cuando la resistencia de diseño de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida determinada de acuerdo a las combinaciones de carga LRFD, esto se resume con la siguiente formula:

$$R_u \leq \phi \cdot R_n$$

Donde:

R_u = Resistencia Requerida (LRFD).

R_n = Resistencia nominal.

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

ϕR_n = Resistencia de diseño.

Combinaciones de carga.

La resistencia requerida U se calcula mayorando las cargas actuando simultáneamente según las siguientes combinaciones de carga:

Según la SEI/ASCE 7 -10:

$$U=1.4 \cdot D$$

$$U=1.2 \cdot D+1.6 \cdot L+0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U=1.2 \cdot D+1.6 \cdot (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)+(Lr \text{ ó } 0.5 \cdot S)$$

$$U=1.2 \cdot D+1.0 \cdot W+1.0 \cdot L+0.5 \cdot (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U=1.2 \cdot D+1.0 \cdot E+1.0 \cdot L+0.2 \cdot S$$

$$U=0.9 \cdot D+1.0 \cdot W$$

$$U=0.9 \cdot D+1.0 \cdot E$$

Donde:

U : carga o efecto de la misma debido a una acción extraordinaria

D : Carga muerta.

E : Carga debido al sismo.

L : Carga viva.

Lr : Carga viva para techos.

R : Carga debido a la lluvia.

S : Carga provocada por la nieve.

W = Carga de viento.

Factor de resistencia. -

CUADRO 2.1 Factores de reducción de resistencia

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

Acero. -

CUADRO 2.2 Factores de resistencia característica

Factores de resistencia característica		
ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (Ksi)	Esfuerzos de tensión mínima F_r (Ksi)
A - 36	36 – 32	58 - 80
A - 529	42	60 - 85
A - 441	40 – 50	60 - 70
A - 572	42 – 65	60 - 80
A - 242	42 – 50	63 - 70
A - 588	42 – 50	63 - 70
A - 514	90 – 100	100 - 130

2.5.1.1. Comprobación E.L.U

Los pasos de diseño que debe cumplir son:

- Resistencia a Tracción.
- Limitación de Esbeltez para compresión.
- Resistencia a Compresión.
- Resistencia a flexión en el eje X, Y.
- Resistencia a corte en el eje X, Y.
- Esfuerzos combinados y torsión.

2.5.1.1.1. Resistencia a Tracción

Se debe satisfacer:

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo, para la combinación de hipótesis.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

P_c : Resistencia de diseño a tracción

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

ϕ_t : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

F_y : Límite elástico mínimo especificado

2.5.1.1.2. Limitación de Esbeltez para compresión.

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

Donde:

λ : Coeficiente de esbeltez

Donde:

L: Longitud de la barra

K: Factor de longitud efectiva.

r_y : Radio de giro respecto al eje Y

2.5.1.1.3. Resistencia a Compresión

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce para la combinación de hipótesis.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

P_c : Resistencia de diseño a compresión

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

ϕ_p : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

Fcr: Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

i) Cuando:

Donde:

Fy: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

Fe: Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

K: Factor de longitud efectiva.

L: Longitud de la barra

r: Radio de giro dominante

2.5.1.1.4. Resistencia a Flexión en X o Y.

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo, para la combinación de acciones.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

M_c : Resistencia de diseño a flexión

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1

1. Fluencia

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

2.5.1.1.5. Resistencia a Corten en X o Y.

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo, para la combinación de hipótesis.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

V_c : Resistencia de diseño a cortante

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G-5).

Donde:

Fy: Límite elástico mínimo especificado

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

tf: Espesor del ala

b) para todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

tf: Espesor del ala

E: Módulo de elasticidad del acero

Kv: Coeficiente de abolladura del alma

2.5.1.1.6. Esfuerzos combinados y Torsión

Se debe cumplir el siguiente criterio:

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo, para la combinación de acciones.

Donde:

η_1 : calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

a) Para

Donde:

Pr: Resistencia a compresión requerida

Pc: Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E

Mrx: Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

Mcx: Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

Mry: Resistencia a flexión requerida en el eje débil

Mcy: Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

η_2 : calculado según Artículo 1, Sección 3

3. Secciones doblemente simétricas sometidas a flexo compresión simple

b) Para el estado límite de pandeo fuera del plano de flexión

Donde:

Pr: Resistencia a compresión requerida

Pco: Resistencia de diseño a compresión para pandeo fuera del plano de flexión calculado según el Capítulo E

Mrx: Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

Mcx: Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

2.5.1.2. Diseño de la cercha

Se realizará las mismas comprobaciones de E.L.U mencionadas anteriormente.

2.5.1.3. Uniones soldadas

La soldadura constituye una unión fija entre dos o más piezas metálicas, por lo general de igual material, las cuales, por medio de calor entregado a las mismas, y casi siempre a un material adicional de aporte, se funden y se combinan resultando una unión.

CUADRO 2.3 Propiedades mínimas de los metales de aporte

Número de electrodo AWS	Resistencia a la tensión MPa (kpsi)	Límite Elástico MPa	Elongación (%)
E60xx	427 (60)	345	17- 25
E70xx	482 (70)	393	22
E80xx	551 (80)	462	19
E90xx	620 (90)	531	14 – 17
E100xx	689 (100)	600	13 – 16
E110xx	760 (110)	670	

AWS: American Welding Society.
2 o 3 primeros dígitos: Resistencia a la tensión (kpsi – ksi)
Penúltimo dígito: Posición del soldado: 1. Plana, horizontal, vertical y elevada
2. Filetes planos y horizontales
3. Solo en posición plana
Último dígito: Variables de la técnica de soldado como fuente de corriente.
Los diámetros varían entre 1/16 y 5/16 in o 2 a 8 mm

2.5.1.4. Placas de Anclaje

Las placas de anclaje son planchas de acero con diferentes medidas y espesores en función de su aplicación como parte en la construcción con perfiles estructurales. Generalmente llevan unos taladros o agujeros que sirven para introducir por ellos las varillas de redondo liso o también llamado garrotas, y otro agujero central que sirve de relleno o rebose de hormigón. También podemos encontrar que la unión del perno o garrota con la placa de anclaje se realiza mediante soldadura.

2.5.2. Diseño de la estructura aporticada

Este es un sistema que basa su estructura en pórticos que forman un esqueleto de vigas y columnas conectadas rígidamente por medio de nudos, los cuales caracterizan este sistema y en donde los vanos entre las columnas y las vigas son complementados por mampostería o algún tipo de cerramiento equivalente.

2.5.2.1 Análisis Estructural

El análisis estructural se realizará mediante el uso del software de cálculo CYPECAD.

La finalidad es determinar los valores de solicitaciones en las secciones críticas comunes (centros de tramos y apoyos) para dimensionarlas y en secciones especiales cuya verificación sea importante.

Combinaciones de calculo

Según el CBH-87 son las siguientes:

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

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

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

Donde:

G = valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter permanente.

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

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

W = valor característico de la carga del viento.

W_{eq} = valor característico de la carga del viento, durante la acción sísmica. En general, se tomará W_{eq} = 0.

F_{eq} = valor característico de la acción sísmica.

γ_{fg} = coeficiente de mayoración de carga muerta igual a 1,6 (de efecto desfavorable)

γ_{fq} = coeficiente de mayoración de carga viva igual a 1,6 (de efecto desfavorable)

2.5.2.2. Coeficiente de minoración de la resistencia de los materiales y mayoracion de las cargas

CUADRO 2.4 Coeficiente de minoración

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	corrección
acero	$\gamma_s = 1,15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		intenso	-0,05
hormigón	$\gamma_c = 1,50$	Reducido	+0,2
		Normal	0
		intenso	-0,1

CUADRO 2.5 Coeficiente de mayoracion

Coefficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		corrección
$\gamma_s = 1,6$	Nivel de control de ejecución	Reducido	+ 0,20
		Normal	0
		intenso	-0,10
	Daño posible en caso de accidentes	Reducido	-0,10
		Normal	1
		intenso	+0,20

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

2.5.2.3. Diseño de Vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos primordialmente a flexión, donde existen fibras comprimidas y fibras traccionadas.

□ Armadura longitudinal

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

Momento mayorado

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

Momento reducido de cálculo:

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

$$\mu_d < \mu_d \text{ lim}$$

Con μ_d se entra en el Cuadro N°2.16 y se obtiene la cuantía mecánica w_s

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

Se debe calcular el área mínima que necesita la pieza, para esto se encuentra la cuantía geométrica mínima referida a la sección total de hormigón del siguiente cuadro.

CUADRO 2.6 Cuantías geométricas mínimas referidas a la sección total de hormigón

TIPO DE ELEMENTO ESTRUCTURAL		CLASE DE ACERO	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		0,006	0,005
Losas ⁽¹⁾		0,0018	0,0015
Vigas ⁽²⁾		0,0033	0,0028
Muros ⁽³⁾	Armadura horizontal	0,002	0,0016
	Armadura vertical	0,0012	0,0009

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

$$A_{s \text{ m i n}} = w_{s \text{ m i n}} \cdot b_w \cdot d$$

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

CUADRO 2.7 Tabla universal para flexión simple o compuesta Aceros de dureza natural

ξ	μ	w	$w \cdot E_s \cdot 10^7$
0.089	0.03	0.031	
0.1042	0.04	0.0415	
0.1181	0.05	0.0522	
0.1312	0.06	0.063	
0.1438	0.07	0.0739	
0.1561	0.08	0.0849	
0.1687	0.0886	0.0961	
0.1825	0.09	0.0961	
0.181	0.1	0.1074	
0.1937	0.11	0.1189	
0.2068	0.12	0.1306	
0.2197	0.13	0.1425	
0.233	0.14	0.1546	

□ **Armadura transversal**

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

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

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

$$\text{Si: } V_d \leq V_{cu} \quad A_{s \text{ min}} = 0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\text{Si: } V_d > V_{cu} \quad V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_d debe ser menor o igual que V_{ou} , y mayor que V_{cu} , caso contrario, se debe cambiar las dimensiones de la sección transversal.

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

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

2.5.2.4. Columnas

Las columnas son elementos estructurales de hormigón armado. Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada y la rectangular.

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

□ Columnas cortas y largas

Las columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan solo a compresión, pero ofrecen el problema del pandeo o flexión lateral que origina que pierdan capacidad resistente. Es de esta forma que las columnas por su esbeltez pueden clasificarse en: Columnas cortas y columnas Largas

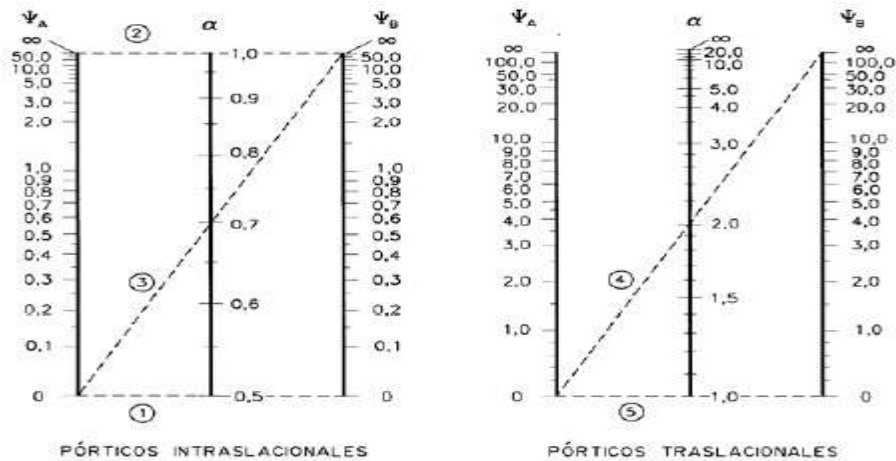
La esbeltez de un elemento se determina mediante la siguiente fórmula:

Cálculo de coeficientes adimensionales de pandeo Ψ_A y Ψ_B

$$\Psi_{Ax} = \Psi_{Ay} = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{L_{col}}}{\sum \frac{E \cdot I}{L_{vigas}}} \quad \Psi_{Bx} = \Psi_{By} = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{L_{col}}}{\sum \frac{E \cdot I}{L_{vigas}}}$$

Con estos valores de Ψ_A y Ψ_B se va al monograma figura 2.1 y se obtiene el coeficiente K (para pórticos traslacionales).

FIGURA 2.1 Monogramas para determinar el factor K de longitud efectiva en columnas de pórticos



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Valores límites para la esbeltez:

- (1) $\lambda < 35$ ($\lambda_g < 10$) pieza considerada corta
- (2) $35 \leq \lambda \leq 100$ ($10 \leq \lambda_g \leq 29$) puede calcularse excentricidad adicional Cálculo de la longitud de pandeo y esbeltez geométrica

$$\lambda_g = \frac{l_o}{b}$$

Cálculo de la esbeltez de la columna

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

Dónde: l_o = Es la longitud de pandeo

k = Coeficiente de pandeo

▪ **Excentricidad mínima de cálculo**

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

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

Excentricidad de primer orden

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} \quad e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d}$$

Excentricidad por construcción

$$e_c = \frac{h}{20}$$

Excentricidad adicional debido al pandeo (segundo orden)

$$e_{ax} = \left(3 + \frac{f_{cd}}{3500}\right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{ox}}{b + 10 \cdot e_{ox}} \cdot \frac{l_{ox}^2}{b} \cdot 10^{-4}$$
$$e_{ay} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500}\right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{oy}}{b + 10 \cdot e_{oy}} \cdot \frac{l_{oy}^2}{b} \cdot 10^{-4}$$

Excentricidad final

$$e_{fx} = e_{ox} + e_c + e_{ax}$$
$$e_{fy} = e_{oy} + e_c + e_{ay}$$

▪ Resistencia del hormigón

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

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

▪ Armadura longitudinal

Mayoración de los momentos y la normal

$$N_d = N \cdot 1,6$$

$$M_{dx} = M_x \cdot 1,6$$

$$M_{dy} = M_y \cdot 1,6$$

Determinación del momento de diseño

$$M_{dx} = N_d \cdot e_{fx}$$

$$M_{dy} = N_d \cdot e_{fy}$$

Determinar la capacidad mecánica del hormigón

$$U_c = f_{cd} \cdot h_x \cdot h_y$$

Determinar los esfuerzos reducidos

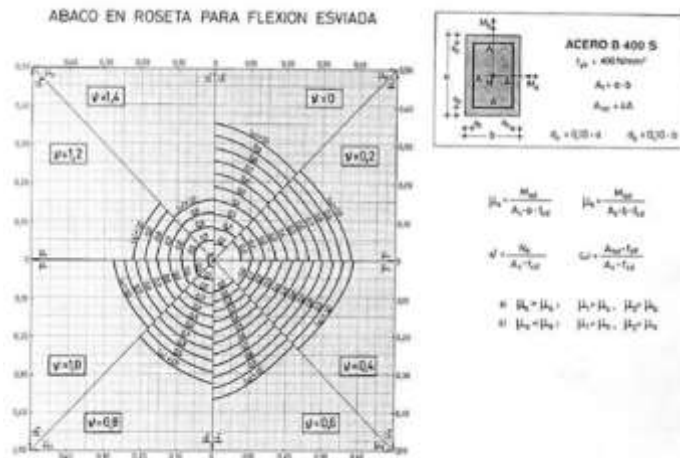
$$v = \frac{N_d}{U_c}$$

$$\mu_x = \frac{M_{dx}}{U_c \cdot h_y}$$

$$\mu_y = \frac{M_{dy}}{U_c \cdot h_x}$$

Con los valores de esfuerzo reducido y momentos reducidos se entra al ábaco en roseta de flexión esviada y se obtiene la cuantía mecánica (w) figura 2.2.

FIGURA 2.2 Diagrama de iteración a dimensional



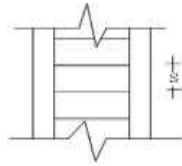
Determinar la capacidad mecánica de la armadura total

$$U_{Total} = w * U_c$$

$$A_{Total} = \frac{U_{Total}}{f_{yd}}$$

- Armadura transversal

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



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

El diámetro del estribo será:

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

2.5.3. Estructuras complementarias (escaleras)

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

Contrahuella: Es la parte vertical del fondo del peldaño.

Huella: Es el ancho del escalón, medido en planta, entre dos contrahuellas sucesivas.

Rellano: Es la posición horizontal en que termina cada tramo de escalera, debe tener la misma anchura que el ámbito de los tramos.

Contemplamos otros conceptos o partes como son la línea de huella, la proyectura, el ámbito, el tiro y la calabazada.

Línea de huella: Es una línea imaginaria que divide por la mitad una escalera recta.

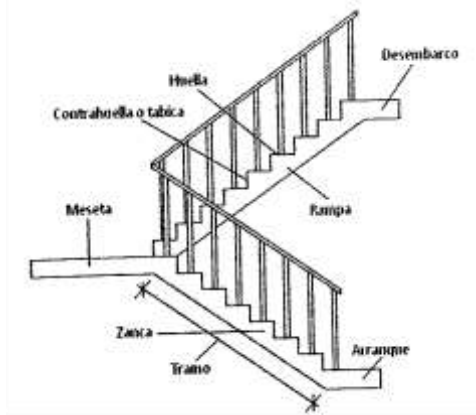
Proyectura: El plano de apoyo de un peldaño puede tener una proyectura (nariz) sobre el inferior inmediato. Suele estar comprendido entre 2 y 5 cm.

Ámbito: Es la longitud de los peldaños, o sea la anchura de la escalera.⁷

Tiro: Es una sucesión continua de peldaños (21 a lo sumo)

Calabazada: Es la altura libre comprendida entre la huella de un peldaño y el techo del tiro de encima

FIGURA 2.3. Escaleras



CUADRO 2.8 Dimensiones recomendadas de las escaleras

Magnitud	Acceso Normal
Inclinación α ($\text{tg}\alpha = t/h$)	20° - 45°
Distancia vertical entre peldaños t (contrahuella)	13 – 20 cm.
Longitud del escalón h (huella)	23 – 32 cm.
Ancho libre mínimo	90 cm.
Altura de pasamanos x (4 o más peldaños)	90 cm.
Altura vertical y	220 – 230 cm.
Altura libre z	200 cm.
Formula de medida del paso	$2t + h = 63\text{cm}$
Formula de seguridad	$t + h = 46\text{ cm.}$

Fuente: Enciclopedia de la construcción.

Anchura de las escaleras.

La anchura de las escaleras también tiene relación con el nivel de seguridad de la misma. Una escalera demasiado estrecha, dificulta el movimiento de la persona, por ello la anchura mínima de una escalera de uso normal, es de 90 cm.

2.5.4. Losa alivianada con viguetas pretensadas

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

La losa que se utilizará será alivianada o aligerada que estará constituida por viguetas pretensadas, plastoform y hormigón armado.

No se realizará el cálculo de la losa alivianada, puesto que en nuestro medio se encuentran dichas viguetas y el proveedor se encarga de dicho dimensionamiento de acuerdo al tipo de estructura.

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

2.5.5. Fundaciones

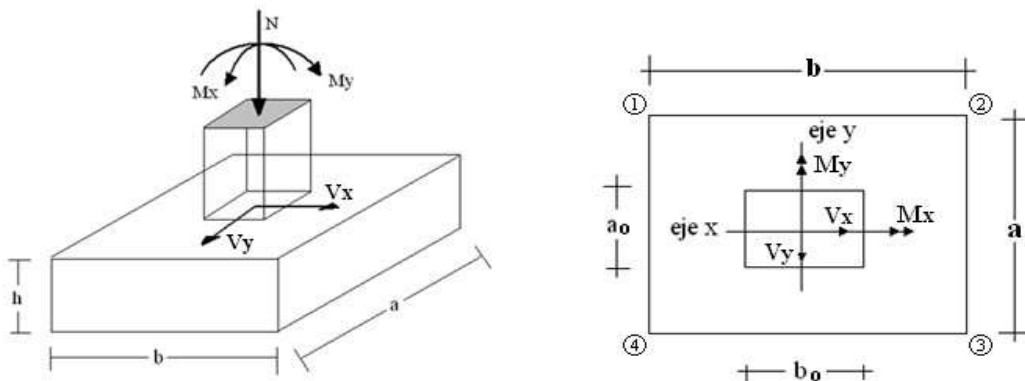
Es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o roca subyacente.

Las fundaciones están compuestas de zapatas aisladas.

Dimensionamiento

El cálculo de las zapatas aisladas se realiza de la siguiente manera:

FIGURA 2.4 Cargas actuantes en una zapata aislada



Los datos necesarios son:

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

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

$$P \cdot P_{zapata} = 0,05 \cdot N$$

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

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

Se escoge un área mayor a la necesaria, y determinamos las dimensiones tentativas de a y b , estos deben ser valores constructivos.

Para comprobar si las dimensiones cumplen, se verifica la esquina crítica:

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

Para que la zapata no trabaje a tracción, se recomienda que el $\sigma_{min} \geq 0$ Para estimar la altura de la zapata, se usa las siguientes fórmulas:

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

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

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

Asumimos recubrimiento de la zapata de 5 cm.

Por lo tanto, la altura de la zapata será igual a $d + 5$ cm.

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

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

$$P.P_{zapata} = \gamma_H \cdot Volumen$$

La carga vertical N total será la sumatoria de la carga N más el peso propio de la zapata. Cada fuerza cortante actuante en la zapata, generan un momento flexor, y éste sumado con el momento flexor inicial, producen un nuevo momento. Dichos momentos serán:

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

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

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

Verificación al vuelco

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

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

Cálculo de la armadura

Para calcular la armadura de la zapata, debemos encontrar el momento de diseño. Para esto calculamos las tensiones de la zapata sin tomar en cuenta el peso propio de la misma. Luego encontramos el momento (M_e) a una distancia de 15 cm de la cara de la columna del bloque más comprimido. El momento mayorado será:

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

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

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

El área de armadura será:

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

Del Cuadro 2.6, escogemos la cuantía mínima $w_{s\ m\ n}$ y con ésta determinamos la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$A_{s\ m\ n} = w_{s\ m\ n} \cdot b \cdot d$$

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

2.6. Estrategia para la ejecución del proyecto

2.6.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los acabados. En general las especificaciones técnicas se hicieron en base a las especificaciones nacionales oficiales del país.

2.6.2. Precios unitarios

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

Estos precios unitarios están compuestos por los siguientes parámetros:

Costos directos. - El costo directo del precio unitario de cada ítem debe incluir todos los costos en que se incurre para realizar cada actividad, en general, este costo directo esta conformado por tres componentes que dependen del tipo de ítem o actividad que se este presupuestando. (Excavación, hormigón armado para vigas, replanteo, etc.)

Materiales. - Es el costo de los materiales puestos en obra. El costo de los materiales consiste en una cotización adecuada de los materiales a utilizar en una determinada actividad o ítem, esta cotización debe ser diferenciada por el tipo de material y buscando al proveedor más conveniente.

Mano de obra. - La mano de obra es un recurso determinante en la preparación de los costos unitarios. Se compone de diferentes categorías de personal tales como: capataces, albañiles, mano de obra especializada, peones y demás personal que afecta directamente al costo de la obra.

Los salarios de los recursos de mano de obra están basados en el número de horas por día y el número de días por semana. La tasa salarial horaria incluye: salario básico, beneficios sociales, vacaciones, feriados, sobre tiempos y todos los beneficios legales que la empresa otorgue al país.

Maquinaria, equipo y herramientas. - Es el costo de los equipos, maquinarias y herramientas utilizadas en el ítem que se está analizando.

Este monto está reservado para la reposición del desgaste de las herramientas y equipos menores que son de propiedad de las empresas constructoras.

Beneficios sociales. - Las leyes sociales del país determinan el pago de beneficios sociales a todas las personas asalariadas que deben ser involucradas dentro del costo de mano de obra.

Costos indirectos. - Los costos indirectos son aquellos gastos que no son fácilmente cuantificados como para ser cobrados directamente al cliente.

Los costos indirectos incluyen:

Gastos generales e imprevistos. - El porcentaje a tomar para gastos generales depende de varios aspectos, siendo su evaluación muy variable y dependiendo del tipo de la obra, pliego de especificaciones y las expectativas del proyectista.

Utilidad. - Las utilidades deben ser calculadas en base a la política empresarial de cada empresa, al mercado de la construcción, a la dificultad de ejecución de la obra y a su ubicación geográfica (urbana o rural).

Impuestos. - En lo que se refiere a los impuestos, se toma el impuesto al valor agregado (IVA) y el impuesto a las transacciones (IT). El impuesto IVA grava sobre toda compra de bienes muebles y servicios, estando dentro de estos últimos la construcción, su costo es del 14,94%, sobre el costo total neto de la obra y debe ser aplicado sobre los componentes de la estructura de costos.

El IT sobre ingresos brutos obtenidos por el ejercicio de cualquier actividad lucrativa, su valor es del 3,09%, sobre el monto de la transacción del contrato de obra.

2.6.3. Cómputos métricos

El trabajo de computar deberá ser detallado en todas sus partes para facilitar su revisión, corrección o modificación. Se procurará un orden que permita reducir al mínimo el número de operaciones y el de mediciones. No se deben descuidar ciertas operaciones de control que permitan asegurarse contra errores groseros, como en casos de cubiertas, pisos, revoques, pinturas, etc.

2.6.4. Presupuesto

El presupuesto es el cálculo anticipado del costo de obra, o de una de sus partes. Es, como su nombre lo indica, la predicción de un hecho futuro cuya magnitud debe representar con toda la exactitud con que ella pueda determinarse.

2.6.5. Planeamiento y cronograma

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

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

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

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

3. INGENIERÍA DE PROYECTO

3.1. Análisis del levantamiento topográfico

Con la planimetría, altimetría y las curvas de nivel obtenidas del plano topográfico obtenidas por la Secretaria de obras públicas de la Gobernación de Tarija, se apreciará el plano en Anexo 9, se pudo delimitar que el terreno es plano con pendientes pequeñas.

3.2. Análisis del estudio de suelos

El estudio de suelos fue materializado en la Escuela Superior De Formación De Maestros J.M.S. de Canasmoro. Con la preparación del trabajo de gabinete se realizaron los ensayos de granulometría, límites de Atterberg y el ensayo descarga directa (S.T.P.) dando como resultado el siguiente tipo de suelo:

Por la clasificación **SUCS** se trata de un suelo **GM**.

Por la clasificación **AASTHO** se trata de un suelo **A-1-a (0)**

Dando como resultado una **grava arcillosa, con mezcla de gravas, arena y arcilla.**

Se realizó un pozo único, a una profundidad de 3 m.

FIGURA 3.1 Descripción grafica



CUADRO 3.1 Resistencia admisible del estrato

POZO N°	PROFUNDIDAD (m)	N° DE GOLPES	RESIST. ADMISIBLE NATURAL (Kg/cm ²)
UNICO	3	32	3,53

3.3. Análisis del 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. En un concepto más amplio, el proyecto arquitectónico completo comprende el desarrollo del diseño de una edificación, la distribución de usos y espacios, la manera de aprovechar los materiales y tecnologías, y la elaboración del conjunto de planos, con detalles y perspectivas. El diseño arquitectónico se lo puede apreciar detalladamente en la parte de Anexos 9.

3.4. Planteamiento estructural

3.4.1. Estructura de sustentación de la cubierta.

La estructura de sustentación para las 2 cubiertas, será de una cercha metálica como sigue a continuación.

FIGURA 3.2 Cubierta 1

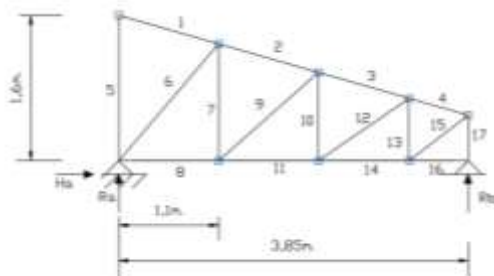
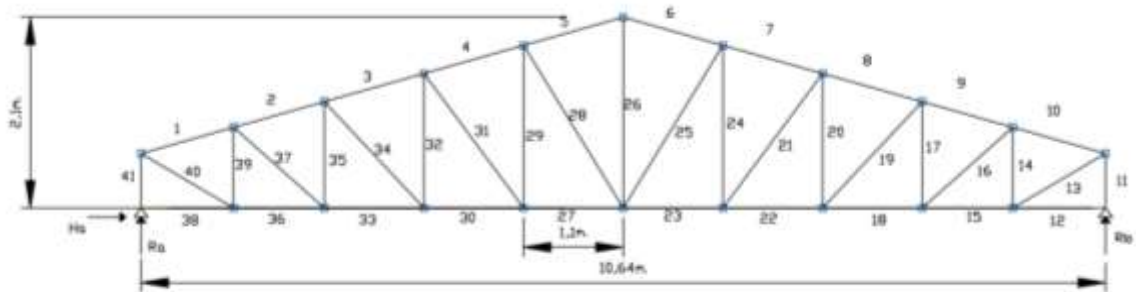


FIGURA 3.3 Cubierta 2

3.4.2. Estructura de la edificación

La estructura de la edificación se la realizó mediante los planos arquitectónicos.

- Estructura de sustentación de la edificación aporticada con elementos estructurales de H°A°.
- Losa alivianada con viguetas pretensadas.
- Cimentación mediante zapatas aisladas de H°A°.

A continuación, se muestra el planteo estructural de la edificación.

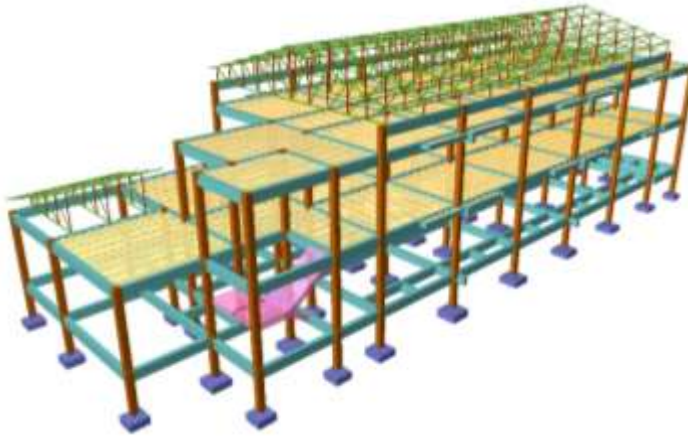


FIGURA 3.4 Estructura de la edificación

3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural.

3.5.1. Diseños de los elementos de la cubierta

3.5.1.1. Diseño de la correa

Carga actuante sobre la correa

Calamina	0,10 tn/m ²
Peso Propio de la correa	0,002 tn/m
Sobrecarga. Tomaremos el peso propio de una persona	0,08 tn/m ²

Carga de viento. Según el servicio nacional de meteorología se obtuvo los vientos máximos registrados en la ciudad de Tarija

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
DIRECCION	SSE	SSE	SSE	SSE	SE	SSE	SSE	SE	SEP	SSE	SE	SSE
VELOCIDAD MAXIMA	46,3	46,3	57,4	55,5	46,3	64,8	51,8	48,1	46,3	46,3	46,3	46,3

Fuente: Meteorología AASANA Tarija-Bolivia

La velocidad máxima del viento registrada por AASANA ES 64,8 km/h, pero para darnos un margen de seguridad, tomaremos como 70 km/h=19 m/s

Presión dinámica del viento

$$W = \frac{v^2}{16} = \frac{19^2}{16} = 23,6 \frac{kg}{m^2}$$

Sobrecarga del viento

$$P = C * W$$

Donde

C= coeficiente eólico que depende del ángulo y dirección del viento

W= presión dinámica del viento kg/m²

Determinación de la sobrecarga de viento, dependiendo del coeficiente eólico, para cada caso el coeficiente eólico se lo determina en función al ángulo de inclinación de la cubierta.

$$\alpha = 15,712^\circ$$

Sotavento

$$C_s = -0,4$$

$$P_s = C_s * W = -0,4 * 23,6 = -9,45 \frac{Kg}{m^2}$$

Barlovento

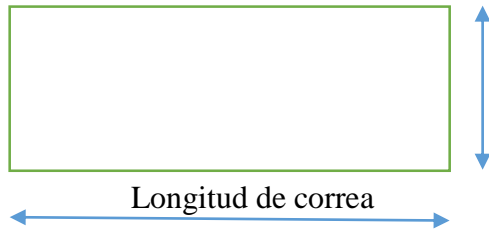
$$C_b = 1,2 * \sin \alpha - 0,4$$

$$\begin{aligned} P_b &= C_b * w = 1,2 * \sin \alpha - 0,4 \\ &= (1,2 * \sin(15,712) - 0,4) * 23,6 = -1,77 \frac{kg}{m^2} \end{aligned}$$

Como se observa en las presiones de viento, ambas son negativas, para barlovento y sotavento, esto ocurre por tener una inclinación de nuestra cubierta < 20°

En este caso el viento disminuye las cargas, por esta razón no se la tomará en cuenta

Área de influencia para la correa. - La máxima separación entre correas para la cubierta 1 y cubierta 2 es:



Longitud de correa= 3 m (cubierta 1)

Longitud de correa= 3 m (cubierta 2)

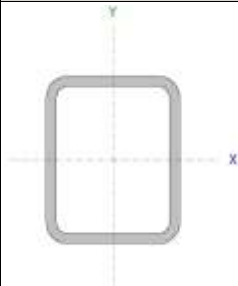
$S = 1,14$ m.

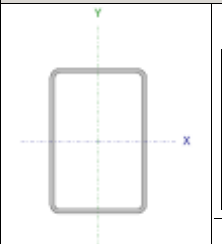
$D = 0,01 * 1,14 = 0,012$ t/m

$L_r = 0,08 * 1,14 = 0,091$ t/m

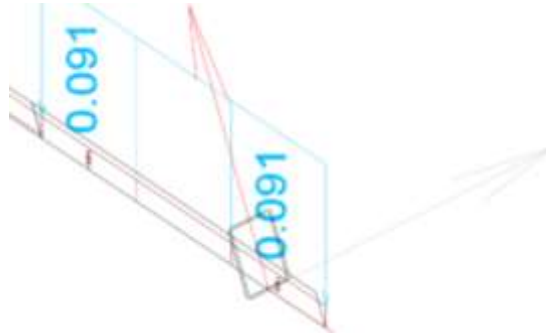
Se utilizará un perfil TRL 50x40x3.2 (cubierta 1) y TRL 60x40x2 (cubierta 2), correspondiente a un tubo rectangular liviano rectangular(ACINDAR)

FIGURA 3.5 Sección de correas

Perfil: TRL 50x40x3.2 Material: Acero (A36)					
	Longitud (m)	Características mecánicas			
		Área (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)
	3.000	5.08	16.78	11.80	23.45

Perfil: TRL 60x40x2 Material: Acero (A36)					
	Longitud (m)	Características mecánicas			
		Área (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)
	3.000	3.73	18.37	9.80	20.69

Ubicación de las cargas lineales sobre las correas



Se comprobará el cálculo de la correa, en la cubierta 1.

Se obtienen las siguientes tablas de esfuerzo, del programa CYPE 3D, correspondiente a la combinación de hipótesis más pésima.

Barra	Esfuerzo	Pésimos
Correa	$N_{\text{máx}}$ (t)	0.029
	$V_{x\text{máx}}$ (t)	0.067
	$V_{y\text{máx}}$ (t)	0.24
	$M_{x\text{máx}}$ (t.m)	0.121
	$M_{y\text{máx}}$ (t.m)	0.034

Resistencia a Tracción

Se debe satisfacer:

$$\eta_T : \underline{0.002} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Qa$.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{0.029} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{11.653} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

ϕ_t : Factor de resistencia a tracción, tomado como: $\phi_t : \underline{0.90}$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n : \underline{12.947} \text{ t}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra. $A : \underline{5.08} \text{ cm}^2$

F_y : Límite elástico mínimo especificado $F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$

Resistencia a Corte X

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.028} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N80, para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Qa$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.067} \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{2.396} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n : \underline{2.662} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{1.74} \text{ cm}^2$$

Donde:

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{27.20} \text{ mm}$$

t_f : Espesor del ala

$$t_f : \underline{3.20} \text{ mm}$$

b) para todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{27.20} \text{ mm}$$

t_f : Espesor del ala

$$t_f : \underline{3.20} \text{ mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

Resistencia a corte Y

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.073} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N80, para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Qa$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.240} \quad t$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{3.276} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n : \underline{3.640} \quad t$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{2.38} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{37.20} \quad \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{3.20} \quad \text{mm}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{37.20} \text{ mm}$$

t_w: Espesor del alma

$$t_w : \underline{3.20} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

Resistencia a Flexión X

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.584} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N80, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Qa$.

Donde:

M_r: Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.121} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c: Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{0.207} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1

$$M_n : \underline{0.230} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n : \underline{0.230} \text{ t}\cdot\text{m}$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{9.03} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a Flexión Y

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.194} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N80, para la combinación de acciones $1.2\cdot PP + 1.2\cdot CM + 1.6\cdot Qa$.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.034} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{0.176} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1

$$M_n : \underline{0.196} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n : \underline{0.196} \text{ t}\cdot\text{m}$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{7.69} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Esfuerzos combinados y torsión

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta : \underline{0.779} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N80, para la combinación de acciones $1.2\cdot PP + 1.2\cdot CM + 1.6\cdot Qa$.

Donde:

η : calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

b) Para

$$\eta : \underline{0.78}$$

Donde:

P_r : Resistencia requerida a tracción

$$P_r : \underline{0.029} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

$$P_c : \underline{11.653} \text{ t}$$

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{0.121} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

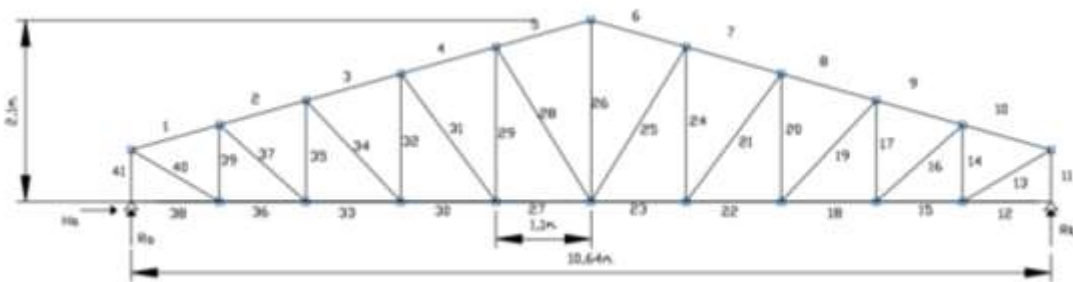
$$M_{cx} : \underline{0.207} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil $M_{ry} : \underline{0.034} \text{ t}\cdot\text{m}$
 M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F $M_{cy} : \underline{0.176} \text{ t}\cdot\text{m}$

3.5.1.2. Diseño de la Cercha

A continuación, se muestra el tipo de cercha a ser utilizada y su geometría.

FIGURA 3.6 Diseño Cubierta 1



Especificaciones de la cercha

Pendiente= 28,19%

Angulo de inclinación= 15,712°

Separación de las Cerchas= 3m

BARRA	LONGITUD(m)	BARRA	LONGITUD(m)
1=10	1,06	16=37	1,34
2=9	1,04	17=35	1,17
3=4=5=6=7=8	1,14	18=22=23=27=30=33	1,10
11=41	0,60	19=34	1,61
12=38	1,02	20=32	1,48
13=40	1,19	21=31	1,84
14=39	0,89	24=29	1,79
15=36	1,00	25=28	2,10
26	2,10		

Se utilizará un perfil TRL 50x40x3.2, correspondiente a un tubo rectangular liviano rectangular(ACINDAR).

FIGURA 3.7. Sección de cubierta 1

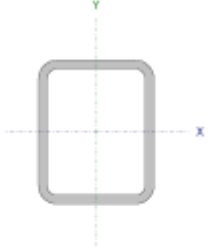
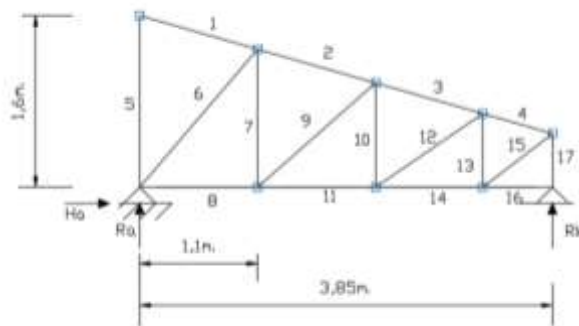
Perfil: TRL 50x40x3.2 Material: Acero (A36)				
	Características mecánicas			
	Área (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)
	5.08	16.78	11.80	23.45

Figura 3.8 Cubierta 2



Especificaciones de la cercha

Pendiente= 28,57%

Angulo de inclinación= 15,937°

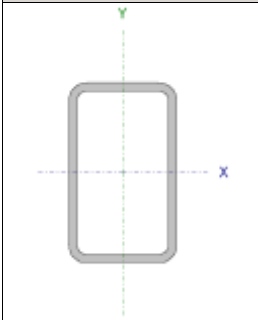
Separación de las Cerchas= 3 m

BARRA	LONGITUD(m)	BARRA	LONGITUD(m)
1	1,14	10	0,972
2	1,14	11	1,1
3	1,04	12	1,213
4	0,678	13	0,686
5	1,6	14	1
6	1,692	15	0,822
7	1,286	16	0,652
8	1,1	17	0,5
9	1,468		

La cubierta 1 y 2 contará con un cielo falso con plaquetas de yeso= $20 \text{ kg/m}^2 * 3 = 60 \text{ kg/m} = 0,06 \text{ t/m}$, sólo para las barras inferiores.

Se utilizará un perfil TRL 50x30x2.5, correspondiente a un tubo rectangular liviano rectangular(ACINDAR).

FIGURA 3.9 Sección de la cubierta 2

Perfil: TRL 50x30x2.5 Material: Acero (A36)				
	Características mecánicas			
	Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	3.59	11.24	5.02	11.71

Luego de cargar las correas, se procede a calcular las fuerzas internas de la cercha en el CYPE 3D. Se comprobará la barra 27 de la cubierta 1

Barra	Esfuerzo	Pésimos
		Barra 27
	V _{xmáx} (t)	0.00
	V _{ymáx} (t)	0.051
	M _{xmáx} (t.m)	0.010
	M _{ymáx} (t.m)	0.000

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-05 (LRFD))								Estado
	P _t	λ _c	P _c	M _x	M _y	V _x	V _y	PM _x M _y V _x V _y T	
27	η = 36.0	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.1 m η = 4.7	x: 1.1 m η = 0.2	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m η = 1.6	x: 1.1 m η = 40.4	CUMPLE η = 40.4
<p><i>Notación:</i> P_t: Resistencia a tracción λ_c: Limitación de esbeltez para compresión P_c: Resistencia a compresión M_x: Resistencia a flexión eje X M_y: Resistencia a flexión eje Y V_x: Resistencia a corte X V_y: Resistencia a corte Y PM_xM_yV_xV_yT: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.</p>									

Se comprobará la barra 3 de la cubierta 2.

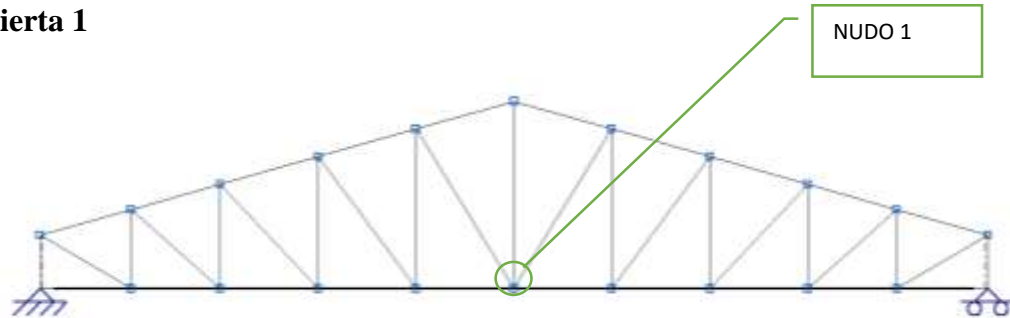
Barra	Esfuerzo	Pésimos
		3
	V _{x máx} (t)	0.01
	V _{y máx} (t)	0.003
	M _{x máx} (t.m)	0.002
	M _{y máx} (t.m)	0.006

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-05 (LRFD))								Estado
	P _t	λ _c	P _c	M _x	M _y	V _x	V _y	PM _x M _y V _x V _y T	
3	N.P. ⁽¹⁾	λ ≤ 200.0 Cumple	x: 0 m η = 20.1	x: 0.52 m η = 1.3	x: 1.04 m η = 6.3	η = 0.7	x: 1.04 m η = 0.1	x: 1.04 m η = 26.5	CUMPLE η = 26.5
<p><i>Notación:</i> P_t: Resistencia a tracción λ_c: Limitación de esbeltez para compresión P_c: Resistencia a compresión M_x: Resistencia a flexión eje X M_y: Resistencia a flexión eje Y V_x: Resistencia a corte X V_y: Resistencia a corte Y PM_xM_yV_xV_yT: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.</p>									

3.5.1.3. Diseño de uniones soldadas

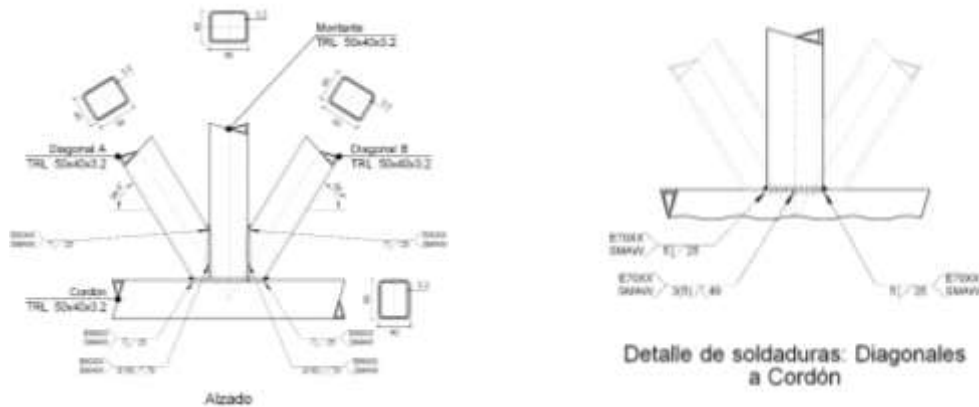
Las uniones soldadas se diseñaron con el CYPE 3D y siguiendo la normativa LRFD (ANSI/AISC 360-05), realizando las siguientes comprobaciones geométricas

Cubierta 1



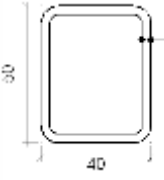
a) Detalle

FIGURA 3.10 Detalle de unión soldada cubierta 1 (nudo 1)



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Radio de acuerdo interior (mm)	Tipo	F _y (kp/cm ²)	F _u (kp/cm ²)
Cordón	TRL 50x40x3.2		40	50	3.2	3.2	A36	2548.4	4077.5

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Radio de acuerdo interior (mm)	Tipo	F _y (kp/cm ²)	F _u (kp/cm ²)
Diagonal	TRL 50x40x3.2		40	50	3.2	3.2	A36	2548.4	4077.5

c) Comprobación

1) Cordón TRL 50x40x3.2

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
F _y / F _u	--	0.63	--	0.80
Límite elástico	kp/cm ²	2548.4	--	3669.7
Espesor	mm	3.2	2.5	25.0
H/B	--	1.25	0.50	2.00
B/t	--	12.50	--	35.00
H/t	--	15.63	--	35.00

2) Diagonal A TRL 50x40x3.2

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
F _y / F _u	--	0.63	--	0.80
Límite elástico	kp/cm ²	2548.4	--	3669.7
Espesor	mm	3.2	2.5	25.0
Ángulo	grados	31.57	30.00	--
Solapamiento	%	66.42	25.00	100.00
B _i /B	--	1.00	0.35	1.00
H _i /B _i	--	1.25	0.50	2.00
B _i /t _i	--	12.50	--	35.00
H _i /t _i	--	15.63	--	35.00
B _i /B _j	--	1.00	0.75	--
t _i /t _j	--	1.00	--	1.00

3) Montante TRL 50x40x3.2

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
F_y / F_u	--	0.63	--	0.80
Límite elástico	kp/cm ²	2548.4	--	3669.7
Espesor	mm	3.2	2.5	25.0
Ángulo	grados	31.57	30.00	--
B_b/B	--	1.00	0.35	1.00
H_b/B_b	--	1.25	0.50	2.00
B_b/t_b	--	12.50	--	35.00
H_b/t_b	--	15.63	--	35.00

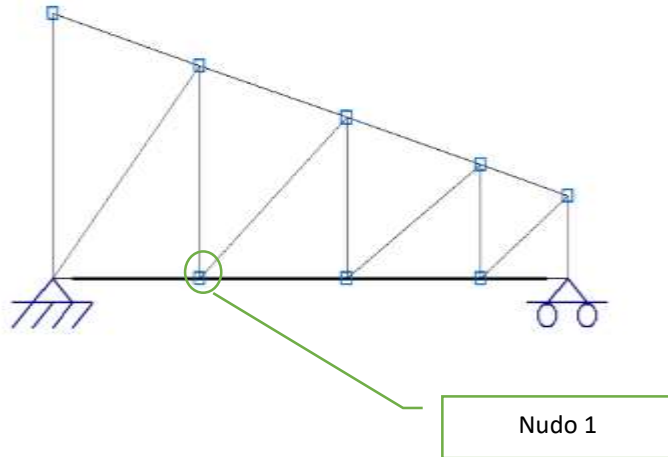
4) Diagonal B TRL 50x40x3.2

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
F_y / F_u	--	0.63	--	0.80
Límite elástico	kp/cm ²	2548.4	--	3669.7
Espesor	mm	3.2	2.5	25.0
Ángulo	grados	31.57	30.00	--
Solapamiento	%	66.42	25.00	100.00
B_i/B	--	1.00	0.35	1.00
H_i/B_i	--	1.25	0.50	2.00
B_i/t_i	--	12.50	--	35.00
H_i/t_i	--	15.63	--	35.00
B_i/B_j	--	1.00	0.75	--
t_i/t_j	--	1.00	--	1.00

d) Medición

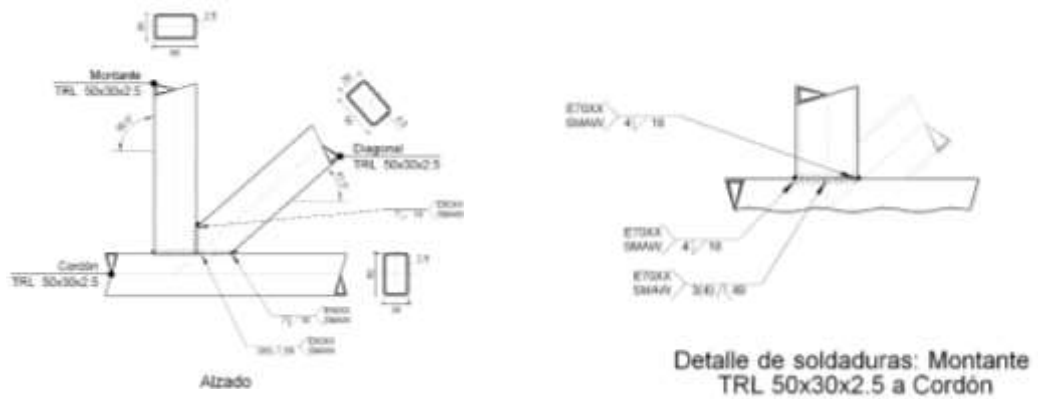
Soldaduras				
Clase de resistencia	Ejecución	Tipo	Lado (mm)	Longitud de cordones (mm)
E60XX	En taller	En ángulo	7	100
E70XX	En taller	En ángulo	5	50

Cubierta 2



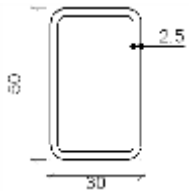
a) Detalle

FIGURA 3.11 Detalle de unión soldada cubierta 2 (nudo 1)



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Acero		
			Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Radio de acuerdo interior (mm)	Tipo	F_y (kp/cm ²)	F_u (kp/cm ²)
Cordón	TRL 50x30x2.5		30	50	2.5	2.5	A36	2548.4	4077.5

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Radio de acuerdo interior (mm)	Tipo	F _y (kp/cm ²)	F _u (kp/cm ²)
Diagonal	TRL 50x30x2.5		30	50	2.5	2.5	A36	2548.4	4077.5

c) Comprobación
1) Cordón TRL 50x30x2.5

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
F _y / F _u	--	0.63	--	0.80
Límite elástico	kp/cm ²	2548.4	--	3669.7
Espesor	mm	2.5	2.5	25.0
H/B	--	1.67	0.50	2.00
B/t	--	12.00	--	30.00
H/t	--	20.00	--	35.00

2) Montante TRL 50x30x2.5

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
F _y / F _u	--	0.63	--	0.80
Límite elástico	kp/cm ²	2548.4	--	3669.7
Espesor	mm	2.5	2.5	25.0
Ángulo	grados	48.54	30.00	--
B _b /B	--	1.00	0.25	1.00
H _b /B _b	--	1.67	0.50	2.00
B _b /t _b	--	12.00	--	35.00
H _b /t _b	--	20.00	--	35.00

3) Diagonal TRL 50x30x2.5

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
F _y / F _u	--	0.63	--	0.80
Límite elástico	kp/cm ²	2548.4	--	3669.7

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
Espesor	mm	2.5	2.5	25.0
Ángulo	grados	41.46	30.00	--
Solapamiento	%	45.63	25.00	100.00
B _i /B	--	1.00	0.25	1.00
H _i /B _i	--	1.67	0.50	2.00
B _i /t _i	--	12.00	--	31.11
H _i /t _i	--	20.00	--	35.00
B _i /B _j	--	1.00	0.75	--
t _i /t _j	--	1.00	--	1.00

d) Medición

Soldaduras				
Clase de resistencia	Ejecución	Tipo	Lado (mm)	Longitud de cordones (mm)
E60XX	En taller	En ángulo	7	37
E70XX	En taller	En ángulo	4	37

3.5.1.4. Diseño de la placa de anclaje (Cubierta 1)

Propiedad del material

$F_{cd} = 2 \text{ ksi} = 140 \text{ Kg/cm}^2$ Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

$F_y = 36 \text{ ksi} = 2531,04 \text{ Kg/cm}^2$ (Esfuerzo de fluencia)

$F_u = 58 \text{ ksi} = 4077,80 \text{ Kg/cm}^2$ (Esfuerzo ultimo de tensión del acero estructural)

$F_v = 48 \text{ ksi} = 3374,73 \text{ Kg/cm}^2$ (Esfuerzo cortante ultimo)

$E = 2,10 \text{ E}+06 \text{ Kg/cm}^2$ (Modulo de elasticidad)

$P = 3239 \text{ Kg} = 7,14 \text{ Kips}$ Reacción vertical del elemento

Cálculo de las dimensiones de la placa

$$\phi * 0.85 * f_c * A_1 \geq R_u$$

$$\phi = 0,6$$

$f_c' = 2 \text{ ksi}$ Resistencia característica del H°

$$A_1 = N * B$$

Asumimos $N = 3$ in

$$B \geq \frac{R_u}{\phi * 0.84 * f'_c * N} = \frac{7,14}{0,6 * 0,85 * 2 * 10} = 2,33 \text{ in}$$

Finalmente, por razones constructiva y teniendo una suposición conservadora se tomará las siguientes dimensiones de la placa de anclaje = 4x4 in

Cálculo del espesor de la placa: Una vez que se han determinado, la longitud y ancho de la placa, la presión de apoyo promedio, se trata como carga uniforme sobre la cara inferior de la placa, que se supone soportada en su parte superior sobre un ancho central de $2k$ y longitud N . La placa se considera entonces flexionada respecto a un eje paralelo al claro de la viga. La placa es tratada así como un voladizo de claro:

$$n = \frac{B - 2k}{2}$$

La resistencia nominal por momento M_n , es igual a la capacidad por momento elástico M_p '

Como $\phi * M_n$, debe ser menor o igual a M_u

$$\phi * M_p \geq M_u$$
$$t \geq \sqrt{\frac{2 * R_u * n^2}{0.9 * B * N * F_y}}$$

Donde:

t: Espesor de la placa

R_u : Carga ultima o total de calculo

B: Lado de la placa= 4 in

N: Longitud de apoyo en el soporte= 4 in

F_y : Esfuerzo de fluencia= 36 ksi

k: Coeficiente de relación de resistencia al pandeo lineal de una placa= 0,437 in

n: claro de voladizo de la placa

Remplazando valores en la ecuación se tiene:

$$n = \frac{B - 2k}{2} = \frac{4 - 2 * 0.437}{2} = 1,563 \text{ in}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{2 * R_u * n^2}{0.9 * B * N * F_y}} = \sqrt{\frac{2 * 7.14 * 1.563^2}{0.9 * 4 * 4 * 36}}$$

t= 0,26 in se adoptará 8 mm por razones constructivas

constructivamente se empleará una placa de anclaje, que distribuya la carga uniformemente con la siguiente dimensión

$$\text{PL } 4 \times 4 \times 0.32 \text{ in} = 100 \times 100 \times 8 \text{ mm}$$

Cálculo de resistencia del perno por cortante

Según la normativa AISC LRFD 2005, esta verificación usualmente no se la hace, ya que el peso de la estructura genera una fuerza lo suficientemente grande como para absorber la fuerza de corte, pero para marcos rigidizados, estas fuerzas son de una magnitud considerable, para lo cual, la normativa sugiere el cálculo de un miembro estructural que resista al corte.

Diseño de los pernos de anclaje

Determinar el área del perno de anclaje con la siguiente formula

$$A_g = \frac{T_u}{0.75 * \phi_t * F_u}$$

$$A_g = \frac{\pi}{4} * d^2 \quad ; \quad d = \sqrt{\frac{4 * A_g}{\pi}}$$

Donde:

Tu= Puv= 7.14 kips

Fuerza axial sobre la placa

Fu= 58 ksi

Esfuerzo ultimo de tensión del acero estructural

Øt= 0,9

Factor de resistencia tomado para aceros A36

Remplazando en la ecuación se tiene:

$$A_g = \frac{7.14}{0.75 * 0.9 * 58} = 0,182 \text{ in}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4 * 0.182}{\pi}} = 0,482 \text{ in}$$

Por lo tanto, se empleará un diámetro de:

$$d = \frac{3}{4} \text{ in}$$

$$A_g = \frac{\pi}{4} * \frac{3^2}{4} = 0,442 \text{ in}^2$$

Determinar el área de la superficie requerida

$$A_{psf} = \frac{T_u}{4 * \phi_t * \sqrt{f'_c}}$$

Donde:

$T_u = P_{uv} = 7140 \text{ lb}$ Fuerza axial sobre la placa.

$f'_c = 2000 \text{ Psi}$ Resistencia característica del H° a los 28 días.

$\phi_t = 0.9$ Factor de resistencia tomado para aceros A36

Reemplazando en la ecuación se tiene

$$A_{psf} = \frac{7140}{4 * 0.9 * \sqrt{2000}} = 44,35 \text{ in}^2$$

Determinar la longitud del perno de anclaje

$$L = \sqrt{\frac{A_{psf}}{3.14}} = \sqrt{\frac{44,35}{3,14}} = 3,76 \text{ in} = 9,55 \text{ cm}$$

Finalmente se tiene que la longitud de anclaje es:

$$L = 10 \text{ cm.}$$

Longitud mínima L_h

$$L_{hmin} = \frac{\phi * P_{uv}}{2 * 0,7 * f_c * d} = \frac{0,6 * 3239}{2 * 0,7 * 210 * 1,9} = 3,48 \text{ cm}$$

Asumimos $L_{hmin} = 9 \text{ cm}$

$L_{total} = 9 + 10 = 19$ constructivamente usamos 20 cm.



3.5.2. Diseño de la estructura aporricada

3.5.2.1. Acciones adoptadas para el diseño de la estructura

- **Acciones permanentes o carga muerta.** Se tomará en cuenta el peso de los siguientes materiales:

CUADRO 3.1 Muros de ladrillo con revestimiento

h=2,7 m.	e=20	e=15
MUROS (rev. Int + rev. Ext)	0,66 t/m	0,51 t/m
MUROS (rev. Int + rev. Int)	0,50 t/m	0,35 t/m
MUROS (rev. Ext + rev. Ext)	0,81 t/m	0,66 t/m
MUROS (rev. Ext)	0,63 t/m	0,48 t/m

Los valores de carga de los muros, se encuentran desarrollados en el Anexo 2.

Tablero aglomerado e=32 cm

Área= 2,6x1,83 Peso= 88,31 kg

$q_t = 18,56 \text{ kg/m}^2$

Para una altura de 2m= $18,56 * 2 = 37,12 \text{ kg/m}$

Se adoptó $40 \text{ kg/m} = 0,04 \text{ t/m}$

Panel Drywall

$q_D = 25 \text{ Kg/m}^2$

Para una altura de 0,9m= $25 * 0,9 = 22,5 \text{ kg/m}$

Se adoptó $50 \text{ kg/m} = 0,05 \text{ t/m}$

Para las losas alivianas se consideró las siguientes cargas muertas:

Piso cerámico= $70,63 \text{ kg/m}^2$

Cielo raso bajo losa= $9,2 \text{ kg/m}^2$

Se adoptó $80 \text{ kg/m}^2 = 0,08 \text{ t/m}^2$

Forjado de viguetas de hormigón pretensado

Canto de bovedilla: 15 cm.

Espesor de capa de compresión: 5 cm.

Intereje: 50 cm.

Bovedilla: Polietileno

Ancho de nervio: 12 cm.

Volumen de hormigón: 0,098 m³

➤ **Acciones variables o cargas vivas.**

Se utilizará un valor de 200 kg/m² como sobrecarga de uso

Presión de Viento. - La presión del viento no será tomada en cuenta ya que la construcción está en un lugar cubierto y ofrece una cobertura vegetal y la altura total de la estructura, es menor a 10m.

3.5.2.2. Esquema de idea de la estructura. - La estructura de la edificación son pórticos de hormigón armado, el cual cuenta de dos plantas.

Niveles del edificio. - El grafico representa los niveles y la estructura de la edificación.

FIGURA 3.12 Niveles de la estructura

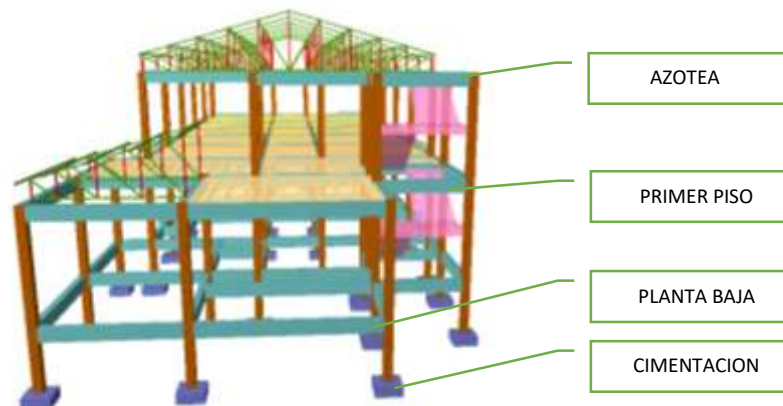


FIGURA 3.13 Nivel Cimentaciones



FIGURA 3.14 Nivel Planta Baja

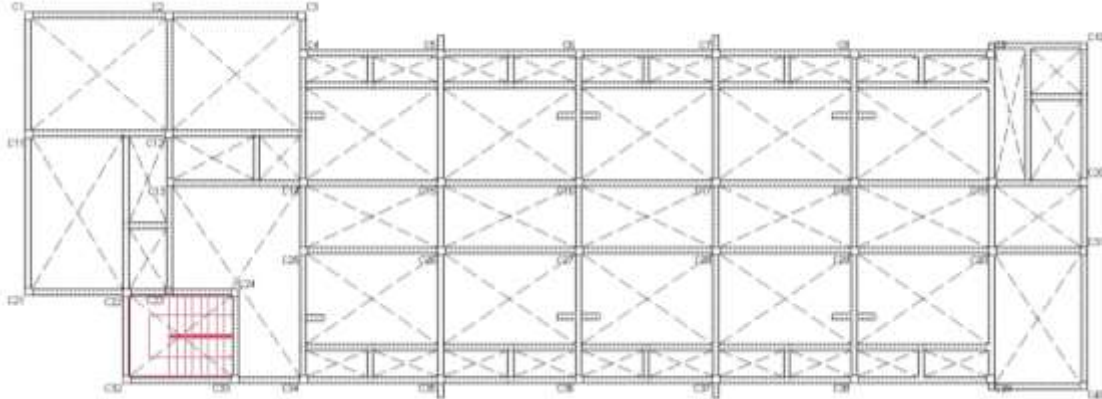


FIGURA 3.15 Nivel Primer Piso

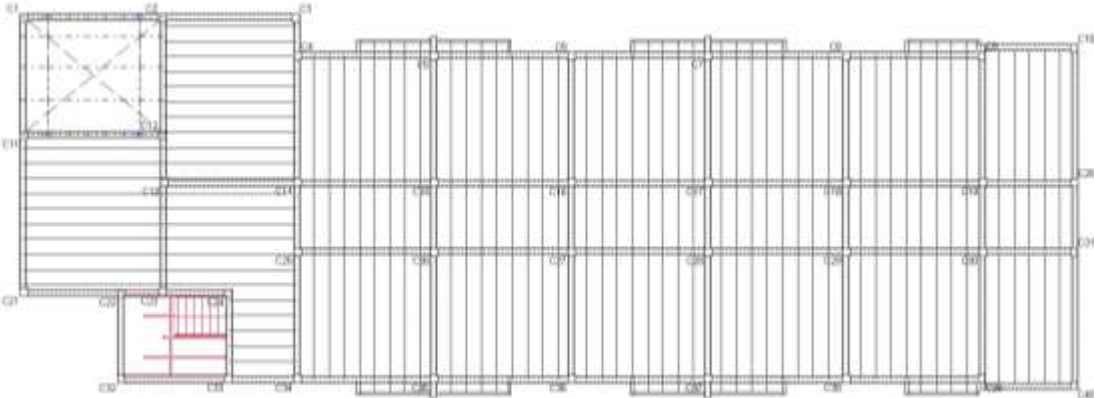
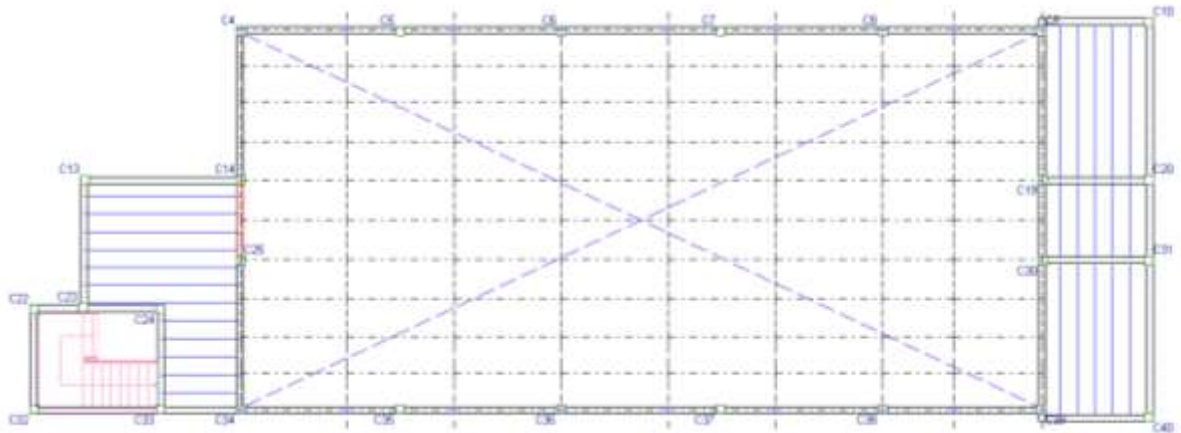


FIGURA 3.16 Nivel Azotea



3.5.2.3. Diseño de Vigas

Este elemento estructural fue diseñado bajo solicitaciones de flexión y de corte siguiendo los perímetros e indicadores dentro del marco teórico, conforme lo señala el código boliviano del hormigón.

FIGURA 3.17 Viga a ser diseñada.

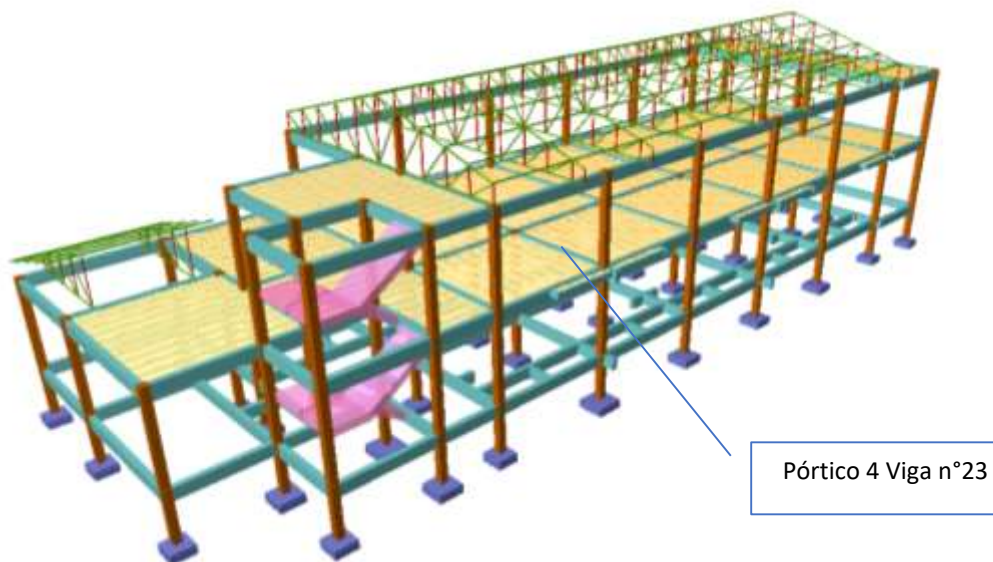


Diagrama de momentos flectores

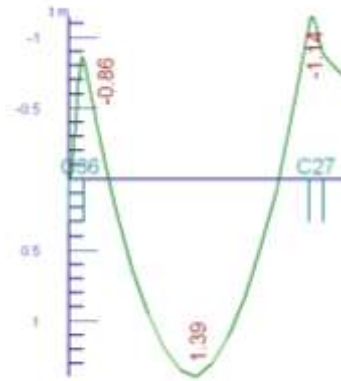
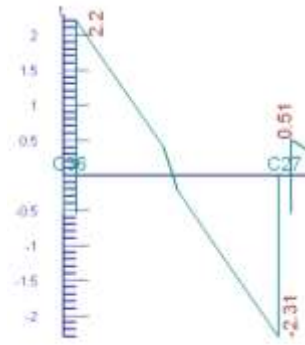


Diagrama de cortante



Por lo tanto, para la verificación de la viga, se selecciona del primer piso, correspondiente a las columnas C36 y C27, la misma que tiene los siguientes datos personales:

Datos:

- | | |
|---------------------------------|-----------------------------------|
| M = 0,86 t.m | Momento máximo (negativo C36) |
| M = 1,14 t.m | Momento máximo (negativo C27) |
| M = 1,39 t.m | Momento máximo (positivo) |
| $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ | Resistencia característica del Hº |
| $f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ | Límite de fluencia del acero |
| $b_w = 20 \text{ cm}$ | Ancho de la pieza |
| $d_l = 2,5 \text{ cm}$ | Altura de recubrimiento mínimo |

Determinación del f_{cd} y f_{yd} resistencia de cálculo del hormigón y del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{210}{1,5} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{4200}{1,15} = 3652,174 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la altura mínima $h = 40 \text{ cm}$

Altura de losa

$$d = h - d_1 = 40 - 2,5 = 37,5 \text{ cm} \quad \text{Altura útil}$$

□ Cálculo de la armadura longitudinal positiva

$M_d = 1390 \text{ Kg.m}$ Momento máximo (positivo)

$$u_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{139000}{20 * 37,5^2 * 140} = 0,0353$$

$$u_{d \text{ lim}} = 0,332 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$u_d < u_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,0353 < 0,3320$$

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro 2.7 para encontrar la cuantía mecánica (w_s)= 0,0365

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0365 * 20 * 37,5 * \frac{140}{3652,174} = 1,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación de la armadura mínima

Del cuadro 2.6 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_{s \text{ min}}$) = 0,0033

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,0033 * 20 * 40 = 2,64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de 2,64 cm²

Obtención del número de fierros para A_s positiva para la viga

Se utilizará 2Φ12mm y 1Φ10mm

$$A_s \text{ } \Phi 12\text{mm} = 2 * 1,131 = 2,262 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ } \Phi 10\text{mm} = 1 * 0,785 = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,047 \text{ cm}^2$$

$$3,047 \text{ cm}^2 > 2,64 \text{ cm}^2 \quad \text{cumple!!}$$

□ Cálculo de la armadura longitudinal negativa en la columna 27

$M_d = 1140 \text{ Kg.m}$ Momento máximo (negativo)

$$u_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{114000}{20 * 37,5^2 * 140} = 0,029$$

$$u_{d \text{ lim}} = 0.332 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$u_d < u_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,029 < 0,3320$$

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro 2.7 para encontrar la cuantía mecánica (w_s)= 0,031

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,031 * 20 * 37,5 * \frac{140}{3652,174} = 0,89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación de la armadura mínima

Del cuadro 2.6 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_{s \text{ mín}}$) = 0,0033

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} * b_w * h = 0,0033 * 20 * 40 = 2,64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de 2,64 cm²

Obtención del número de fierros para A_s negativa para la viga

Se utilizará 4Φ10mm

$$A_s \Phi 10\text{mm} = 4 * 0,785 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$3,14 \text{ cm}^2 > 2,64 \text{ cm}^2 \text{ cumple!!}$$

□ Cálculo de la armadura longitudinal negativa en la columna 36

$M_d = 860 \text{ Kg.m}$ Momento máximo (negativo)

$$u_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{86000}{20 * 37,5^2 * 140} = 0,022$$

$$u_{d \text{ lim}} = 0.332 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$u_d < u_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,022 < 0,3320$$

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro 2.7 para encontrar la cuantía mecánica (w_s)= 0,031

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,031 * 20 * 37,5 * \frac{140}{3652,174} = 0,89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación de la armadura mínima

Del cuadro 2.6 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_s \text{ min}$) = 0,0033

$$A_{s \text{ min}} = w_s \text{ min} \cdot b_w \cdot h = 0,0033 \cdot 20 \cdot 40 = 2,64 \text{ cm}^2/m$$

Se adopta la armadura mayor de 2,64 cm²

Obtención del número de fierros para A_s positiva para la viga

Se utilizará 4Φ10mm

$$A_s \Phi 10\text{mm} = 4 \cdot 0,785 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$3,14 \text{ cm}^2 > 2,64 \text{ cm}^2 \quad \text{cumple!!}$$

Cálculo de la armadura transversal

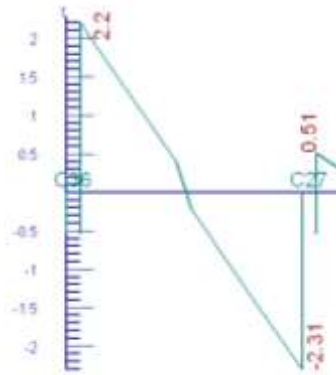
$$V_d = 2310 \text{ kg}$$

$$d = 37,5 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,174 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_w = 20 \text{ cm}$$



El cortante mayorado (cortante de cálculo) será:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

Contribución del hormigón al esfuerzo cortante V_{cu}

$$V_{CU} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 5,92 \cdot 20 \cdot 37,5 = 4440 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad \text{Cumple}$$

$$2310 \text{ kg} \leq 4440 \text{ kg} \quad (\text{cumple}) \quad \text{No necesita armadura transversal}$$

Calculo de armadura mínima

$$A_{st \text{ min}} = 0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 \cdot 20 \cdot 100 \cdot \frac{140}{3652,174} = 1,533 \text{ cm}^2$$

Para una pierna = 0,76 cm²

$A_{st} = 0,76 \text{ cm}^2$ para 1m

$A_{st} = 0,76 * 3,92 = 2,98 \text{ cm}^2$ para 3,92 m

Se adoptará un diámetro $\Phi 6\text{mm}$, $A = 0,283 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ}_{\text{Hierros}} = \frac{A_{st}}{A} = \frac{2,98}{0,283} = 10,53 = \text{Se 11 usara barras}$$

$$\text{separacion entre estribos} = \frac{L}{N^{\circ}\text{hierros}} = \frac{392}{11} = 35,6 \text{ cm}$$

$$N^{\circ}_{\text{Hierros}} = \frac{L}{s} = \frac{392}{30} = 13,06 = \text{Se usara 14 barras}$$

Se utilizará: 14 $\Phi 6\text{mm}$ c/30.

3.5.2.4. Diseño de columnas

A continuación, se muestra la verificación del diseño de la columna N° 27 planta baja, teniéndose los siguientes datos generales:

Esfuerzo normal de cálculo	$N_d = 23,81 \text{ tn}$
Momento de cálculo en la dirección x	$M_{dx} = 0,03 \text{ tn.m}$
Momento de cálculo en la dirección y	$M_{dy} = 0,96 \text{ tn.m}$
Resistencia característica de H°A°	$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia característica del acero	$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento	$r = 2 \text{ cm.}$

Determinación del f_{cd} y f_{yd} resistencia de cálculo del hormigón y del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{210}{1,5} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{4200}{1,15} = 3652,174 \text{ kg/cm}^2$$

FIGURA 3.18 Columna a ser diseñada

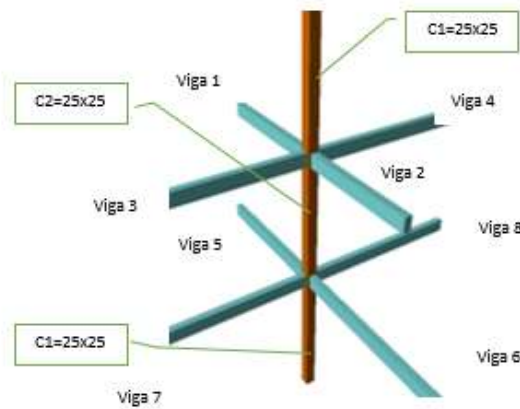
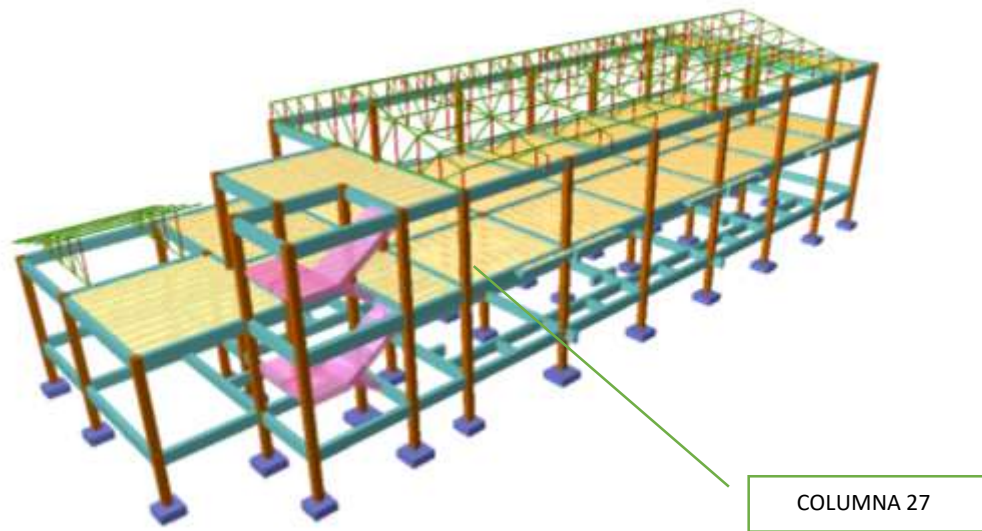


FIGURA 3.19 Representación de la columna a ser diseñada

CUADRO 3.2 Determinación del coeficiente de pandeo nudo A

Elementos que concurren al nudo A	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	Ix(cm4)	Iy (cm4)
Columna (C1)	270	25	25	32552,083	32552,083

Columna (C2)	270	25	25	32552,083	32552,083
Viga 1	201	20	40	106666,67	26666,67
Viga 2	392	20	40	106666,67	26666,67
Viga 3	425	20	40	106666,67	26666,67
Viga 4	425	20	40	106666,67	26666,67

CUADRO 3.3 Determinación del coeficiente de pandeo nudo B

Elementos que concurren al nudo B	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	Ix(cm4)	Iy (cm4)
Columna (C2)	270	25	25	32552,083	32552,083
Columna (C3)	140	25	25	32552,083	32552,083
Viga 5	201	20	40	106666,67	26666,67
Viga 6	392	20	40	106666,67	26666,67
Viga 7	425	20	40	106666,67	26666,67
Viga 8	425	20	40	106666,67	26666,67

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{32552.083}{270} + \frac{32552.083}{270}}{\frac{106666.67}{201} + \frac{106666.67}{392} + \frac{106666.67}{425} + \frac{106666.67}{425}} = 0,185$$

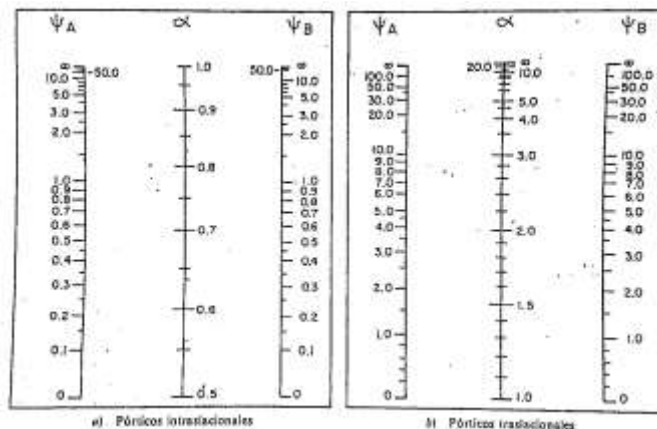
$$\psi_{AY} = \frac{\frac{32552.083}{270} + \frac{32552.083}{270}}{\frac{26666.67}{201} + \frac{26666.67}{392} + \frac{26666.67}{425} + \frac{26666.67}{425}} = 0,74$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{32552.083}{270} + \frac{32552.083}{140}}{\frac{106666.67}{201} + \frac{106666.67}{392} + \frac{106666.67}{425} + \frac{106666.67}{425}} = 0,27$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{32552.083}{270} + \frac{32552.083}{140}}{\frac{26666.67}{201} + \frac{26666.67}{392} + \frac{26666.67}{425} + \frac{26666.67}{425}} = 1,08$$

Ingresando al monograma obtenemos el coeficiente de pandeo

FIGURA 3.20 Coeficiente de pandeo



$$K_x = 0,62$$

$$l_{ox} = 2,7 \times 0,62 = 1,674 \text{ m}$$

$$K_y = 1,28$$

$$l_{oy} = 2,7 \times 1,28 = 3,46 \text{ m}$$

Determinación de la esbeltez mecánica de la columna

$$\lambda_x = \frac{k * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{1,674}{\sqrt{\frac{0.00032552}{0.0625}}} = 23,2$$

$$\lambda_y = \frac{k * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{3,46}{\sqrt{\frac{0.00032552}{0.0625}}} = 47,94$$

$\lambda_x < 35$ entonces se desprecia los efectos de segundo orden, mientras λ_y , está en el intervalo de $36 < \lambda < 100$ entonces se necesita realizar una verificación de pandeo

Excentricidad de primer orden

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{96000}{23810} = 4,032 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{30000}{23810} = 1,26 \text{ cm}$$

Excentricidad accidental

$$e_a = \frac{h}{20} = \frac{25}{20} = 1,25 \text{ cm}$$

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

Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden)

$$e_{fy} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \frac{b + 20 * e_{oy}}{b + 10 * e_{oy}} * \frac{l_0^2}{b} * 10^{-4}$$

$$e_{fy} = \left(3 + \frac{3652.174}{3500} \right) * \frac{25 + 20 * 1,26}{25 + 10 * 1,26} * \frac{346^2}{25} * 10^{-4} = 2,58 \text{ cm}$$

Excentricidad final

$$e_{(x,y)max} = e_0 + e_{fic}$$

$$e_{Tx} = e_{ox} + e_a = 4,032 + 2 = 6,03 \text{ cm.}$$

$$e_{Ty} = e_{oy} + e_a + e_{fic_y} = 1,26 + 2 + 2,58 = 5,84 \text{ cm.}$$

Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón

$$U_c = f_{cd} * A_c = f_{cd} * b * h$$

$$U_c = 140 * 25 * 25 = 87500 \text{ kg}$$

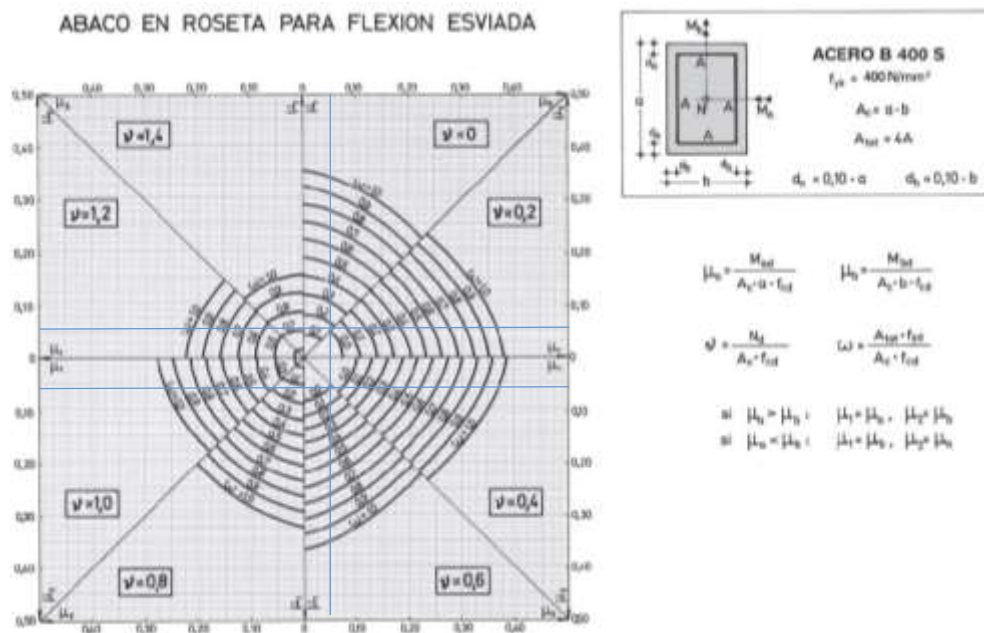
Determinación de los valores reducidos

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{23810}{87500} = 0,27$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{Tx}}{U_c * h} = \frac{23810 * 6,03}{87500 * 25} = 0,066$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{Ty}}{U_c * h} = \frac{23810 * 5,84}{87500 * 25} = 0,064$$

El mayor de los momentos será μ_1 , y el menor μ_2 , para entrar a los ábacos para determinar la cuantía mecánica w



Las cuantías obtenidas son las siguientes:

Para $v=0,20$ $w=0$

Para $v=0,4$ $w=0$

Determinación de la armadura mínima (A_{smin}):

$$0,1 * N_d \leq A_{s min} * f_{yd} \leq A_c * f_{cd} \quad A_{s min} = \frac{0,1 * N_d}{f_{yd}}$$

$$A_{s min} = \frac{0,1 * 23810}{3652,174} = 0,652 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el diámetro mínimo recomendado por norma:

Se adopta un diámetro de $\Phi=12\text{mm}$ que tiene un área $A=1,131 \text{ cm}^2$ por barra

Cálculo de numero de barras

$$N^{\circ} \text{ fierros} = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{1,67}{1,131} = 1,47 \text{ barras} = 4 \text{ barras}$$

Se utilizará $4\Phi 12\text{mm}$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{ barras} * A_{\phi 12\text{mm}} = 4 * 1,131 = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,652 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura transversal de la columna

El diámetro del estribo será

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \left[\begin{array}{l} \rightarrow \frac{1}{4} \phi \text{ de la armadura longitudinal mas gruesa} \\ \rightarrow 6\text{mm} \end{array} \right]$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Según la primera opción: } \phi \geq \frac{1}{4} * 12\text{mm} = 3\text{mm} \\ \text{Según la segunda opción: } \phi \geq 6\text{mm} \end{array} \right] \rightarrow \text{Se asume } \phi = 6\text{mm}$$

La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones

$$S \leq \left[\begin{array}{l} \rightarrow b \text{ o } h \text{ (el de menor dimension)} \\ \rightarrow 12 * \phi \text{ de la armadura longitudinal mas delgada} \end{array} \right]$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Según la primera opción: } S \leq 25\text{cm} \\ \text{Según la segunda opción: } S \leq 12 * 1,2 = 14,4\text{cm} \end{array} \right] \rightarrow \text{Se asume } s = 15\text{cm}$$

Por lo tanto, la armadura de estribo será: $\Phi 6\text{mm c}/15 \text{ cm}$.

3.5.3. Estructuras complementarias (escaleras)

La escalera se la diseño mediante el programa CYPECAD, para ver el despiece y armado ver el Anexo 9, el programa nos da los siguientes resultados:

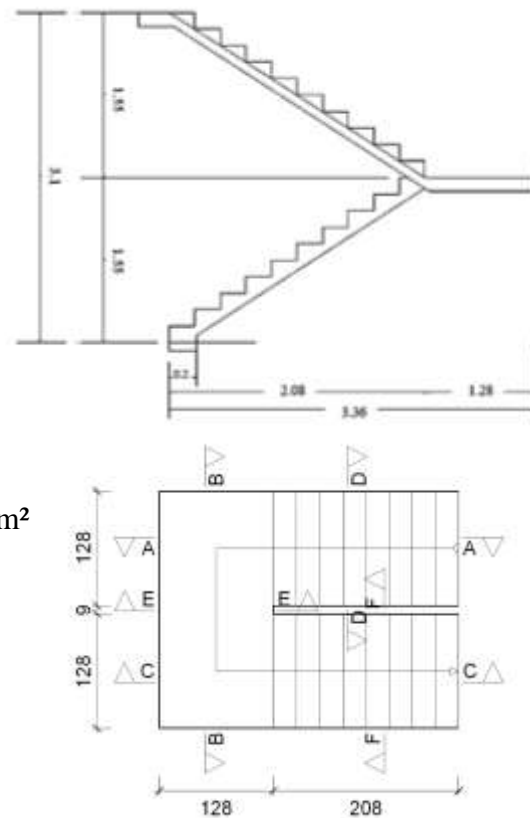
➤ **Geometría**

- Ámbito: 1.280 m
- Huella: 0.260 m
- Contrahuella: 0.172 m
- Espesor: 0.25 m
- Número de escalones: 18

➤ **Cargas**

- Peso propio: 0.625 t/m²
- Peldañeado: 0.179 t/m²
- Barandillas: 0.300 t/m
- Solado: 0.100 t/m²
- Sobrecarga de uso: 0.300 t/m²

FIGURA 3.21 Diseño de escalera



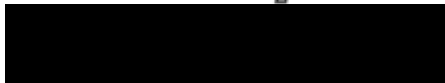
Determinación del f_{cd} y f_{yd} resistencia de calculo del normigon y del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{210}{1,5} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{4200}{1,15} = 3652.174 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de la carga permanente (CM)

$$VOL_{esc} = \frac{\text{huella} * \text{contra huella}}{2} * \text{ancho} = 0.0286 \text{ m}^3$$



$$0.0286 * 2400 * 8 = 549,12 \text{ Kg}$$

$$q_{esc} = \frac{\text{PESO}_{esc}}{\text{ancho}} = 429 \text{ kg/m}$$

$$q_{rampa} = t * \gamma_{II}^o * \text{ancho} = 0.25 * 2400 * 1.28 = 768 \text{ Kg}$$

$$q_{baranda} = 300 \text{ Kg/m}$$

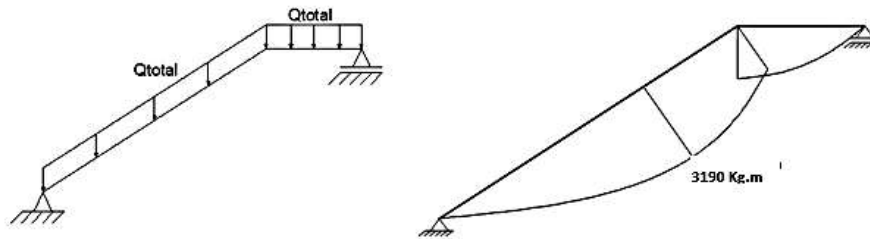
$$q_{solado} = \text{solado} * \text{ancho} = 100 * 1.28 = 128 \text{ Kg/m}$$

$$\mathbf{CM} = q_{esc} + q_{ram} + q_{bara} + q_{solado} = 1625 \text{ Kg/m}$$

$$\mathbf{CV} = 1.28 * 300 = 384 \text{ Kg/m}$$

$$\mathbf{QT} = 384 + 1625 = 2009 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de la armadura positiva



$$M_d = 3190 * 1,6 = 5104 \text{ Kg.m}$$

$$M_d = 510400 \text{ Kg.cm}$$

$$\text{Entonces: } \mathbf{d = h - r = 25 - 3 = 22 \text{ cm}}$$

$$u_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{510400}{128 * 22^2 * 140} = 0,059$$

$$u_{d \text{ lim}} = 0.332 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$u_d < u_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,059 < 0,3320$$

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro 2.7 para encontrar la cuantía mecánica (w_s)= 0,062

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,062 * 128 * 22 * \frac{140}{3652,174} = 6,69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación de la armadura mínima

Del cuadro 2.6 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_s \text{ min}$) = 0,0018

$$A_{s \text{ mins}} = w_s * b_w * h = 0,0018 * 128 * 25 = 5,76 \text{ cm}^2/m$$

Se adopta la armadura mayor de 6,69 cm²

Obtención del número de fierros para As positiva para la viga

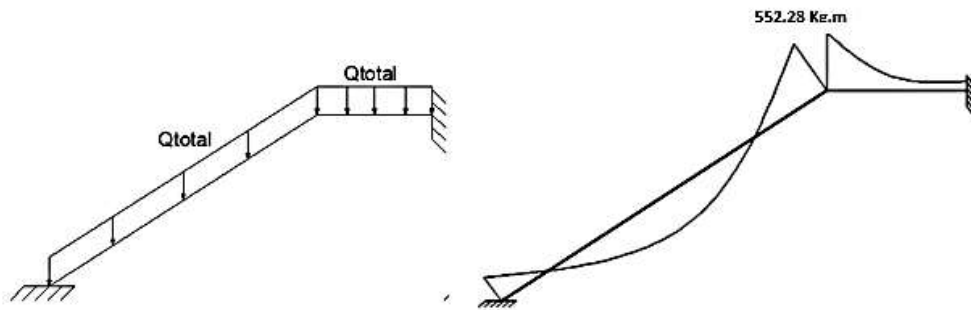
Se utilizará 14Φ8mm

$$A_s \Phi 8\text{mm} = 14 * 0,503 = 7,042 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,042 \text{ cm}^2$$

$$7,042 \text{ cm}^2 > 6,69 \text{ cm}^2 \text{ cumple!!}$$

Cálculo de la armadura negativa



$$M_d = 552,28 * 1,6 = 883,65 \text{ Kg.m}$$

$$M_d = 88364,8 \text{ Kg.cm}$$

Entonces: $d = h - r = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$

$$u_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{88364,8}{128 * 22^2 * 140} = 0,0101$$

$$u_{d \text{ lim}} = 0,332 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$u_d < u_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,03 < 0,3320$$

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro 2.7 para encontrar la cuantía mecánica (w_s)= 0,031

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,031 * 128 * 22 * \frac{140}{3652,174} = 3,35 \text{ cm}^2/m$$

Determinación de la armadura mínima

Del cuadro 2.6 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_{s \text{ min}}$) = 0,0018

$$A_{s \text{ mins}} = w_s * b_w * h = 0,0018 * 128 * 25 = 5,76 \text{ cm}^2/m$$

Se adopta la armadura mayor de 5,76 cm²

Obtención del número de fierros para A_s positiva para la viga

Se utilizará 12Φ8mm

$$A_s \Phi 8\text{mm} = 12 * 0,503 = 6,04 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,04 \text{ cm}^2$$

$$6,04 \text{ cm}^2 > 5,76 \text{ cm}^2 \text{ cumple!!}$$

3.5.4. Losa alivianada con viguetas pretensadas

Para las losas del primer piso y azotea, se empleó viguetas pretensadas, con aligeramientos de plastoform.

Las características resistentes de las viguetas, hacen que estas sean auto resistentes (es decir que son capaces de resistir por si solas la totalidad de las cargas que son transmitidas a ellas). Todo esto gracias al acero y al hormigón empleados en su fabricación, (acero $f_{yk} = 18000 \text{ kg/cm}^2$ y el hormigón $f_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$)

Se rigidiza más la losa con el hormigón vertido como carpeta de compresión, que generalmente es de 5 cm y con la armadura de distribución o reparto, la cual se coloca para garantizar las acciones indirectas ocasionadas por las vibraciones de temperatura y retracción, en la parte superior de la losa.

Para el cálculo de la armadura de reparto, la norma recomienda disponer una armadura mayor o igual a la siguiente expresión:

$$A_s \geq \frac{50 * h_0}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

Donde:

A_s = Área de la sección de la armadura de reparto, en cm^2/m

h_0 = Espesor de la carpeta de compresión, en cm.

f_{sd} = Resistencia de cálculo de la armadura de reparto, en Mpa

$$A_s = 50 * \frac{5}{365.22} = 0,68 > 0,55$$

$$A_s = 0,68 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

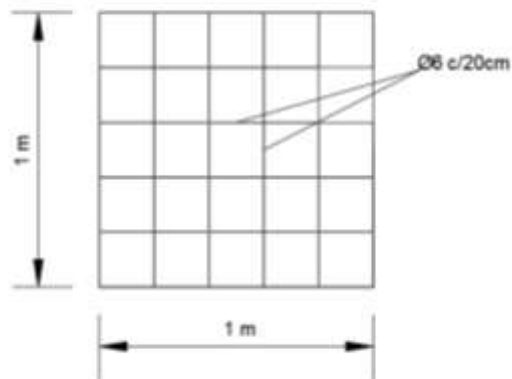
El número de fierros a disponer por metro de losa, utilizando un $\Phi = 6$ mm es:

$$N^\circ = \frac{0.68}{0.283} = 2,4 \approx 3 \text{ barras}$$

Por razones constructivas y para garantizar mejor las acciones indicadas, se usará separaciones de 20 cm en ambas direcciones

Usar: $\Phi 6\text{mm c}/20\text{cm}$, en ambas direcciones

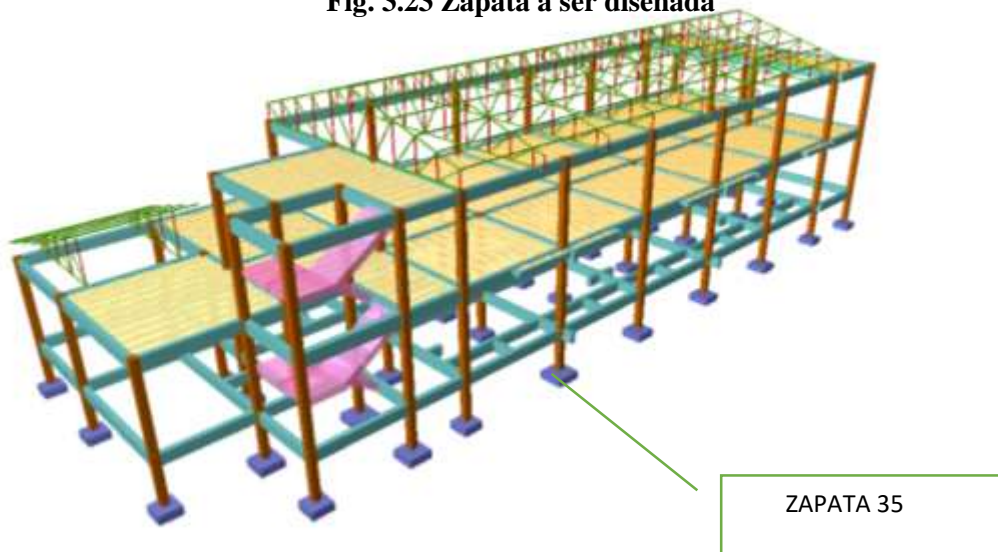
**Figura 3.22 Detalle de la armadura de la losa alivianada
Vista en Planta**



3.5.5. Fundaciones (Cimientos)

El diseño de las zapatas está basado en el CBH-87 (Código Boliviana del Hormigón Armado). El cálculo estructural se realizó con el programa CYPECAD 2016 y se hizo una verificación manual.

Fig. 3.23 Zapata a ser diseñada



VERIFICACIÓN: Diseño de Zapata aislada N° 35

Se tienen los siguientes datos

$N = 22,95 \text{ t}$	Carga axial	
$Q_x = -10 \text{ kg}$	Cortante en X; $M_x = 0 \text{ kg.cm}$	Momento en X
$Q_y = -1410 \text{ kg}$	Cortante en Y; $M_y = -76000 \text{ kg.cm}$	Momento en Y
$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia característica del H°	
$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia característica del acero	
$a_o \text{ y } b_o = 25 \text{ cm}$	Dimensión de la base de la columna en X, Y	
$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$	Peso específico del H° A°	
$\sigma_{\max} = 3,52 \text{ kg/cm}^2$	Capacidad portante del suelo de fundación	

Resistencia características reducidas

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{210}{1,5} = 140 \text{ kg/cm}^2$$
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{4200}{1,15} = 3652,174 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo del área necesaria

$$\frac{N + P}{A} \leq \sigma_{adm} \quad \text{entonces} \quad A = 1,05 * \frac{22950}{3,52} = 6845,88 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{6845,88} = 88,74 \text{ cm}$$

Se debe hacer variar a y b, hasta encontrar la alternativa mas conveniente siempre que no sobrepase la tensión admisible. Para ello adoptamos como primer alternativa

$$a = 95 \text{ cm}$$

$$b = 95 \text{ cm}$$

Cálculo de la tensión máxima

$$\sigma_{max} = \frac{N'}{a * b} < \sigma_{adm}$$
$$\sigma_{max} = 1,05 * \frac{22950}{95 * 95} = 2,67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 3,52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Determinación del canto útil

Donde:

f_{vd}= resistencia convencional del hormigón a cortante

f_{cd}= resistencia de cálculo del hormigón a compresión

γ_f = coef. De seguridad de la sollicitación a flexión= 1,6

σ_{adm}= tensión admisible del terreno

$$f_{vd} = 0,5\sqrt{f_{cd}} = 0,5 * \sqrt{140} = 5,92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}} = \frac{4 * 5,92}{1,6 * 3,52} = 4,204$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}}$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{25 * 25}{4} + \frac{95 * 95}{2 * 4.204 - 1} - \frac{25 + 25}{4}} = 24,57 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2 * (a - a_0)}{4 + k} = \frac{2 * (95 - 25)}{4 + 4.204} = 17,06 \text{ cm}$$

Entonces el canto útil será $d_1 = 25 \text{ cm}$

Con un recubrimiento de 5 cm la altura de la zapata será de $h = 25 + 5 = 30 \text{ cm}$.

Cálculo del peso propio de la zapata

$$P_p = Vol * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25 * 95 * 95 * 0.0024 = 649,8 \text{ Kg}$$

Corrección de la normal

$$N'' = 22950 + 649,8 = 23599,8 \text{ Kg}$$

Corrección de momentos

$$M''x = Mx + Hx * h = 0 - 10 * 25 = -300 \text{ kg.cm}$$

$$M''y = My + Hy * h = -76000 - 1410 * 25 = -118300 \text{ kg.cm}$$

Calculo de los esfuerzos con la normal corregida

$$\sigma_{max} = \frac{N''}{a * b} + \frac{6 * M''x}{a^2 * b} + \frac{6 * M''y}{a * b^2} =$$

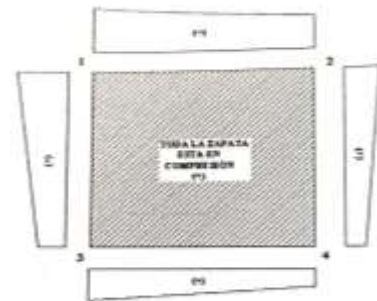
$$= 1,79 \text{ kg/cm}^2 < 3,52 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$\sigma_1 = \frac{N''}{a * b} + \frac{6 * Mx}{a^2 * b} + \frac{6 * My}{a * b^2} = 1,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N''}{a * b} + \frac{6 * Mx}{a^2 * b} - \frac{6 * My}{a * b^2} = 3,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{N''}{a * b} - \frac{6 * Mx}{a^2 * b} + \frac{6 * My}{a * b^2} = 1,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{N''}{a * b} - \frac{6 * Mx}{a^2 * b} - \frac{6 * My}{a * b^2} = 3,44 \text{ kg/cm}^2$$



Verificación al vuelco

$$\gamma_x = \frac{N''}{M''_y} * \frac{a}{2} = \frac{23599.8}{118300} * \frac{95}{2} = 9,47 > 1,5 \quad \text{Satisfactorio}$$

$$\gamma_y = \frac{N''}{M''_x} * \frac{b}{2} = \frac{23599.8}{300} * \frac{95}{2} = 3736,63 > 1,5 \quad \text{Satisfactorio}$$

Determinación de la armadura a flexión. – La armadura a flexión se la determina en una sección s-s, a una distancia “la”, “lb” del extremo de la zapata a 0.15 a₀ y 0.15 b₀ del bloque del pilar en ambas direcciones

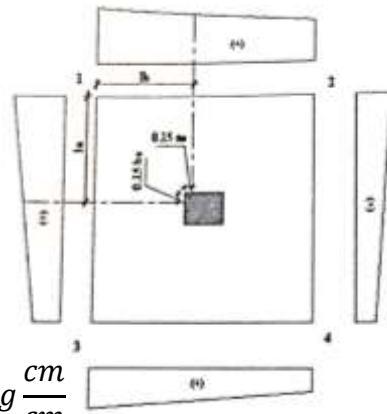
PARA EL EJE X

$$lb = \frac{a - a_0}{2} + 0,15 * a_0 = 38,75 \text{ cm}$$

$$\sigma_1 = 1,79 \quad \sigma_2 = 3,44$$

$$\sigma_a = 2,463 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Ma = \sigma_a * \frac{lb^2}{2} + \frac{2}{3} * (\sigma_1 - \sigma_a) * lb^2 = 1175,47 \text{ Kg} \frac{\text{cm}}{\text{cm}}$$



Momento de diseño

$$Md = 1,6 * Ma = 1880,76 \text{ kg} \frac{\text{cm}}{\text{cm}}$$

Se calcula para un ancho de 1 m.

$$Md = 1880.76 * 100 = 188075,7 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$u_d = \frac{Md}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{188075,7}{100 * 25^2 * 140} = 0,021$$

$$w = u_d(1 + u_d) = 0,021 * (1 + 0,021) = 0,021$$

Armadura necesaria

$$As_a = \frac{w * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 0,021 * 100 * 25 * \frac{140}{3652,174} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s \min} = c * b_w * d = 0.0018 * 100 * 25 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Entonces elegimos la armadura mayor= $4,5 \text{ cm}^2$, que es para un metro de ancho, pero para los 0,95 m.

$$A_s = 4,5 * 0,95 = 4,275 \text{ cm}^2$$

Usaremos barra de $\Phi 12 \text{ mm} = 1,131 \text{ cm}^2$

$$N^\circ \text{ barras} = \frac{4,275}{1,131} = 3,78 = 4 \text{ barras}$$

$$S = \frac{95}{4} = 24 \text{ cm}$$

Se utilizará 4 $\Phi 12 \text{ mm c}/24$

PARA EL EJE Y

$$lb = \frac{a - a_0}{2} + 0,15 * a_0 = 38,75 \text{ cm}$$

$$\sigma_1 = 1,79 \quad \sigma_3 = 1,78$$

$$\sigma_a = 1,786 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Ma = \sigma_a * \frac{lb^2}{2} + \frac{2}{3} * (\sigma_1 - \sigma_a) * lb^2 = 1344,9 \text{ Kg} \frac{\text{cm}}{\text{cm}}$$

Momento de diseño

$$Md = 1,6 * Ma = 2151,84 \text{ kg} \frac{\text{cm}}{\text{cm}}$$

Se calcula para un ancho de 1 m.

$$Md = 2151,84 * 100 = 215183,92 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$u_d = \frac{Md}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{215183,92}{100 * 25^2 * 140} = 0,0017$$

$$w = u_d(1 + u_d) = 0,0017 * (1 + 0,0017) = 0,0017$$

Armadura necesaria

$$A_{S_a} = \frac{w * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0017 * 100 * 25 * \frac{140}{3652,174} = 0,163 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{S_{min}} = c * b_w * d = 0.0018 * 100 * 25 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Entonces elegimos la armadura mayor= 4,5 cm², que es para un metro de ancho, pero para los 0,95 m.

$$A_s = 4,5 * 0,95 = 4,275 \text{ cm}^2$$

Usaremos barra de $\Phi 12 \text{ mm} = 1,131 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{4,275}{1,131} = 3,78 = 4 \text{ barras}$$

$$S = \frac{95}{4} = 24 \text{ cm}$$

Se utilizará 4 $\Phi 12 \text{ mm}$ c/24

3.6. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

A continuación, se indica los cálculos métricos y costo total de la obra en el que se toma en cuenta solo el costo del hormigón armado (esqueleto de la estructura), y las cerchas metálicas, para el diseño estructural de la Estancia de docentes.

3.6.1. Especificaciones técnicas

El pliego de especificaciones técnicas realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: definición, materiales, herramientas y equipo, procedimiento para la ejecución, forma de medición, y forma de pago; cada uno de estos puntos deben ser estrictamente cumplidos en el momento de la ejecución del proyecto.

Las especificaciones técnicas detalladas por cada ítem se encuentran en (Anexo 4)

3.6.2. Precios unitarios

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas; tomado en

cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10% y como utilidad el 10%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

El análisis de precios unitarios por cada ítem se encuentra detallado en (Anexo 5)

3.6.3. Cómputos métricos

El análisis de cantidades nos permite apreciar y poder cuantificar un costo total para la construcción de la infraestructura.

El cómputo métrico desarrollado por cada ítem se detalla en el (Anexo 6)

3.6.4. Presupuesto

El presupuesto total de la obra se realizó considerando una serie de gastos, determinados a partir del análisis de precios unitarios para todas las actividades del proyecto.

Una vez definidas las cantidades y volúmenes de obras se presenta en forma de listado, el presupuesto de cada ítem considerando la unidad de cada actividad, precio unitario y el precio total. El costo total de la obra es de: 502.038,732 Bs. El presupuesto desarrollado por cada ítem se encuentra en el Anexo 7.

3.6.5. Planeamiento y cronograma

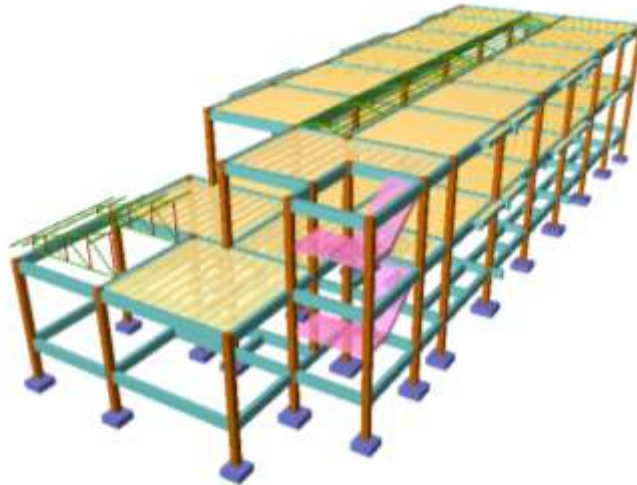
Para la construcción del internado se tiene un tiempo aproximado de 153 días calendario. El cronograma general de actividades para el proyecto se encuentra en el Anexo 8.

4. APORTE ACADÉMICO ESTUDIANTE

4.1. Marco conceptual del aporte académico

Se realizará un análisis comparativo económico, entre el diseño estructural del proyecto vs. la siguiente alternativa.

FIGURA 4.1. Alternativa del aporte académico



La cual contara en el nivel de azotea, una losa alivianada con viguetas pretensadas, y un tragaluz en el pasillo que está compuesta por acero laminado a 2 aguas, con uniones soldadas, con una cubierta de policarbonato, considerando las mismas cargas para el nivel de primer piso y planta baja.

4.2. Desarrollo del aporte académico

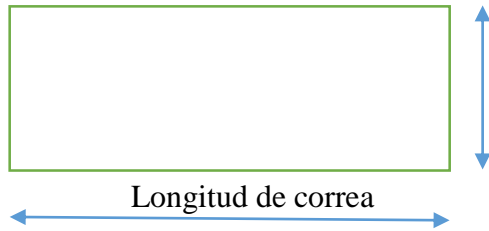
4.2.1. Diseño del tragaluz

4.2.1.1. Diseño de la correa

Carga actuante sobre la correa

Policarbonato	0,0015 tn/m ²
Peso Propio de la correa	0,002 tn/m
Sobrecarga. Tomaremos el peso propio de una persona	0,08 tn/m ²

Area de influencia para la correa. - La máxima separación entre correas es 30 cm.



Longitud de correa= 3m

$S = 0,3 \text{ m}$.

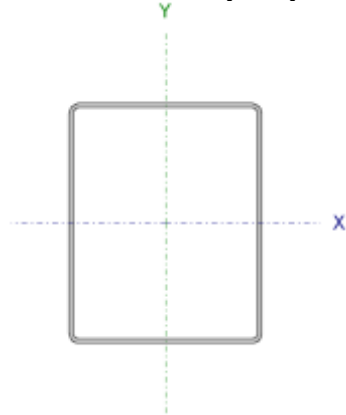
$D = 0,0015 * 0,3 = 0,00045 \text{ t/m}$ adoptamos $0,001 \text{ t/m}$

$L_r = 0,08 * 0,3 = 0,024 \text{ t/m}$

Se utilizará un perfil TRL 50x40x1.1, correspondiente a un tubo rectangular liviano rectangular(ACINDAR)

Barra	Esfuerzo	Pésimos
Correa	$N_{\text{máx}} \text{ (t)}$	-0.054
	$V_{x\text{máx}} \text{ (t)}$	0.016
	$V_{y\text{máx}} \text{ (t)}$	0.06
	$M_{x\text{máx}} \text{ (t.m)}$	0.03
	$M_{y\text{máx}} \text{ (t.m)}$	0.008

Perfil: TRL 50x40x1.1
Material: Acero (A36)

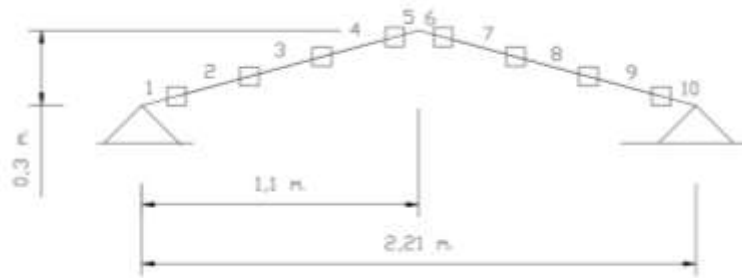


Longitud (m)	Características mecánicas			
	Área (cm ²)	$I_x^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_t^{(2)}$ (cm ⁴)
3.000	1.90	7.06	5.02	9.20

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-05 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N67/N68	N.P. ⁽¹⁾	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	$\eta = 6.1$	x: 0 m $\eta = 39.3$	x: 0 m $\eta = 14.2$	x: 0 m $\eta = 1.5$	x: 0 m $\eta = 4.4$	x: 0 m $\eta = 56.5$	CUMPLE $\eta = 56.5$
<p>Notación:</p> <p>P_t: Resistencia a tracción</p> <p>λ_c: Limitación de esbeltez para compresión</p> <p>P_c: Resistencia a compresión</p> <p>M_x: Resistencia a flexión eje X</p> <p>M_y: Resistencia a flexión eje Y</p> <p>V_x: Resistencia a corte X</p> <p>V_y: Resistencia a corte Y</p> <p>$PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión</p> <p>x: Distancia al origen de la barra</p> <p>η: Coeficiente de aprovechamiento (%)</p> <p>N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <p>⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.</p>									

4.2.1.2. Diseño del Pórtico

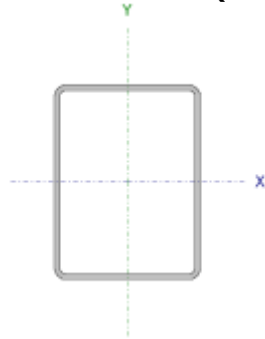
FIGURA 4.2 Diseño de tragaluz



Se comprobará la barra más solicitada= Barra 4

Barra	Esfuerzo	Pésimos
Barra 4	$N_{m\acute{a}x}$ (t)	-0.034
	$V_{x_{m\acute{a}x}}$ (t)	0.011
	$V_{y_{m\acute{a}x}}$ (t)	0.122
	$M_{x_{m\acute{a}x}}$ (t.m)	0.287
	$M_{y_{m\acute{a}x}}$ (t.m)	0.003

Perfil: TRL 80x60x2.5
Material: Acero (A36)



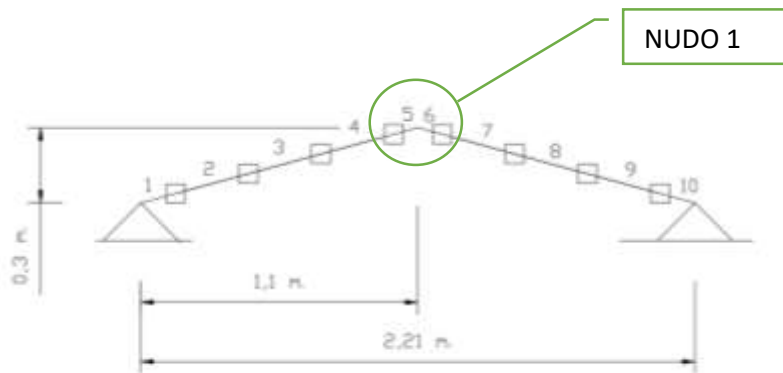
Longitud (m)	Características mecánicas			
	Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
0.300	6.59	60.01	38.53	75.05

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-05 (LRFD))								Estado
	P _t	λ _c	P _c	M _x	M _y	V _x	V _y	PM _x M _y V _x V _y T	
4	N.P. ⁽¹⁾	λ ≤ 200.0 Cumple	x: 0 m η = 0.2	x: 0.3 m η = 67.0	x: 0.3 m η = 0.8	η = 0.3	x: 0 m η = 2.5	x: 0.3 m η = 67.9	CUMPLE η = 67.9

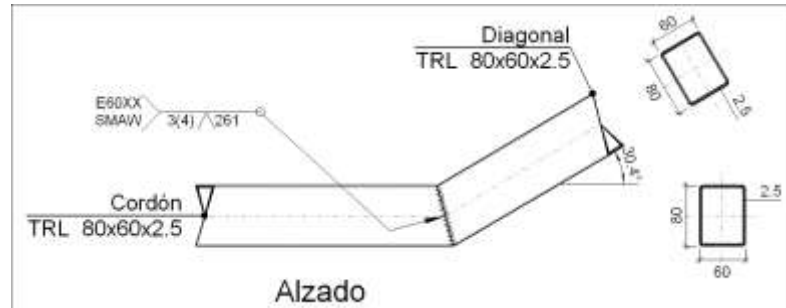
Notación:
P_t: Resistencia a tracción
λ_c: Limitación de esbeltez para compresión
P_c: Resistencia a compresión
M_x: Resistencia a flexión eje X
M_y: Resistencia a flexión eje Y
V_x: Resistencia a corte X
V_y: Resistencia a corte Y
PM_xM_yV_xV_yT: Esfuerzos combinados y torsión
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

4.2.1.3. Unión Soldada



a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Radio de acuerdo interior (mm)	Tipo	F _y (kp/cm ²)	F _u (kp/cm ²)
Cordón	TRL 80x60x2.5		60	80	2.5	2.5	A36	2548.4	4077.5
Diagonal	TRL 80x60x2.5		60	80	2.5	2.5	A36	2548.4	4077.5

c) Comprobación

1) Cordón TRL 80x60x2.5

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
F _y / F _u	--	0.63	--	0.80
Límite elástico	kp/cm ²	2548.4	--	3669.7
h _{max} /t	--	28.00	--	36.84
hip/t	--	28.00	--	31.99
hop/t	--	20.00	--	31.99

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
Espesor	mm	2.5	2.5	25.0

2) Diagonal TRL 80x60x2.5

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
F_y / F_u	--	0.63	--	0.80
Límite elástico	kp/cm ²	2548.4	--	3669.7
h_{max_b}/t_b	--	28.00	--	36.84
h_{ip_b}/t_b	--	28.00	--	31.99
h_{op_b}/t_b	--	20.00	--	31.99
Espesor	mm	2.5	2.5	25.0
Ángulo	grados	149.59	30.00	180.00

d) Medición

Soldaduras				
Clase de resistencia	Ejecución	Tipo	Lado (mm)	Longitud de cordones (mm)
E60XX	En taller	A tope en 'V' simple	4	261

4.2.1.4. Diseño de la placa de anclaje (Cubierta 1)

Propiedad del material

$F_{cd} = 2 \text{ ksi} = 140 \text{ Kg/cm}^2$ Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

$F_y = 36 \text{ ksi} = 2531,04 \text{ Kg/cm}^2$ (Esfuerzo de fluencia)

$F_u = 58 \text{ ksi} = 4077,80 \text{ Kg/cm}^2$ (Esfuerzo ultimo de tensión del acero estructural)

$F_v = 48 \text{ ksi} = 3374,73 \text{ Kg/cm}^2$ (Esfuerzo cortante ultimo)

$E = 2,10 \text{ E}+06 \text{ Kg/cm}^2$ (Modulo de elasticidad)

P= 507 Kg = 1.12 Kips

Reacción vertical del elemento

Cálculo de las dimensiones de la placa

$$\phi * 0.85 * f_c * A_1 \geq R_u$$

$\phi = 0,6$

$f_c' = 2$ ksi

Resistencia característica del H°

$A_1 = N * B$

Asumimos $N = 3$ in

$$B \geq \frac{R_u}{\phi * 0.85 * f_c' * N} = \frac{1.12}{0,6 * 0,85 * 2 * 3} = 0,36 \text{ in}$$

Finalmente, por razones constructiva y teniendo una suposición conservadora se tomará las siguientes dimensiones de la placa de anclaje = 4x4 in

Cálculo del espesor de la placa:

$$n = \frac{B - 2k}{2}$$

La resistencia nominal por momento M_n , es igual a la capacidad por momento elástico M_p '

Como $\phi * M_n$, debe ser menor o igual a M_u

$$\phi * M_p \geq M_u$$

$$t \geq \sqrt{\frac{2 * R_u * n^2}{0.9 * B * N * F_y}}$$

Donde:

t: Espesor de la placa

R_u : Carga ultima o total de calculo

B: Lado de la placa= 4 in

N: Longitud de apoyo en el soporte= 4 in

F_y : Esfuerzo de fluencia= 36 ksi

k: Coeficiente de relación de resistencia al pandeo lineal de una placa= 0,437 in

n: claro de voladizo de la placa

Remplazando valores en la ecuación se tiene:

$$n = \frac{B - 2k}{2} = \frac{4 - 2 * 0.437}{2} = 1,563 \text{ in}$$
$$t \geq \sqrt{\frac{2 * R_u * n^2}{0.9 * B * N * F_y}} = \sqrt{\frac{2 * 1.12 * 1.563^2}{0.9 * 4 * 4 * 36}}$$

t= 0,103 in se adoptará 8 mm por razones constructivas

constructivamente se empleará una placa de anclaje, que distribuya la carga uniformemente con la siguiente dimensión

$$\text{PL } 4 \times 4 \times 0.32 \text{ in} = 100 \times 100 \times 8 \text{ mm}$$

Diseño de los pernos de anclaje

Determinar el área del perno de anclaje con la siguiente formula

$$A_g = \frac{T_u}{0.75 * \phi_t * F_u}$$
$$A_g = \frac{\pi}{4} * d^2 \quad ; \quad d = \sqrt{\frac{4 * A_g}{\pi}}$$

Donde:

Tu= Puv= 1,12 kips

Fuerza axial sobre la placa

Fu= 58 ksi

Esfuerzo ultimo de tensión del acero estructural

Øt= 0,9

Factor de resistencia tomado para aceros A36

Remplazando en la ecuación se tiene:

$$A_g = \frac{1,12}{0.75 * 0.9 * 58} = 0,029 \text{ in}^2$$
$$d = \sqrt{\frac{4 * 0.029}{\pi}} = 0,1921 \text{ in}$$

Por lo tanto, se empleará un diámetro de d= ¾ in

$$A_g = \frac{\pi}{4} * \frac{3^2}{4} = 0,442 \text{ in}^2$$

Determinar el área de la superficie requerida

$$A_{psf} = \frac{T_u}{4 * \phi_t * \sqrt{f'_c}}$$

Donde:

$T_u = P_{uv} = 1120 \text{ lb}$ Fuerza axial sobre la placa.

$f'_c = 2000 \text{ Psi}$ Resistencia característica del H° a los 28 días.

$\phi_t = 0.9$ Factor de resistencia tomado para aceros A36

Reemplazando en la ecuación se tiene

$$A_{psf} = \frac{1120}{4 * 0.9 * \sqrt{2000}} = 6,96 \text{ in}^2$$

Determinar la longitud del perno de anclaje

$$L = \sqrt{\frac{A_{psf}}{3.14}} = \sqrt{\frac{6,96}{3,14}} = 1,48 \text{ in} = 3,8 \text{ cm}$$

Finalmente se tiene que la longitud de anclaje es:

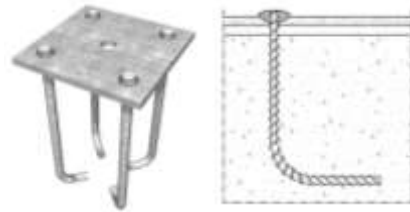
$L = 10 \text{ cm}$.

Longitud mínima L_h

$$L_{hmin} = \frac{\phi * P_{uv}}{0,7 * f_c * d} = \frac{0,6 * 507}{0,7 * 210 * 1,9} = 0,544 \text{ cm}$$

Asumimos $L_{hmin} = 9 \text{ cm}$

$L_{total} = 9 + 10 = 19$ constructivamente usamos 20 cm.



4.2.2. Esquema de idea de la estructura. - La estructura de la edificación son pórticos de hormigón armado, el cual cuenta de dos plantas.

Niveles del edificio. - El gráfico representa los niveles y la estructura de la edificación

FIGURA 4.3 Niveles de la estructura

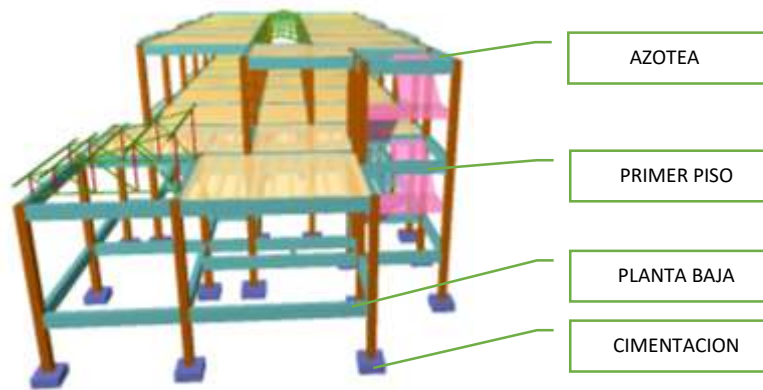
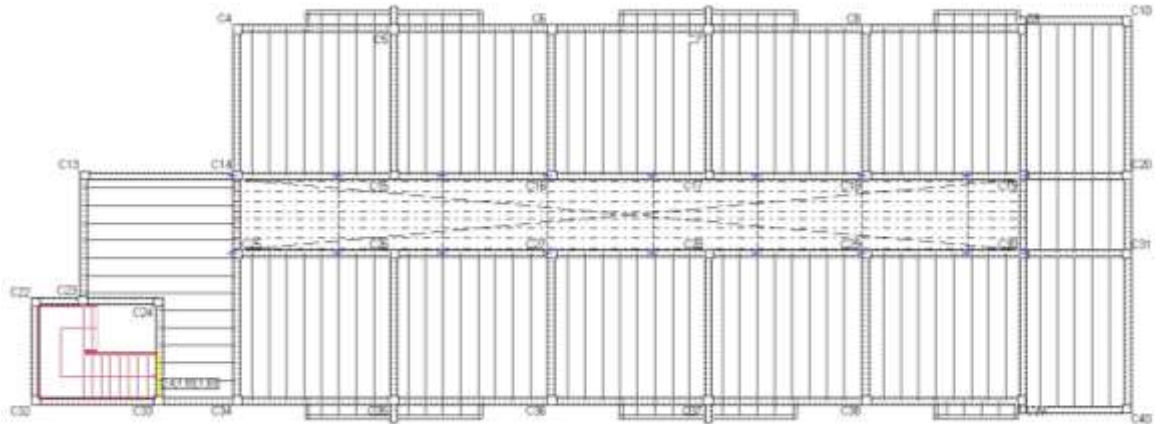


FIGURA 4.4 Nivel Azotea



Se realizará con la misma sección de viga de H°A° de 20x40 cm, y las columnas de 25x25cm y además una losa alivianada con viguetas pretensadas, en el nivel de azotea de 232,26 m², con las mismas características que la del primer piso.

4.3. 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 de proyecto y la segunda alternativa (con tragaluz).

4.3.1. 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 y la cubierta, pues influyen otros aspectos como ser las vigas, columnas, zapatas y otras como se ha podido observar:

CUADRO 4.1 Propuesta del proyecto

Nº	Descripción	Und.	Cant.	Precio Unitario (BS)	Precio Total (BS)
1	Instalación de faenas	GLB	1	834,059	834,059
2	Replanteo y trazado	GLB	1	196,07	196,070
3	Excavación manual de 0-1,5m	M3	104,660	21,19	2217,751
4	Relleno y compactado manual	M3	26,632	21,001	559,294
5	Zapatas de H°A°	M3	7,511	2.598,016	19514,348
6	Cimientos de H°C°	M3	62,5	767,788	47986,750
7	Sobre Cimiento De H° A°	M3	25	2.598,871	64971,775
8	Columna de H°A°	M3	14,550	3698,577	53816,145
9	Viga de H°A°	M3	28,19	2753,82	77630,270
10	Losa alivianada c/ viguetas p.	M2	368,59	418,534	154267,447
11	Placas de anclaje	UD	22	60,8	1337,6
12	Escalera de h°a°	M3	5,8	1665,504	9659,923
13	Cercha metálica	KG	3089,05	12,652	39082,661
14	Cubierta de calamina	M2	270,2	110,898	29964,640

CUADRO 4.2 Propuesta 2 (con tragaluz).

N°	Descripción	Und.	Cant.	Precio Unitario (BS)	Precio Total (BS)
1	Instalación de faenas	GLB	1	834,059	834,059
2	Replanteo y trazado	GLB	1	196,07	196,070
3	Excavación manual de 0-1,5m	M3	109,368	21,19	2317,508
4	Relleno y compactado manual	M3	31,312	21,000	657,578
5	Zapatas de H°A°	M3	8,681	2564,287	22261,217
6	Cimientos de H°C°	M3	62,5	767,788	47986,750
7	Sobre Cimiento De H° A°	M3	25	2598,871	64971,775
8	Columna de H°A°	M3	15,901	3689,702	58668,107
9	Viga de H°A°	M3	34,73	2747,67	95426,579
10	Losa alivianada c/ viguetas p.	M2	551,4	418,534	230779,648
11	Placas de anclaje	UD	18	60,800	1094,400
12	Escalera de h°a°	M3	5,8	1665,504	9659,923
13	Cercha metálica	KG	549,05	12,652	6946,581
14	Cubierta de policarbonato	M2	51,74	99,841	5165,773
15	Cubierta de calamina	M2	19,2	110,898	2129,242
					549095,209

Como así también se pudo determinar la incidencia económica en porcentaje de cada ítem necesario para su ejecución en función del volumen de obra para su ejecución:

CUADRO 4.3 Incidencia económica

	Total p. Total		Incd.x item % (+/-)	Incd.x item bs.	Incd.x item %total
	Prop. 1	Prop. 2			
Excavación manual de 0-1,5m	2217,75	2317,51	4,50	99,76	0,02
Relleno y compactado manual	559,29	657,58	17,57	98,28	0,02
Zapatas de H°A°	19514,35	22261,22	14,08	2746,87	0,58
Cimientos de H°C°	47986,75	47986,75	0,00	0,00	0,00
Sobre Cimiento De H° A°	64971,78	64971,78	0,00	0,00	0,00
Columna de H°A°	53816,14	58668,11	9,02	4851,96	1,03
Viga de H°A°	77630,27	95426,58	22,92	17796,31	3,78

Losa alivianada	154267,45	230779,65	49,60	76512,20	16,24
Placas de anclaje	1337,60	1094,40	-18,18	-243,20	-0,05
Escalera de h°a°	9659,92	9659,92	0,00	0,00	0,00
Cercha metálica	39082,66	6946,58	-82,23	-32136,08	-6,82
Total	471043,96	540770,06			14,8

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 a cada precio unitario que presenta cada ítem, mostrado en la tabla siguiente.

CUADRO 4.4 Comparación de precios unitarios

	Precio unitario (bs.)		Incd.x ítem% (+/-)	Incd.x ítem bs.
	Prop. 1	Prop. 2		
Excavación manual de 0-1,5m	21,190	21,190	0,00	0,00
Relleno y compactado manual	21,001	21,001	0,00	0,00
Zapatas de H°A°	2598,016	2564,287	-1,30	-33,73
Cimientos de H°C°	767,788	767,788	0,00	0,00
Sobre Cimiento De H° A°	2598,871	2598,871	0,00	0,00
Columna de H°A°	3698,577	3689,702	-0,24	-8,88
Viga de H°A°	2753,823	2747,670	-0,22	-6,15
Losa alivianada con plastofom	418,534	418,534	0,00	0,00
Placas de anclaje	60,800	60,800	0,00	0,00
Escalera de h°a°	1665,504	1665,504	0,00	0,00
Cercha metálica	12,652	12,652	0,00	0,00

4.3.2. Comparación de volúmenes

Se realizó la diferencia de incremento de volúmenes existentes entre ambas propuestas

CUADRO 4.5 Incremento de volúmenes

	Und.	Prop. 1	Prop. 2	% Coef.
Excavación manual de 0-1,5m	M3	104,660	109,368	4,50
Relleno y compactado manual	M3	26,632	31,312	17,57
Zapatas de H°A°	M3	7,51125	8,68125	15,58
Cimientos de H°C°	M3	62,5	62,5	0,00
Sobre Cimiento De H° A°	M3	25	25	0,00
Columna de H°A°	M3	14,5505	15,9005	9,28

Viga de H°A°	M3	28,19	34,73	23,20
Losa alivianada con plastoform	M2	368,59	551,4	49,60
Placas de anclaje	UD	22	18	-18,18
Escalera de h°a°	M3	5,8	5,8	0,00
Cercha metálica	KG	3089,05	549,05	-82,23

Donde se observó que la variación del presupuesto general, depende del volumen que es necesario para la ejecución de la losa, ya que a comparación que una cubierta metálica, el ser de mayor peso, causa que las zapatas, vigas, columnas, sean de mayor volumen.

4.3.3. 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 propuesta 2 (con tragaluz), mostrada a continuación:

CUADRO 4.6 Comparación de cuantías

	Cuantías		Incd. Cuantías %(+/-)
	Prop.1	Prop.2	
Zapatas de H°A°	50,205	47,025	-6,761
Columna de H°A°	117,797	116,918	-0,751
Viga de H°A°	78,610	78,001	-0,781

Donde se pudo observar que la variación de los ítems de la propuesta 2 son menores que la propuesta 1, pero no es muy diferencial ya que el incremento porcentual más desfavorable es de -6,761% de armadura necesaria por m³ de hormigón para las zapatas.

CONCLUSIONES

- El diseño de elementos estructurales se basó en las indicaciones de la norma boliviana del hormigón, CBH-87 y la norma ANSI/AISC 360–10 (LRFD) para estructuras metálicas.
- De acuerdo con el estudio de suelos que se realizó en la normal de Canasmoro, de donde se obtuvo la capacidad portante del terreno de 3.52 Kg/cm², con el cual se definieron el tipo de fundación que se utilizó.
- Con el levantamiento topográfico se identificó la planimetría del terreno ya que es plano y se pudo realizar el emplazamiento de la obra.
- Se escogieron losa alivianadas con viguetas pretensadas, por razones constructivas por la cual se ahorra en mano de obra, porque al hacer una losa maciza, se necesita más personal calificado en la tarea de colocar la armadura, armar el encofrado y vaciado de la respectiva losa, y el tiempo que se necesita para llevar a cabo esas actividades es largo, al demorar más el avance de la obra, esto implicaría mayor costo.
- El diseño de zapatas individuales o comúnmente llamadas zapatas aisladas, se escogieron cuadradas porque constructivamente son mucho más realizables, se necesitaría menos mano de obra para ejecutarlas, ya que, al ser zapatas cuadradas, la armadura es simétrica en ambas direcciones.
- El costo estimado del proyecto según el presupuesto es de 502.038,732 Bs y un tiempo estimado de ejecución de la obra de 153 días.

- La estructura idealizada y las soluciones estructurales encontradas, fueron realizadas de acuerdo a los planos arquitectónicos correspondientes, por lo cual concluimos que los planos estructurales fueron hechos tomando en cuenta estos aspectos.

Del aporte Académico

- La comparación económica general de ambas propuestas, nos dio como resultado que la losa alivianada con tragaluz, tiene un precio más elevado que la utilización de cerchas metálicas, dando los siguientes resultados:

CUADRO 4.7 Costo de las propuestas

PROPUESTA	PRECIO TOTAL (Bs.)
1	502038,732
2	549095,209

Fuente: Elaboración propia

Este aumento es debido mayormente al ítem de losa, como se muestra en la tabla a continuación:

CUADRO 4.8 Incidencias por ítem

	Incd.x Ítem %Total
Excavación manual de 0-1,5m	0,02
Relleno y compactado manual	0,02
Zapatas de H°A°	0,58
Cimientos de H°C°	0,00
Sobre Cimiento De H° A°	0,00
Columna de H°A°	1,03
Viga de H°A°	3,78
Losa alivianada c/ viguetas p.	16,24
Placas de anclaje	-0,05
Escalera de h°a°	0,00
Cercha metálica	-6,82
TOTAL	14,80

Fuente: Elaboración propia

Donde se pudo constatar que la propuesta 2 (con tragaluz) incide en un 14,8 % del precio de la propuesta del proyecto.

- En cuanto a la comparación de volúmenes por ítems se ve un incremento en la propuesta 2 (con tragaluz), en los los ítems de losa alivianada, vigas, zapatas y columnas de hormigón armado, debido al aumento de peso de la losa con los siguientes porcentajes:

CUADRO 4.9 Volúmenes por ítem

	Und.	% Coef.
Zapatas de H°A°	M3	15,58
Columnas de H°A°	M3	9,28
Viga de H°A°	M3	23,20
Losa alivianada c/ viguetas p.	M2	49,60

Fuente: Elaboración propia

Donde se puede observar que el mayor incremento se encuentra en el ítem de losa alivianada, con 49,6% con respecto a la propuesta 1.

- En los ítems de sobre cimiento, excavación manual, escalera, el aumento de volumen no es considerable debido a que la losa no afecta directamente a estos elementos.
- También se determinó el porcentaje de reducción del acero necesario, para el diseño de las cubiertas de la propuesta 2 (con tragaluz) con respecto a la propuesta del proyecto, que fue un valor de -82,23%.
- En el cálculo estructural de ambas propuestas, se determinó que la propuesta 2 (con tragaluz), obtuvo una menor cantidad de acero que la propuesta 1, en los ítems de vigas, zapatas y columnas, con los siguientes porcentajes:

CUADRO 4.10 Cuantías por ítem

	Incd. Cuantía % (+/-)
Zapatas de H°A°	-6,761

Columnas de H°A°	-0,751
Viga de H°A°	-0,781

Fuente: Elaboración propia

RECOMENDACIONES.

- Es necesario uniformizar las secciones de vigas y columnas procurando que no sean muy diferentes, para facilitar la construcción de las mismas.
- Se recomienda realizar otros puntos más de ensayo de SPT, para poder obtener un valor más cercano al real, ya que el presente proyecto, se realizó con un pozo único.

BIBLIOGRAFIA.

- Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH 87 (Editorial Neografitis, S.L.)
- Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré “Hormigón Armado” (14ª Edición, Editorial Gustavo Gili, SA, Barcelona, 2000).
- Jack C. McCormac “Análisis de Estructuras” (3ª Edición, Editorial Alfaomega, 1966).
- Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero (Editorial Alacero)