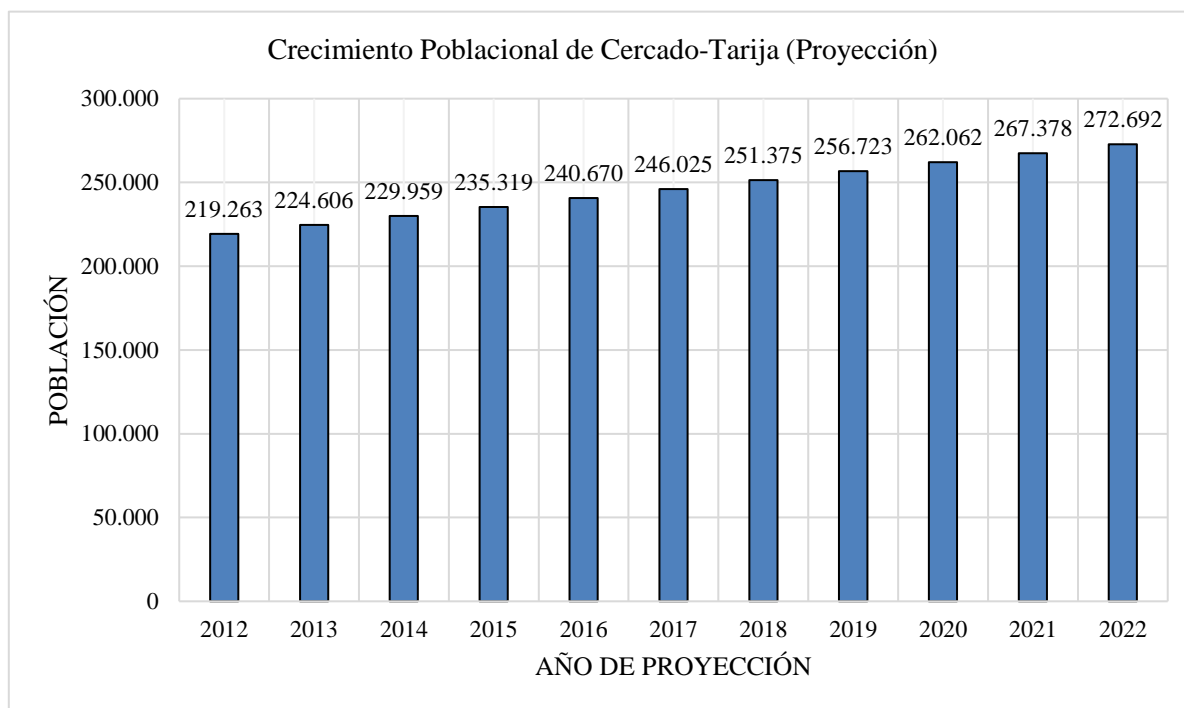


1. CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

1.1. El problema

En la actualidad, el municipio de Tarija presenta una inmigración elevada; pobladores de los departamentos aledaños, debido a la riqueza gasífera que presentó la región de Tarija, migraron a esta ciudad ocasionando un crecimiento exagerado y desordenado de la mancha urbana, la misma que ya llega hasta las comunidades circundantes a la ciudad.

Como consecuencia del crecimiento poblacional y de la formación de nuevas urbanizaciones en las comunidades aledañas de la ciudad – las que se encuentran alejadas y en su mayor parte con deficiencias en los servicios básicos y ausencia de infraestructura de salud – se observa un incremento de la morbi-mortalidad en la población de la comunidad de Turumayo y otras comunidades vecinas.



Cuadro 1. Crecimiento poblacional de Tarija (Fuente: INE)

1.1.1. Planteamiento

De acuerdo al proyecto de urbanización en la comunidad de Turumayo, en el que miembros de la organización social “Federación Departamental del Movimiento Único de Trabajadores Desocupados de Tarija”, habitarán esta zona, en un número de 235 familias, que con un promedio de 5 personas por familia, hace un total de 1175 personas; además, sumando a estos las personas que actualmente habitan la región, la precariedad de los servicios básico y la

ausencia de puestos de salud, hace que se generen las condiciones idóneas para ocasionar un incremento en las enfermedades y la mortandad en el lugar.

Por consiguiente, las principales causas que originan el incremento en la morvi-mortandad de la región, son los siguientes:

- Inexistencia de infraestructura y prestación de servicios de salud.
- Incremento de la población en el lugar.
- Precariedad en los servicios básicos (agua potable, alcantarillado sanitario, recojo de desechos sólidos, etc.).

De mantenerse la situación actual, proliferarán las enfermedades y existirá una crecida en la mortandad de los habitantes del lugar. Como consecuencia de esto, se hace necesario plantear como solución, las siguientes alternativas:

- Construcción del “Centro de Salud Turumayo”.
- Implementación de patrullas móviles de servicios de salud.
- Ejecución de los sistemas sanitarios como ser: agua potable, alcantarillado sanitario, recojo de basura, etc.
- Reacondicionamiento de una vivienda en posta y capacitación en salud a pobladores del lugar.

1.1.2. Formulación

Siendo la construcción de un centro de salud en la comunidad de Turumayo planteado dentro de la propuesta de proyecto parte de un conjunto de acciones que solucionarían el problema identificado, es que en base a lo mencionado anteriormente, la “Construcción del Centro de Salud de Turumayo” sería factible y solucionaría en gran parte el problema de la morvi-mortandad de la zona.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

- Realizar el diseño estructural de la edificación del “Centro de Salud Turumayo”, aplicando la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH 87.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Realizar el estudio de suelos para determinar la capacidad portante del suelo de fundación.
- Realizar el diseño estructural de los elementos de fundación.

- Realizar el diseño estructural de los elementos de sustentación (pórtico de hormigón armado).
- Realizar el diseño estructural de los elementos de sustentación de la estructura de cubierta (reticulados de madera), aplicando el manual de diseño para madera del grupo andino.
- Realizar la comprobación de los elementos de entrepiso (forjados de H°A° “losas alivianadas”).
- Obtener los cómputos métricos, los precios unitarios, y con estos, el presupuesto general del proyecto.
- Realizar el cronograma de actividades del proyecto y determinar el plazo de ejecución.
- Elaborar los planos estructurales de los elementos que componen al proyecto.
- Validar o refutar mediante la comparación de resultados del diseño de hormigón armado, la utilización o no del programa Cypecad para el diseño estructural de edificaciones en nuestro país basada en la norma CBH-87.

1.3. Justificación

Las razones por las cuales se plantea el presente proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

1.3.1. Académica

Consolidar y aplicar los conocimientos adquiridos en el planteamiento, el análisis y el diseño de estructuras de hormigón armado y de madera. Además de la guía en cuanto a las normas bolivianas e internacionales aplicables a los distintos materiales a emplear en este proyecto.

1.3.2. Técnica

Demostrar mediante la realización de todos los estudios, análisis, planteamientos y procedimientos necesarios para la elaboración del diseño estructural y presupuesto general de obra del Centro de Salud Turumayo, que su ejecución es factible.

1.3.3. Social - Institucional

Otorgar una alternativa de presupuesto referencial del proyecto, el mismo que permitirá obtener financiamiento para su posterior construcción y de esta manera contribuir en parte, con la solución al problema de la morvi-mortandad en la comunidad de Turumayo, que evitará la proliferación de enfermedades, el aumento de la mortandad, y las pérdidas humanas que afectaría a los pobladores de esta comunidad.

1.4. Alcance del proyecto

Es de vital importancia, definir los parámetros que enmarcan el presente proyecto, para así desarrollar satisfactoriamente las actividades a realizar las cuales son:

- El estudio de suelos, que permitirá determinar la capacidad portante del suelo de fundación, se realizará mediante ensayos S.P.T. a 2, 3 y 4 metros de profundidad.
- En base al estudio de suelos, se determinará el tipo de cimentación más adecuada.
- Para el diseño estructural de los elementos de hormigón armado (zapatas, columnas, vigas y losas), se aplicará la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH 87.
- El diseño de los elementos de sustentación de madera, se lo realizará en base al manual de diseño para madera del grupo andino.
- Se efectuará el cronograma de actividades para la ejecución del proyecto.
- El análisis de la estructura, tanto de las fundaciones, como de los elementos de sustentación, se los realizará con el programa Cypecad, mientras que los elementos de cubierta y las gradas, serán obtenidos por el programa Robot Structural.
- Se efectuará el presupuesto general de la obra, que contempla, los cálculos métricos y los precios unitarios, además de las especificaciones técnicas.

1.4.1. Planteamiento Estructural

El planteamiento estructural consiste en la disposición y ubicación de los distintos elementos estructurales que serán situados en función de la arquitectura, tomando en cuenta las luces a cubrir, el uso de la estructura, el tipo y resistencia del suelo de fundación, el tipo de cubierta que soportará y su ubicación dentro del emplazamiento.

1.4.2. Restricciones de Proyecto

Dado que, en el presente proyecto todo lo referente al hormigón armado se basa enteramente en la Norma Boliviana CBH 87, y siendo que dicha norma no contempla al hormigón pretensado, es que solo se realizó una comprobación superficial de las losas alivinadas de hormigón pretensado.

En cuanto al levantamiento topográfico, este fue otorgado por los beneficiarios del proyecto, por lo que solo se realizó una inspección visual del área de proyecto para verificación del documento recibido.

De igual manera, los planos arquitectónicos fueron entregados por la institución beneficiaria y en base a dicho documento se realizó el presente documento.

2. CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

Este punto contempla el fundamento que se utilizará para elaborar la ingeniería del proyecto.

2.1. Levantamiento topográfico

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre.

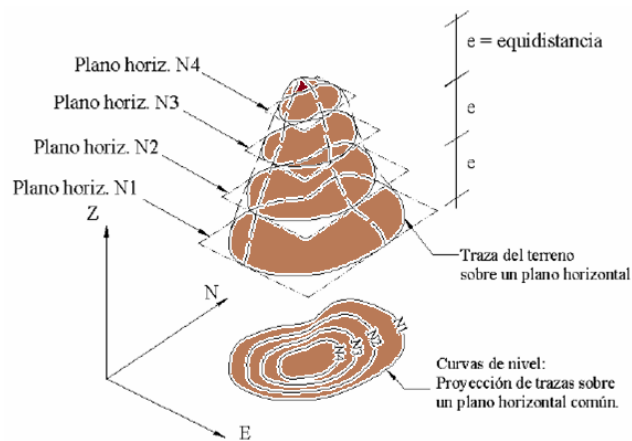
En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración de un mapa del área en estudio, esta representación es:

2.1.1. Curvas de Nivel

Es la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, ya que permite determinar, en forma sencilla y rápida, la cota o elevación de cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno.

Una curva de nivel es la traza que la superficie del terreno marca sobre un plano horizontal que la intercepta, por lo que podríamos definirla como la línea continua que une puntos de igual cota o elevación. El concepto de curvas de nivel se ilustra en la figura 1.

Figura N°1: Curvas de nivel
(Fuente: https://travesiapirenaica.com/wpcontent//2018/02/Curvas_de_nivel.png)



2.2. Estudio de suelos

Definición y pasos de estudio convencional. - El dato fundamental para calcular un sistema de fundación es la “Tensión o Esfuerzo Admisible del Terreno” (kg/cm^2) a la profundidad o cota de cimentación definida.

En toda obra de ingeniería, ya sea viviendas o edificios es necesario conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo, y su composición estratigráfica, es decir, las capas o estratos de diferentes características que lo componen en profundidad, y la ubicación de napas de agua (nivel freático), si las hubiese.

De acuerdo a las características de resistencia y la deformación que tenga se determinan o sugieren los tipos de fundación a emplear, y las cotas probables donde arranquen las mismas. Si las cimentaciones proyectadas estuvieran sobredimensionadas o a la inversa, si fueran insuficientes para las características del terreno considerado, el estudio de suelos puede prever el ahorro de costos en el primer caso y la previsión de inconvenientes en el segundo. En las obras de mediana envergadura o bien obras de edificios públicos el estudio de suelos es un requisito exigido por los entes municipales.

Básicamente un estudio de suelos consta de un informe o reporte donde se consignan los estudios realizados y las recomendaciones sobre las fundaciones a usar, siempre teniendo en cuenta la seguridad y la economía de las mismas. Resumiendo, los pasos de un estudio de suelos convencional son:

- a) Ensayos 'in situ' (en el lugar) a cielo abierto con cargas aplicadas, como sondeos o pozos cuya profundidad y cantidad dependerá de la superficie de la obra y el peso de la misma. (cargas en las columnas).
- b) Toma de muestras 'in situ' de cada perforación realizada.
- c) Ensayos de laboratorio de las muestras extraídas.
- d) Análisis de los resultados según los ensayos realizados 'in situ' y en laboratorio, características de los suelos hallados.
- e) Elaboración del informe final con resultados, gráficos, tensiones calculadas y las conclusiones sobre los sistemas de fundación recomendados.

2.2.1. Ensayo de Penetración Estándar SPT (Standard Penetration Test)

Este estudio está normalizado desde 1958 por la Norma D1586.

El S.P.T se realiza mediante la hincada de un sacamuestras que permite determinar las características, espesor y estratificación de los materiales que se encuentran en el subsuelo, así como también determina la resistencia con N número de golpes, consiste en hincar un muestreador partido de 45cm de largo colocado al extremo de una varilla AW, por medio de un martillo de 63,5 kg, que se deja caer libremente desde una altura de 76 cm, anotando los golpes necesarios para penetrar cada 15 cm.

El valor normalizado de penetración N es para 30cm, se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados.

A **mayor número de golpes** los suelos serán compactos, duros, muy duros, etc.

Se realiza en el fondo de cada perforación. Se dice que la muestra se rechaza si:

- N es mayor de 50 golpes
- No hay avance luego de 10 golpes.

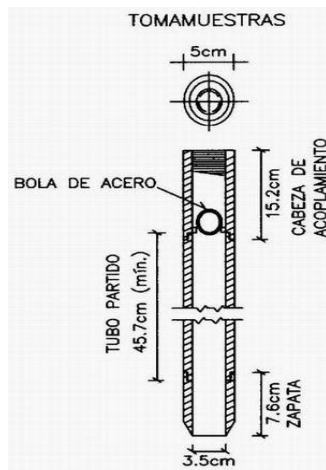
Y se adopta ese valor, si no, se suman los golpes de cada etapa y la profundidad alcanzada.

Es un estudio típico que se realiza para suelos granulares (arenas o gravas arenosas) aunque a veces se lo realiza para suelos cohesivos.

Este ensayo proporciona en el ‘golpeo’ un dato indicativo de la **consistencia de un terreno**.

Con este ensayo también se obtiene la **Tensión Admisible** del mismo en las distintas capas.

En la figura 2, se muestran el detalle del sacamuestras del SPT y en la tabla 1, se muestran valores aproximados de tensiones admisibles que posee cada tipo de suelo.



MATERIAL	ϕ (mm)	σ_{adm} (kg/cm ²)
ARCILLAS	0.0006	0.45
LIMOS	FINOS	0.002
	MEDIOS	0.006
	GRUESOS	0.020
ARENAS	FINAS	0.060
	MEDIAS	0.200
	GRUESAS	0.600
GRAVAS	2	2.50
	FINAS	3.00
	MEDIAS	4.50
CANTO RODADO	20	6.00
	60	6.00
ROCA	200	6.00
	DISGREGABLES	8.00
	HOMOGENEAS	>30.00

Figura 2: Fuente página de internet (<http://www.estudiosgeotecnicos.info/wp-content/uploads/2020/04/SPT-tomamuestras-ASTM.png>)

Tabla 1: Fuente página de internet ([http://2.bp.blogspot.com/_jdWgAa0tJSY/s1600/Resistencia+del+Suelo+-+Karol+\(1960\).jpg](http://2.bp.blogspot.com/_jdWgAa0tJSY/s1600/Resistencia+del+Suelo+-+Karol+(1960).jpg))

2.3. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico consiste en la creación de espacios que cumplan características tanto en lo estético, lo tecnológico y lo funcional, que serán objeto de uso por la sociedad. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, el método constructivo, la morfología, además de otros como el aspecto social y cultural de los beneficiarios. En el diseño arquitectónico, se realiza la representación gráfica a escala del proyecto en planos de corte, de plantas, fundaciones, cubiertas, fachadas y detalles constructivos, además de la ubicación y el emplazamiento.

2.4. Idealización de la estructura

La idealización de la estructura se realiza de acuerdo al plano arquitectónico, estudio de suelos, topografía, ubicación en el terreno y criterio del proyectista para determinar cómo va a trabajar la estructura y plantear la forma que tendrán las distintas estructuras, de sustentación de la cubierta, sustentación de edificación y fundación.

2.4.1. Sustentación de la estructura

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

Se la realiza de acuerdo al tipo de cubierta y materiales a utilizar, pueden ser cubiertas de teja colonial, placas Duralit, calamina, losa de H°A°. Para cada una de estas se puede realizar con cerchas de madera o metálicas, exceptuando a la losa de H°A°, se debe determinar la forma de las cerchas, si las tiene, y pendientes de acuerdo al plano arquitectónico.

Las cubiertas soportan su peso propio, el del cielo raso y los materiales de recubrimiento o cubierta, así como las cargas permanentes y accidentales que pudieran presentarse, las cubiertas deben proteger los espacios interiores contra la intemperie.

La elección del tipo de cubierta es una de las decisiones de mayor importancia en el diseño de un edificio. Influye en ella la forma de la planta del edificio y la distribución de los espacios interiores, los materiales disponibles, las condiciones climatológicas, el efecto visual deseado y por último las restricciones económicas que se deban respetar.

La elección del tipo de cubierta además de todo lo mencionado anteriormente, se basa fundamentalmente en la arquitectura del proyecto.

2.4.2. Sustentación de la edificación

La sustentación de la edificación debe ir en acuerdo al criterio del proyectista, para elegir entre una estructura aporticada de H°A°, muros portantes, estructura de madera y/o metálica; de acuerdo al tipo de estructura y funcionalidad que va a tener, tomando en cuenta las dimensiones de las aberturas, luces que debe cubrir, cargas que debe soportar, topografía del terreno, tipo y resistencia del suelo.

2.4.3. Fundaciones

La fundación está de acuerdo al tipo de suelo que se tiene en el lugar de emplazamiento y depende de criterio del proyectista escoger entre zapatas, pilotes, cimientos corridos, o losas de fundación, para definir aquella que sea la más adecuada para la estructura.

Al realizar una fundación con zapatas aisladas se tendrá en cuenta, el esfuerzo admisible del suelo de emplazamiento y además, la existencia o no de colindantes para verificar si existirán o no zapatas medianeras o esquineras.

2.5. Diseño estructural

El diseño estructural estará de acuerdo a la idealización de la estructura, teniendo en cuenta los materiales ya establecidos. El mismo, está dividido en cuatro etapas que son:

- Estructura de sustentación de cubierta.
- Estructura de sustentación de la edificación.
- Fundaciones.
- Estructuras especiales.

El proyecto permite realizar un análisis técnico siguiendo la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87) para el diseño de sustentación de la estructura y la fundación, y el manual de diseño para maderas del grupo Andino, permitirá dimensionar la estructura de cubierta. Guiándonos en la Norma CBH-87, se empleará el programa estructural Cypecad, para el análisis y diseño de la estructura de sustentación, ya que el mismo contempla esta norma.

Métodos de diseño

Actualmente la tendencia general en el diseño de estructuras es hacia el diseño en resistencia última (caso del hormigón y del acero). Pero, debido a que por el momento no se dispone información confiable acerca del comportamiento de las maderas tropicales en las estructuras, no se puede hacer el diseño en condiciones límites.

Las estructuras de madera, para cargas de servicio, se deben diseñar por métodos de esfuerzos admisibles. Considerando básicamente los Requisitos de Resistencia y Requisitos de Rigidez.

Requisitos de Resistencia

Las estructuras de madera deben diseñarse de manera que los esfuerzos producidos por las cargas de servicio sean iguales o menores a los esfuerzos admisibles del material, es decir:

$$Esfuerzos\ Aplicados \leq Esfuerzos\ Admisibles$$

Requisitos de Rigidez

Las deformaciones deben evaluarse para las cargas de servicio. Las deformaciones de los elementos y sistemas estructurales deben ser menores o iguales que las admisibles de los distintos tipos de elementos, es decir:

$$\text{Deformaciones} \leq \text{Deformaciones Admisibles}$$

Cargas

Las estructuras de madera deben diseñarse para soportar los siguientes tipos de cargas:

- Peso propio y otras cargas permanentes, llamadas “carga muerta”.
- Sobrecargas de servicio, llamadas “carga viva”.
- Sobrecargas de sismos, vientos, granizo o nieve y temperatura.

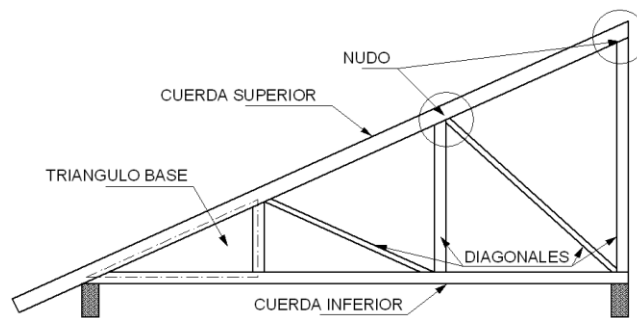
2.5.1. Estructura de sustentación de cubierta

2.5.1.1. Definición

Las cerchas son estructuras planas de perímetro en forma poligonal (En la figura 3, se muestra los componentes de una cercha), constituida por elementos longitudinales o cuerdas y barras verticales o diagonales sometidas principalmente a esfuerzos de tracción o compresión.

Dichos elementos son isostáticos y logran su estabilidad mediante una estructura base, que es el triángulo, y aseguran su estabilidad si al triángulo base se le aumenta dos barras formando un nudo, es decir: Grado estático = $2 \cdot N^{\circ}$ de nudos – N° de barras – N° de reacciones

Figura 3.- Partes de cercha
(Fuente: Elaboración Propia)



2.5.1.2. Clasificación de la madera

De acuerdo al Manual de diseño para maderas del grupo andino, las maderas fueron agrupadas en tres grupos estructurales, en función de su resistencia y densidad básica, estos grupos son:

- Grupo A.- Corresponde a maderas duras o pesadas.
- Grupo B.- Corresponde a maderas medianamente duras.
- Grupo C.- Corresponde a maderas blandas.

2.5.1.3. Recomendaciones constructivas

En general existen dos aspectos a considerar en el dimensionamiento inicial de una cercha o armadura: La forma exterior o contorno, que para una luz determinada se refiere a la altura de la cercha o su pendiente, y la distribución interna de las barras, que es función de su máxima longitud recomendable.

La ubicación de las correas que reciben la cobertura influye también en la ubicación de los nudos y por consiguiente en el número de paños.

La forma o contorno exterior depende del tipo de cobertura, las condiciones arquitectónicas de la estructura y de la luz por cubrir. Para evitar en lo posible esfuerzos por flexión de la cuerda superior es conveniente la ubicación de los nudos directamente debajo de las correas. Asimismo, para evitar el uso de secciones pesadas en las cuerdas y correas, es recomendable que la longitud de estos elementos no exceda los 2,50 metros de longitud.

En el **Cuadro N°2, Anexo A8**, se muestran algunas formas más comunes en armaduras de madera y que tienen un rango de luces económico desde los 6 a 12 metros.

Pendiente. - La pendiente de una armadura se define como la inclinación de sus aguas, es decir el ángulo que hace la cobertura con la horizontal, es decir: $Pendiente = h/L$

Donde: h = altura de la armadura.

L = longitud del tramo horizontal considerado.

En el **Cuadro N°2 Proporciones y Luces Recomendadas en Cerchas de Madera**, ubicada en el **Anexo A8**, se muestran diferentes tipos de cerchas sugeridas y adecuadas para distintos tipos de luces.

2.5.1.4. Espaciamiento

El espaciamiento más económico depende del costo relativo de las armaduras, de las correas y cobertura. El incremento en costo (en la armadura) por mayor espaciamiento es mínimo comparado con el ahorro por área cubierta.

Debe utilizarse por lo general aquel espaciamiento igual a la máxima luz que cubran las correas más económicas.

2.5.1.5. Configuración interna

La configuración de los elementos internos de la armadura debe resultar en paños tales que reduzcan el número de nudos. También los nudos deben reducirse a un mínimo debido al alto costo de mano de obra involucrado en su fabricación total. Debe considerarse, además:

- Que la esbeltez de los elementos en compresión (cuerdas y diagonales o montantes) no debe ser excesiva, ya que la capacidad de carga disminuye rápidamente con el incremento de esbeltez.
- Que la flexión en las cuerdas superiores, debido a cargas en el tramo, no debe ser excesiva ya que el efecto magnificador de la presencia simultánea de la carga axial en la barra la hace más desfavorable aún.
- Que el ángulo interno entre cuerdas y entre estas con las diagonales no sea muy pequeño, porque esto resulta en fuerzas muy grandes en las respectivas barras y requiere uniones excesivamente reforzadas.

2.5.1.6. Dimensiones mínimas

Las dimensiones reales secas de las secciones de los elementos no deben ser menores de 6,5 cm de peralte y 4 cm de ancho (2" x 3"), a menos que se usen cuerdas de elementos múltiples, en cuyo caso pueden considerarse anchos más pequeños.

2.5.1.7. Esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad

En caso de que el espaciamiento entre armaduras sea de 60 cm o menos, los esfuerzos admisibles pueden ser incrementados en un 10 por ciento y se puede usar el módulo de elasticidad promedio ($E_{prom.}$), en caso contrario, se considerarán los esfuerzos admisibles sin ningún incremento y el módulo de elasticidad mínimo ($E_{mín.}$).

2.5.1.8. Procedimiento de diseño

1º) Diseño a flexocompresión

a) Definir bases de cálculo.

- Grupo estructural de madera a utilizar.
- Cargas a considerarse en el diseño.
- Condiciones de apoyo.

b) Determinar los efectos máximos (fuerzas internas), es decir, determinar los valores de acciones internas de compresión o tracción (Normales, +N o -N), flexión (Momentos flectores $\pm M$) y de corte (Cortantes $\pm V$).

c) Establecer los esfuerzos admisibles y el módulo de elasticidad (Tablas N°3 y N°4).

d) Elegir una sección adecuada y extraer sus propiedades geométricas (Tabla N.º 2).

e) Determinar la longitud efectiva, en función de los apoyos considerados del elemento con la siguiente ecuación:

$$L_{ef} = K \cdot L$$

Donde:

L_{ef} = Longitud efectiva (m)

K = Factor de longitud efectiva, que considera el grado de empotramiento en sus extremos y se obtiene del **cuadro N° 15 Anexo A8**, (adimensional).

L = Longitud del elemento (longitud no arriostrada) (m).

f) Clasificación del elemento, empleando la siguiente ecuación:

$$Ck = \sqrt{0,4935 \frac{E_{\min}}{f_c}}$$

Donde:

Ck = Relación de esbeltez para la cual la columna, considerada como columna larga, tiene una carga admisible igual a dos tercios de la carga de aplastamiento, es decir, $2/3 \cdot A \cdot f_c$, donde:

A = Área de la sección transversal del elemento.

f_c = Esfuerzo admisible en compresión paralelo a las fibras.

E_{\min} = Módulo de elasticidad mínimo.

A continuación, se determina la relación de esbeltez dada por:

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{d} = \frac{L_{ef}}{h}$$

Donde:

λ = Relación de esbeltez (adimensional).

L_{ef} = Longitud efectiva (m).

d = h = altura real de la sección transversal (m).

Posteriormente, obtenidos los valores de Ck y de λ , se clasifica el elemento tomando en cuenta:

1°) Si $\lambda \leq 10$ el elemento se clasificara como “corto”.

2°) Si $10 < \lambda \leq Ck$ el elemento se clasificara como “intermedio”.

3°) Si $Ck < \lambda \leq 50$ el elemento se clasificara como “largo”.

Si el valor de λ , resulta mayor a 50, se debe cambiar de sección.

g) Determinación de la normal admisible, la cual se encuentra en función de la esbeltez, es decir:

Para columnas cortas:

$$N_{adm} = f_{cII} \cdot A$$

Donde:

N_{adm} = Carga axial máxima admisible (kg)

f_{cII} = Esfuerzo admisible a compresión paralela a las fibras (kg/cm²).

A = Área de la sección transversal (cm²).

Para columnas intermedia:

$$N_{adm} = f_{cII} \cdot A \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{\lambda}{C_k} \right)^4 \right)$$

Donde:

λ = Relación de esbeltez (adimensional).

C_k = Relación de esbeltez para la cual la columna, considerada como columna larga, tiene una carga admisible igual a dos tercios de la carga de aplastamiento (adimensional).

Para columnas largas:

$$N_{adm} = 0,329 \cdot \left(\frac{E \cdot A}{\lambda^2} \right)$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad (kg/cm²).

h) Cálculo de la carga crítica de Euler con:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{ef}^2}$$

Donde:

N_{cr} = Carga crítica de Euler en la dirección en que se aplican los momentos de flexión (kg).

I = Momento de inercia de la sección (cm⁴).

L_{ef} = Longitud efectiva (m).

i) Determinación del factor de magnificación del momento aplicando la siguiente ecuación:

$$K_m = \frac{1}{1 - 1,5 \cdot \frac{N}{N_{cr}}}$$

Donde:

K_m = Factor de magnificación del momento debido a la presencia de la carga axial (adimensional).

N = Carga axial debido a las cargas actuantes (kg).

j) Comprobación por flexocompresión.

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m \cdot |M|}{W \cdot f_m} < 1$$

Donde:

N = Carga axial debido a las cargas actuantes (kg).

N_{adm} = Carga axial admisible, determinado como en el punto “g” (kg).

K_m = Factor de magnificación del momento debido a la presencia de la carga axial (adimensional).

$|M|$ = Momento flector máximo (en valor absoluto) (kg·cm).

W = Módulo de la sección transversal con respecto al eje alrededor del cual se produce la flexión (cm³).

f_m = Esfuerzo máximo admisible en flexión (kg/cm²).

k) Comprobación a deflexión.

$$\Delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} < \Delta_{adm}$$

Donde:

Δ = Deflexión debido a las cargas aplicadas en el elemento (cm).

Δ_{adm} = Deflexión admisible, determinadas como en el punto “f” (cm).

q = Carga aplicada en el elemento (kg; kg/m).

l) Comprobación por corte.

$$f_v = \frac{\left(\frac{V}{L} \cdot (L-h) \right) \cdot m}{b \cdot I} < F_v$$

Donde:

f_v = Esfuerzo cortante máximo debido a las cargas aplicadas (kg/cm²).

F_v = Esfuerzo máximo admisible para corte (kg/cm²).

V = Fuerza cortante debido a las cargas aplicadas el elemento (kg).

b = Base de la sección transversal del elemento (cm).

m = Momento estático de la sección transversal (cm³) igual a: $m = \frac{b \cdot h^2}{8}$

Donde, b y h , son la base y la altura de la sección transversal respectivamente en unidades de longitud (cm).

2°) Diseño a flexotracción

a) Definir bases de cálculo.

- Grupo estructural de madera a utilizar.
- Cargas a considerarse en el diseño.
- Condiciones de apoyo.

b) Determinar los efectos máximos (fuerzas internas), es decir, determinar los valores de acciones internas de compresión o tracción (Normales, +N o -N), flexión (Momentos flectores $\pm M$) y de corte (Cortantes $\pm V$).

c) Establecer los esfuerzos admisibles y el módulo de elasticidad (Tablas N°3 y N°4).

d) Seleccionar una sección adecuada y extraer sus propiedades geométricas (Tabla N° 2).

d) Comprobación por flexotracción, los elementos sometidos a flexotracción, deben cumplir la siguiente condición.

$$\frac{N}{f_t \cdot A} + \frac{M}{W \cdot f_m} < 1$$

Donde:

N = Carga axial debido a las cargas actuantes (kg).

f_t = Esfuerzo máximo admisible en tracción (cuadro N° 2) (kg/cm²).

A = Área de la sección transversal igual a: b·h, base por altura (cm²).

W = Módulo de la sección transversal con respecto al eje alrededor del cual se produce la flexión (cm³).

f_m = Esfuerzo máximo admisible en flexión (kg/cm²).

e) Comprobación a deflexión, debe cumplir.

$$\Delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} < \Delta_{adm}$$

Donde:

Δ = Deflexión debido a las cargas aplicadas en el elemento (cm).

Δ_{adm} = Deflexión admisible, determinadas como en el punto “F” (cm).

q = Carga aplicada en el elemento (kg; kg/m).

3°) Diseño a compresión

a) Definir bases de cálculo

- Grupo estructural de madera a utilizar.
- Cargas a considerarse en el diseño.
- Condiciones de apoyo.

b) Determinar los efectos máximos (fuerzas internas), es decir, determinar los valores de acciones internas de compresión o tracción (Normales, +N o -N), flexión (Momentos flectores $\pm M$) y de corte (Cortantes $\pm V$).

c) Establecer los esfuerzos admisibles y el módulo de elasticidad (Tablas N°3 y N°4).

d) Seleccionar una sección adecuada y extraer sus propiedades geométricas (Tabla N° 2).

e) Determinar la longitud efectiva, en función de los apoyos considerados del elemento con la siguiente ecuación: $L_{ef} = K \cdot L$

Donde:

L_{ef} = Longitud efectiva (m)

K = Factor de longitud efectiva, que considera el grado de empotramiento en sus extremos y se obtiene del **cuadro N° 15, Anexo A8** (adimensional).

L = Longitud del elemento (longitud no arriostrada) (m).

f) Clasificación del elemento, empleando la siguiente ecuación:

$$Ck = \sqrt{0,4935 \frac{E_{\min}}{f_c}}$$

Donde:

Ck = Relación de esbeltez para la cual la columna, considerada como columna larga, tiene una carga admisible igual a dos tercios de la carga de aplastamiento, $2/3 A f_c$, donde:

A = Área de la sección transversal del elemento.

f_c = Esfuerzo admisible en compresión paralelo a las fibras.

E_{\min} = Módulo de elasticidad.

A continuación, se determina la relación de esbeltez dada por:

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{d} = \frac{L_{ef}}{h}$$

Donde:

λ = Relación de esbeltez (adimensional).

L_{ef} = Longitud efectiva (m).

$d = h$ = altura real de la sección transversal (m).

Posteriormente, obtenidos los valores de Ck y de λ , se clasifica el elemento tomando en cuenta:

4°) Si $\lambda \leq 10$ el elemento se clasificará como “corto”.

5°) Si $10 < \lambda \leq Ck$ el elemento se clasificará como “intermedio”.

6°) Si $Ck < \lambda \leq 50$ el elemento se clasificará como “largo”.

Si el valor de λ , resulta mayor a 50, se debe cambiar de sección.

g) Determinación de la normal admisible, la cual se encuentra en función de la esbeltez, es decir:

Para columnas cortas:

Donde:
$$N_{adm} = f_{cII} \cdot A$$

N_{adm} = Carga axial máxima admisible (kg)

f_{cII} = Esfuerzo admisible a compresión paralela a las fibras (kg/cm²).

A = Área de la sección transversal (cm²).

Para columnas intermedia:

Donde:
$$N_{adm} = f_{cII} \cdot A \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{\lambda}{C_k} \right)^4 \right)$$

λ = Relación de esbeltez (adimensional).

C_k = Relación de esbeltez para la cual la columna, considerada como columna larga, tiene una carga admisible igual a dos tercios de la carga de aplastamiento (adimensional).

Para columnas largas:

Donde:
$$N_{adm} = 0,329 \cdot \left(\frac{E \cdot A}{\lambda^2} \right)$$

E = Módulo de elasticidad (kg/cm²).

h) Comprobación por compresión, los elementos sometidos a compresión deben cumplir:

Donde:
$$N_{adm} > N$$

N_{adm} = Normal admisible determinada en el anterior punto, y que puede ser para un elemento largo, uno intermedio o un corto (kg).

N = Fuerza axial de compresión ocasionada por las cargas actuantes en el elemento (kg).

4°) Diseño a tracción

a). - Definir bases de cálculo.

- Grupo estructural de madera a utilizar.
- Cargas a considerarse en el diseño.
- Condiciones de apoyo.

- b) Determinar los efectos máximos (fuerzas internas), es decir, determinar los valores de acciones internas de compresión o tracción (Normales, +N o -N), flexión (Momentos flectores $\pm M$) y de corte (Cortantes $\pm V$).
- c) Establecer los esfuerzos admisibles, módulo de elasticidad Tablas N°3 y N°4).
- d) Seleccionar una sección adecuada y extraer sus propiedades geométricas (Tabla N° 2).
- e) Comprobación por fuerza axial de tracción, los elementos sometidos a tracción, deben cumplir la siguiente condición.

$$A_{crit} < A$$

Donde:

A = Área de la sección transversal del elemento (cm^2).

A_{crit} = Área mínima (crítica) necesaria para soportar las acciones debidas a las cargas actuantes en el elemento (cm^2), y es igual a:

$$A_{crit} = \frac{N}{f_t}$$

Donde:

N = Fuerza axial de compresión ocasionada por las cargas actuantes en el elemento (kg).

f_t = Esfuerzo máximo admisible a tracción (kg/cm^2).

5°) Diseño a flexión esviada

- a) Definir bases de cálculo.
 - Grupo estructural de madera a utilizar.
 - Cargas a considerarse en el diseño.
 - Condiciones de apoyo.
- b) Determinar los efectos máximos (fuerzas internas), es decir, determinar los valores de acciones internas de compresión o tracción (Normales, +N o -N), flexión (Momentos flectores $\pm M$) y de corte (Cortantes $\pm V$).
- c) Establecer esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad (Tablas N°3 y N°4).
- d) Seleccionar una sección adecuada y extraer sus propiedades geométricas.
- e) Comprobación a flexión.

$$f_m \leq \frac{M_x}{W_y} + \frac{M_y}{W_x}$$

Donde:

W_x, W_y = Módulo de sección, en dirección del eje “x” y “y” (cm^3).

M_x, M_y = Momento debido a las cargas actuantes en el elemento, en dirección del eje “x” y “y” respectivamente ($\text{kg}\cdot\text{cm}$), y son igual a:

$$M_x = \frac{P_{Ty} \cdot L^2}{8} \qquad M_y = \frac{P_{Tx} \cdot L^2}{8}$$

Donde:

P_{Tx}, P_{Ty} = Sumatoria de cargas (carga de peso propio, carga de cielo raso, carga de ciento, sobrecarga de uso, etc.) en dirección de los ejes “x” y “y” respectivamente (kg).

L = Longitud del elemento en cuestión (luz de cálculo) (m).

A continuación, se muestra un esquema de la dirección de los ejes ortogonales “x”, “y” y “z” y sus momentos respectivos.

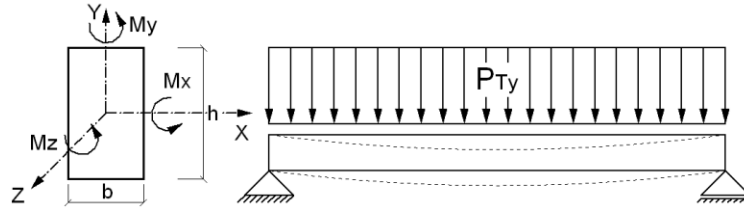


Figura N°4: Esquema dirección de ejes ortogonales (Autoría Propia)

f) Comprobación a deflexión, debe cumplir.

$$\Delta_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_i \cdot L^4}{E \cdot I_i} < \Delta_{adm_i}$$

Donde:

Δ = Deflexión debido a las cargas aplicadas en el elemento (cm).

Δ_{adm} = Deflexión admisible, determinadas como en el punto “f” (cm).

$q = P_T$ = Sumatoria de carga aplicada en el elemento (kg).

i = Sufijo, el cual puede asumir los valores de “x” y “y”, cuando corresponda, debido a que la comprobación de la deflexión debe ser en las dos direcciones (adimensional).

h) Comprobación por corte, debe cumplir.

$$f_{vi} = \frac{\left(\frac{V_i}{L} \cdot (L - h_i) \right) \cdot m_i}{b_i \cdot I_i} < F_v$$

Donde:

f_v = Esfuerzo cortante máximo por las cargas aplicadas (kg/cm^2).

F_v = Esfuerzo máximo admisible para corte (kg/cm^2).

V = Fuerza cortante debido a las cargas aplicadas el elemento (kg).

b = Base de la sección transversal del elemento (cm).

m = Momento estático de la sección transversal (cm³) igual a: $m = \frac{b \cdot h^2}{8}$

Donde, b y h, son la base y la altura de la sección transversal respectivamente en unidades de longitud (cm).

i = Sufijo, el cual puede asumir los valores de “x” y “y”, cuando corresponda (adimensional).

6°) Diseño de uniones.

a) Definir bases de cálculo.

- Grupo estructural de madera a utilizar.

- Cargas a considerarse en el diseño.

b) Determinar los efectos máximos (fuerzas internas), es decir, hallar los valores de acciones internas de compresión o tracción (Normales, +N o -N).

c) En base al diseño en los puntos 1°, 2°, 3°, 4° y 5°, adoptar la sección determinada en estos puntos.

d) Con la sección y tipo de madera adoptadas, asumir las propiedades siguientes:

l = b = Base de la sección adoptada del elemento para el cual se está determinando el número de pernos (cm).

d = Diámetro del perno a emplear en la unión (Pulgadas).

e) Determinación de la carga admisible.

Con los valores de “l”, “d” y el grupo de madera, se obtienen las cargas “P” y “Q” de la **Tabla N°15 Cuadro de Cargas P y Q Anexo A8**.

Donde:

P = Carga admisible para el caso en que la fuerza en la unión siga la dirección del grano (kg).

Q = Carga admisible cuando la fuerza es paralela al grano del elemento, pero perpendicular al grano del elemento al cual se une, o viceversa (kg).

Los valores de “P” y “Q” obtenidos en la **Tabla N°15**, corresponden a una situación límite, cuando el ángulo entre elementos a ser unidos es de 90 grados; para valores intermedios, la carga admisible será dada por ecuación de Hankinson:

$$N_{adm} = \frac{P \cdot Q}{P \cdot \text{sen}^2 \alpha + Q \cdot \text{cos}^2 \alpha}$$

Donde:

α = Ángulo formado entre granos de los elementos a ser unidos (kg).

A continuación, se muestra un esquema de la dirección de las fuerzas admisibles “P” y “Q” y del ángulo α .

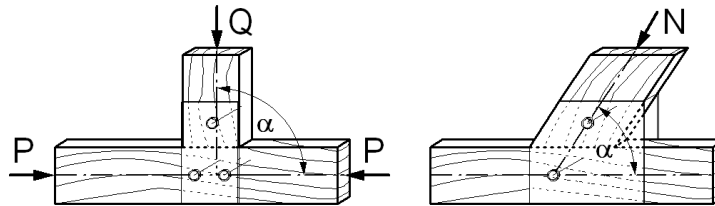


Figura N°5: Esquema dirección de fuerzas P y Q (Elaboración Propia)

f) Determinación del número de pernos

$$\# \text{Pernos} = \frac{N}{N_{adm}}$$

Donde:

N = Fuerza normal debida a las cargas actuantes en el elemento (kg).

N_{adm} = Carga admisible, determinada en el punto “5”, y que está en función del tipo de madera, base de la sección, diámetro del perno e inclinación de las fuerzas actuantes en el nudo (kg).

g) Espaciamientos mínimos

Una vez determinado el número de pernos, se debe disponer los mismos de tal manera que satisfagan los espaciamientos mínimos mostrados en la Figura N°6, por otro lado, de presentarse uniones con más de un perno, deberá de aplicarse un factor de reducción de carga, el mismo que está en función del número de pernos ubicados en forma paralela y no así, del número total de pernos en la unión, los factores de reducción se encuentran en la **Tabla N°6 Factores de Reducción de Carga Anexo A8**, y se muestra un esquema de la definición de la línea de pernos en la Figura N°7.

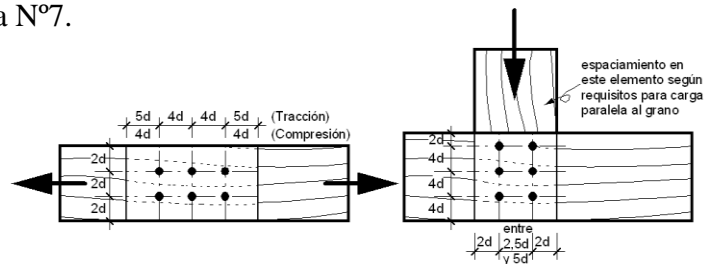


Figura N°6: Espaciamientos mínimos (Autoría Propia)

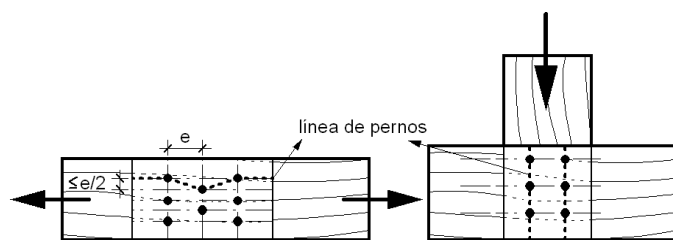


Figura N°7. Definición de línea de pernos (Autoría Propia)

2.5.2. Estructura de sustentación de la edificación

2.5.2.1. Hormigones

La composición elegida para la preparación de los hormigones, deberá estudiarse previamente con el fin de que queden garantizadas: la obtención de hormigones cuyas características mecánicas y de durabilidad satisfagan las exigencias del proyecto, además de la conservación de las características requeridas a lo largo del tiempo.

La resistencia a compresión del hormigón se la obtiene a partir de los resultados de ensayos de ruptura por compresión, en número igual o superior a dos, realizados sobre probetas normalizadas, fabricadas a partir de la amasada, conservadas y ensayadas.

2.5.2.2. Resistencia a compresión

La resistencia característica del hormigón es el resultado de un control estadístico realizado con probetas de ensayo cuyo resultado sigue una curva de distribución de frecuencias (curva de Gauss), el valor obtenido, es un valor con un 95 % de probabilidad de ocurrencia.

Se adopta como resistencia característica del hormigón a compresión “ f_{ck} ”, a la resistencia que alcanza el hormigón a los 28 días. Una manera de determinar la resistencia a compresión a j días, es mediante la **Tabla N°6 Coeficientes de Conversión de la Resistencia a la Compresión Respecto a Probetas del Mismo Tipo a Diferentes Edades Anexo A.8.**

2.5.2.3. Resistencia a tracción

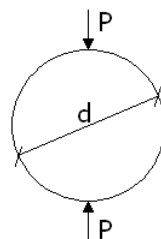
La resistencia a tracción es determinada a partir de ensayos con probetas. Esta resistencia bien puede determinarse mediante el ensayo brasileño, que utiliza probetas cilíndricas, de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, de 28 días de edad, el ensayo se realiza según la disposición indicada en la Figura N°8, por lo que la rotura se produce por hendimiento.

Figura N°8:

Ensayo resistencia a tracción del hormigón

(Fuente: Libro Jiménez Montoya

“Hormigón Armado” 15° edición)



Una manera de determinar la resistencia a tracción a j días, teniendo el valor de la resistencia a los 28 días, es mediante la **Tabla N°7 Coeficientes de Conversión de la Resistencia a Tracción Respecto a Probetas del Mismo Tipo a Diferentes Edades Anexo A.8.**

Por el hecho de que la resistencia a tracción es mínima, para el cálculo se la desprecia, asumiendo que el hormigón no tiene resistencia a tracción.

2.5.2.4. Valor mínimo de la resistencia

La resistencia a compresión del proyecto f_{ck} , en ningún caso será inferior a 12,5 MPa (125 kg/cm²).

2.5.2.5. Clasificación de los hormigones, según su resistencia

Los hormigones se tipifican, de acuerdo con su resistencia de proyecto a compresión a los 28 días, en probetas cilíndricas normales, según la siguiente serie:

H 12,5; H 15; H 17,5; H 20; H 21; H 25; H 30; H 35; H 40; H 45; H 50; H 55

Donde las cifras corresponden a las resistencias de proyecto f_{ck} , en MPa.

Los tipos H 12,5 a H 25 se emplean generalmente, en estructuras de edificación y los restantes de la serie se aplican en obras importantes de ingeniería y en prefabricación.

2.5.2.6. Resistencia de cálculo

Se considerará como resistencias de cálculo, o de diseño del hormigón (en compresión “ f_{cd} ” o en tracción “ $f_{ct,d}$ ”), el valor de la resistencia característica adoptada “ f_{ck} ” para el proyecto, dividido por un coeficiente de minoración γ_c , es decir: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$

Donde:

γ_c = coeficiente de minoración.

Cuando se trate de elementos hormigonados verticalmente, como muros o columnas, la resistencia de cálculo deberá reducirse además en un 10 %, para tener en cuenta la disminución de calidad que el hormigón de estas piezas experimenta por efecto de su modo de puesta en obra y compactación.

2.5.2.7. Diagrama real, tensión – deformación

El diagrama real, tensión-deformación, presenta formas generales del tipo esquemáticamente mostrado en el **Cuadro N°3 Diagrama Real Tensión-Deformación del Hormigón Anexo A8.** Según la naturaleza de los constituyentes y la velocidad de deformación, la abscisa correspondiente a la máxima ordenada está comprendida entre 2 por mil y 2,5 por mil, el

acortamiento último ε_{cu} , oscila alrededor de 3,5 por mil y la tensión última σ_{cu} , está comprendida entre 0,75 y 0,85 f_c .

Dada la dificultad de la determinación del diagrama real, tensión-deformación del hormigón, a nivel de valores de cálculo, en la práctica se utiliza cualquiera de los diagramas simplificados el cual se describe a continuación.

2.5.2.8. Diagrama de cálculo tensión – deformación

Para el cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales en los estados límites últimos y de acuerdo al grado de precisión requerido y según la naturaleza del problema de que se trate, se puede adoptar uno de los diagramas siguientes, llamándose la atención respecto a que dichos diagramas no sirven para la determinación del módulo de deformación longitudinal:

1º) **Diagrama Parábola-Rectángulo:** Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo y que se muestra en el **Cuadro N° 4 Diagrama de Cálculo, Tensión-Deformación Anexo A8**.

El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por mil (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3,5 por mil (deformación de rotura del hormigón, en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a 0,85 f_{cd} . La ecuación de la parábola es:

$$\sigma_c = 850 f_{cd} \cdot \varepsilon_c (1 - 250 \varepsilon_c)$$

Donde:

ε_c = Deformación del hormigón y está expresado en fracción decimal

σ_c = Tensión del hormigón(kg/cm²).

2º) **Diagrama Rectangular:** Formado por un rectángulo cuya profundidad $\lambda(x) \cdot h$ e intensidad $\eta(x) \cdot f_{cd}$, dependen de la profundidad del eje neutro “x” y de la resistencia del hormigón “ f_c ”, y se muestra en el **Cuadro N° 4.1 Diagrama Rectangular Anexo A8**.

2.5.2.9. Módulos de deformación longitudinal

Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial E_0 del hormigón (pendiente de la tangente en el origen de la curva real σ - ε), a la edad de j días, puede tomarse igual a:

$$E_0 = 21000 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2.$$

$$E_0 = 6640 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad ; \quad \text{en MPa.}$$

Donde:

f_{cj} = resistencia característica a compresión del hormigón a j días de edad.

Como módulo instantáneo de deformación longitudinal, secante, E_s (pendiente de la secante), se adoptará:

$$E_s = 6000 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad ; \quad \text{en MPa.}$$
$$E_s = 0,90 \cdot E_0$$

Válido siempre que las tensiones en condiciones de servicio no sobrepasen el valor de $0,5 f_{cj}$ en esta expresión debe introducirse f_{cj} en MPa.

Como valor medio del módulo secante de la deformación longitudinal del hormigón E_{cm} , se adoptará el dado por la siguiente expresión:

$$E_{cm} = 44000 \cdot (f_{ck} + 80)^{1/3} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2.$$
$$E_{cm} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad ; \quad \text{en MPa.}$$

Normalmente, f_{ck} está referido a la edad de 28 días y por consiguiente el valor de E_{cm} corresponde a dicha edad. Sin embargo, puede utilizarse igualmente la misma expresión para deducir E_{cm} a partir de una resistencia $f_c(t_0)$, correspondiente a una edad t_0 , dada. Cuando se trate de cargas duraderas o permanentes podrá tomarse como valor de E los dos tercios de los valores anteriores, en climas húmedos, y los dos quintos, en climas secos.

2.5.2.10. Aceros

Las armaduras para el hormigón serán de acero y estarán constituidas por: barras lisas o barras corrugadas.

Los diámetros nominales en milímetros de las barras lisas y corrugadas que se utiliza en el proyecto y construcción de obras de hormigón armado, serán exclusivamente los siguientes, con las áreas en cm^2 que se indican en la Tabla N°8 *Diámetros y Áreas de Aceros (Barras Lisas Y Corrugadas)* **Anexo A8**.

Las barras no presentarán defectos superficiales, grietas ni sopladuras.

Se considerará como límite elástico del acero (f_y), al valor de la tensión que produce una deformación remanente del 0.2 %. Donde f_y , viene a ser la máxima tensión que puede soportar el material sin que produzcan deformaciones plásticas.

2.5.2.11. Barras lisas

Son aquellas que no cumplen con las condiciones de adherencia, y para su utilización como armaduras de hormigón debe cumplir con lo siguiente:

- 1º) Carga unitaria de rotura del acero (f_s) comprendida entre 330 y 490 MPa.
- 2º) Límite elástico f_y igual o superior a 215 MPa.
- 3º) Alargamiento de rotura, en tanto por ciento, medido sobre base de 5 diámetros, igual o superior a 23.
- 4º) Ausencia de grietas después del ensayo de doblado simple a 180°.
- 5º) Ausencia de grietas después del ensayo de doblado-desdoblado a 90°.

2.5.2.12. Barras corrugadas

Son las que presentan en el ensayo de adherencia por flexión, una tensión media de adherencia (τ_{bm}) y una tensión de rotura de adherencia (τ_{bu}) que cumplen las dos condiciones siguientes:

- 1º) Diámetros menores a 8 mm:

$$\tau_{bm} \geq 7 \text{ MPa.} \quad ; \quad \tau_{bu} \geq 11,5 \text{ MPa.}$$

- 2º) Diámetro de 8 a 32 mm, ambos inclusive:

$$\tau_{bm} \geq 8 - 0,12 \cdot \emptyset \text{ MPa.} \quad , \quad \tau_{bu} \geq 13 - 0,20 \cdot \emptyset \text{ MPa.}$$

Donde: \emptyset = diámetro en mm.

- 3º) Diámetros superiores a 32 mm:

$$\tau_{bm} \geq 4 \text{ MPa.} \quad ; \quad \tau_{bu} \geq 7 \text{ MPa.}$$

Los anteriores valores tienen aplicación para determinar la resistencia de cálculo para adherencia (τ_{bd}).

Las barras deben cumplir las características mecánicas mínimas mostradas en la **Tabla N°9 Características Mecánicas Mínimas Garantizadas de las Barras Corrugadas Anexo A8**.

2.5.2.13. Resistencia característica

La resistencia característica del acero f_{yk} , se define como el cuantil 5% del límite elástico en tracción (aparente f_y , o convencional al 0,2%, $f_{0,2}$).

2.5.2.14. Resistencia de cálculo

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

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

Donde:

f_{yk} = Resistencia característica de proyecto del acero.

γ_s = Coeficiente de minoración.

La anterior expresión es válida, tanto para tracción como para compresión.

2.5.2.15. Diagramas tensión-deformación

Diagrama de proyecto tensión-deformación es el que se adopta como base de los cálculos, a un nivel de confianza del 95 %.

Diagrama característico tensión-deformación del acero, en tracción, es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no mayores del 10 por mil, presentan un nivel de confianza del 95 % con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción y se muestra en el **Cuadro N°5 Diagramas Tensión-Deformación del Acero Anexo A8**.

2.5.2.16. Diagramas de cálculo tensión-deformación

Los diagramas de cálculo tensión-deformación del acero se deducen de los diagramas de proyecto, mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke de razón igual a: $1/\gamma_s$. La deformación del acero en tracción se limita al valor 10 por mil, y la de compresión, al valor 3,5 por mil. Los diagramas de cálculo tensión deformación se muestran en el **Cuadro N°6 Diagramas de Cálculo Tensión-Deformación del Acero Anexo A8**.

2.5.2.17. Módulo de deformación longitudinal

Para todas las armaduras nombradas anteriormente, como módulo de deformación longitudinal se tomará:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

2.5.2.18. Dominios de deformación

Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres puntos, A, B o C, según se muestra en el **Cuadro N°7 Dominios de Deformación Anexo A8**.

Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir los siguientes dominios:

- a) **DOMINIO 1:** Tracción simple o compuesta. Toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado, del 10 por mil.
- b) **DOMINIO 2:** Flexión simple o compuesta. El acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A.

- c) **DOMINIO 3:** Flexión simple o compuesta. La resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión de hormigón: $\epsilon_{cu} = 3,5$ por mil.
- d) **DOMINIO 4:** Flexión simple o compuesta. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ϵ_y y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3,5 por mil.
- e) **DOMINIO 4.a:** Flexión compuesta. Todas las armaduras están comprendidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto B.
- f) **DOMINIO 5:** Compresión simple o compuesta. Ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión: $\epsilon_{cu} = 2$ por mil.

2.5.2.19. Estados límites últimos

La denominación de los estados límites últimos engloba todos aquellos correspondientes a una puesta de servicio de la estructura, ya sea por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella. Los estados límites incluyen:

- g) **Estado límite de equilibrio:** definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.
- h) **Estados límites de agotamiento o de rotura:** definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura.
- i) **Estado límite de inestabilidad o de pandeo:** de una parte o del conjunto de la estructura.
- j) **Estado límite de adherencia:** caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea.
- k) **Estado límite de anclaje:** caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de las cargas dinámicas.

En estados límites últimos, los coeficientes de minoración de la resistencia serán los que se muestran en la **Tabla N°10 Coeficientes de Minoración de la Resistencia de los Materiales Anexo A8**.

Por lo tanto, los coeficientes de seguridad para el estado de límite último son:

- 1º) Coeficiente de minoración del acero..... $\gamma_s = 1,15$
- 2º) Coeficiente de minoración del hormigón..... $\gamma_c = 1,50$
- 3º) Coeficiente de mayoración de carga muerta..... $\gamma_{fg} = 1,60$
- 4º) Coeficiente de mayoración de carga viva..... $\gamma_{fq} = 1,60$

2.5.2.20. Estados límites de servicio

Se incluyen bajo la denominación de estados límites de utilización todas aquellas situaciones de la estructura para las que, la misma queda fuera de servicio, por razones de durabilidad, funcionales o estéticas. Por razón de durabilidad se incluye el estado límite de fisuración controlada, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite.

- a) **Estado límite de deformación:** caracterizado por el alcanzarse una determinada deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura.
- b) **Estado límite de vibraciones:** caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia de la estructura.

Por razones estéticas los estados límites de servicio pueden identificarse con los de aparición y abertura de fisuras, o con el de deformación.

Los coeficientes de seguridad para el estado de límite de servicio tendrán un valor de uno (1) en todos los casos.

2.5.2.21. Establecimiento de acciones de cálculo

Para el establecimiento de acciones de cálculo, se procederá a escoger las acciones correspondientes a la estructura. Para los estados límites últimos:

Acciones directas

- 1º) Cargas permanentes: si su efecto es desfavorable se tomará el valor mayorado con los coeficientes respectivos de mayoración aplicando simultáneamente a todas las acciones que actúen sobre la estructura. Si su efecto es favorable el coeficiente será de 0,9 aplicado simultáneamente a todas las acciones que actúen sobre la estructura.
- 2º) Cargas variables: si su efecto es desfavorable se tomará el valor mayorado con los coeficientes respectivos de mayoración, si su efecto es desfavorable será cero (0).

Acciones indirectas: las que tengan carácter de permanencia, como son a veces las reológicas y los movimientos impuestos, se tratarán como cargas permanentes. Las que no tengan este carácter, se tratarán como cargas variables.

Para los estados límites de servicio: para cualquier tipo de acción se tomará el valor característico con un coeficiente igual a uno (1).

2.5.2.22. Sobrecargas de uso

La sobrecarga de uso de un elemento resistente es el peso de todos los objetos que pueden gravitar sobre el por razón de su uso: personas, instalaciones, mobiliario, vehículos, etc.

Para cada parte de la estructura se elegirá un valor de sobrecarga de uso adecuado al destino que vaya a tener en su puesta a servicio, de acuerdo a los valores de la **Tabla N°11 Sobrecargas de Uso Anexo A8**.

2.5.2.23. Hipótesis de carga más desfavorable

Cuando la reglamentación específica de las estructuras no indique otra cosa se aplicarán las hipótesis de carga enunciadas a continuación.

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procede de la siguiente forma, partiendo de las acciones de cálculo. Para cada estado límite que se trate, se consideraran las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

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 o uso, 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. En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará:

$$W_{eq} = 0,25W.$$

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

2.5.2.24. Elementos estructurales

1º) VIGAS

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

Para determinar las máximas solicitaciones en los elementos viga, se debe cargar la estructura de la manera mostrada en el **CUADRO N°8 Actuación de la Carga Para Obtener los Máximos Momentos Positivos en Tramos Cargados Anexo A8**.

Por otro lado, para la obtención de los máximos momentos negativos en los apoyos de las vigas principales se debe cargar la estructura como se observa en el **CUADRO N°9 Actuación de la Carga Para Obtener el Máximo Momento Negativo en el Punto A Anexo A8**.

ARMADURA LONGITUDINAL.

Los pasos para el diseño y cálculo de la armadura en vigas son las siguientes:

- a) Determinación del momento de diseño M_d :

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

M_d = Momento de diseño (kg·cm).

M =Momento debido a las cargas actuante en la estructura (kg·cm).

- b) Luego calculamos el momento reducido de cálculo μ :

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

Donde:

μ = Momento reducido de cálculo (adimensional).

b_w = Espesor de la base del elemento diseñado (cm).

d = Canto útil de la sección, que viene a ser: la distancia entre el eje neutro de la armadura a determinarse y la cara opuesta de la sección del electo (cm).

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón (kg/cm²)

- c) Con el momento reducido, se determina la cuantía geométrica, mediante la **Tabla N°12 Tabla Universal para Flexión Simple O Compuesta Aceros de Dureza Natural para Valores Límites Anexo A8**.

Con el valor obtenido de la **Tabla N°12**, se determinar la armadura necesaria con la siguiente ecuación:

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

Donde:

A_s = Área de acero necesaria para soportar las solicitaciones (cm²).

w_s = Cuantía geométrica necesaria (adimensional).

f_{yd} = Resistencia de diseño del acero (kg/cm²)

- d) A continuación, se debe calcular el área mínima de acero que necesita la pieza, para esto, se determina la cuantía geométrica mínima referida a la sección total de hormigón, mediante el uso de la **Tabla N°13 Tabla Universal para Flexión Simple O Compuesta Aceros de Dureza Natural Anexo A8**.
- e) Con la cuantía geométrica mínima se determina la armadura mínima de acero necesaria, la misma que está en función de la sección de la pieza.

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

- f) Finalmente, el área de armadura final será la mayor de entre los dos valores encontrados anteriormente.

ARMADURA TRANSVERSAL

Para el cálculo de la armadura transversal en vigas realizamos lo siguiente:

- a) Determinación de la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante mediante la siguiente ecuación.

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

f_{vd} =Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante (kg/cm²).

f_{cd} =Resistencia de cálculo del hormigón a compresión (kg/cm²).

- b) Determinación de contribución del hormigón a esfuerzo cortante.

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

V_{cu} = Contribución del hormigón a esfuerzo cortante (kg).

b_w = Espesor de la base del elemento diseñado (cm).

d = Canto útil de la sección, que viene a ser: la distancia entre el eje neutro de la armadura a determinarse y la cara opuesta de la sección del electo (cm).

- c) Una vez determinado el valor de V_{cu} , se debe comparar este valor con el valor de V_d , otorgándonos dos resultados, siendo estos los siguientes:

Si:
$$V_d \leq V_{cu}$$

Se debe determinar una armadura mínima.

$$\text{Si: } V_d \geq V_{cu}$$

Se debe determinar el valor de “ V_{ou} ”, siendo este el valor de la cortante límite de aplicación de la sección de hormigón.

d) Determinación de la armadura mínima

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

Donde:

A_{smin} = Armadura mínima para la sección (cm^2).

t = Longitud de aplicación de la armadura igual a 100cm (cm).

f_{yd} = Resistencia de diseño del acero (kg/cm^2)

e) Determinación de V_{ou}

$$\text{Donde: } V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{ou} = Cortante límite de aplicación de la sección de hormigón (kg).

Si el valor de V_{ou} resulta mayor al valor de la cortante de diseño, se debe cambiar la sección de hormigón de la pieza.

f) Cálculo del área de acero necesaria.

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

Donde:

A_s = Área de acero necesaria para la sección (cm^2).

V_{su} = Contribución del acero a esfuerzo cortante igual a (kg):

$$\text{Donde: } V_{su} = V_d - V_{cu}$$

V_d = Cortante de diseño (kg).

g) Finalmente, 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 estribo, se debe dividir el área encontrada entre el número de piernas.

2º) COLUMNAS

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

El armadura de las columnas suelen estar constituidas por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están

encargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante y de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón en planos inclinados. Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia.

Las columnas son elementos estructurales generalmente de hormigón armado donde el esfuerzo principal es el nominal. Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada y la rectangular las columnas pueden clasificarse en columnas Cortas, y columnas largas.

Para su clasificación, se requiere conocer su longitud de pandeo, la misma que se determina utilizando la siguiente ecuación: $l_0 = k \cdot l$

Donde:

l_0 = Longitud de pandeo del elemento (m).

k = Coeficiente de pandeo (adimensional).

Para obtener el valor de k , se debe ingresar con los valores de ψ_A y ψ_B al **Cuadro N°10 Nomogramas que Ofrecen la Longitud de Pandeo en Soportes de Pórticos Anexo A8**. Los valores de ψ_A y ψ_B se obtienen con la siguiente ecuación.

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

Donde:

$\Psi_A = \Psi_B$ =Coeficientes de rigidez en dirección “x” y “y”, que corresponden a la base (B) y cabeza (A) de las columnas respectivamente (adimensional).

l = Longitud del elemento ya sea viga o columna respectivamente (m).

E = Módulo de elasticidad del hormigón (kg/cm^2).

I = Momento de inercia de la sección (cm^4).

Resistencia del hormigón para columnas

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

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Clasificación de columnas

a) Clasificación

La definición de ya sea una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma; siendo así, si la esbeltez es menor a 35 se trata de una columna corta, y si es mayor se trata de una columna larga, es decir:

$$\lambda < 35 \Rightarrow \text{columna corta}$$

$$\lambda > 35 \Rightarrow \text{columna larga}$$

b) Esbeltez

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

$$\lambda = \frac{K \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

Donde:

λ = Esbeltez del elemento (adimensional).

l = longitud del elemento (cm).

K = coeficiente de pandeo para la pieza en la dirección en que estamos haciendo el cálculo (adimensional).

A = Área de la sección transversal de la columna (cm²)

I = Momento de inercia de la sección transversal del elemento en la dirección en que estamos analizando (cm⁴).

c) Excentricidad mínima de cálculo

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

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

CÁLCULO DE LA ARMADURA LONGITUDINAL

Para piezas sin pandeo y solicitadas por carga axial.

En caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas y para un acero de dureza natural, la resistencia máxima de la columna es:

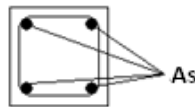


Figura N° 9: Sección transversal de columna (Elaboración Propia)

$$\gamma_n \cdot N_d \leq N_u = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h + A_s \cdot f_{yd} \quad ; \quad \gamma_n = \frac{b+6}{b} \geq 1,15$$

Despejando A_s de la ecuación:

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

Donde:

A_s = Área total de acero necesaria (cm²).

N_u = Esfuerzo axial de agotamiento (kg).

N_d = Esfuerzo axial de diseño (kg).

γ_n = Coeficiente complementario de mayoración de cargas (Adim.).

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

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

Para piezas con pandeo y/o solicitadas por momento flector.

Proceso de cálculo de armadura

- a) Cálculo de los valores de los coeficientes de rigidez de la pieza, mediante la siguiente ecuación:

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

Donde:

$\Psi_A = \Psi_B$ = Coeficientes de rigidez en dirección “x” y “y”, que corresponden a la base (B) y cabeza (A) de las columnas respectivamente (adimensional).

l = Longitud del elemento ya sea viga o columna respectivamente (m).

E = Módulo de elasticidad del hormigón (kg/cm²).

I = Momento de inercia de la sección (cm⁴).

- b) Con los valores de los coeficientes de rigidez Ψ_A y Ψ_B , tanto de dirección “x”, como en “y”, se ingresa a la gráfica del **Cuadro N° 10 Nomogramas que Ofrecen la Longitud de Pandeo Anexo A8** para obtener los valores del coeficiente de pandeo “K”, ya sea en la dirección “x” o “y”. Una vez obtenidos los valores del coeficiente K, siempre se debe elegir aquel de mayor valor de entre el obtenidos en las direcciones “x” y “y” para el diseño.

- c) Determinación de la longitud de pandeo, mediante la siguiente ecuación.

$$\text{Donde:} \quad l_0 = L \cdot K$$

l_0 = Longitud de pandeo (m).

L = Longitud del elemento (m).

d) Cálculo de la esbeltez geométrica, mediante:

$$\lambda_g = \frac{l_0}{h}$$

Donde:

λ_g = Esbeltez geométrica (adimensional).

h = Dimensión de la columna en la dirección que se desea comprobar (m).

Si el valor de λ_g es mayor a 10, existirá excentricidad de primer orden, caso contrario, se seguirá con el procedimiento de cálculo para columnas cortas.

e) Excentricidad de primer orden.

$$e_{oi} = \frac{M_{di}}{N_d}$$

Donde:

e_0 = Excentricidad de primer orden (cm).

M_d = Momento flector de diseño (kg·m).

N_d = Normal de diseño (kg).

i = Sufijo, el cual puede asumir los valores de “x” y “y”, cuando corresponda (adimensional).

Del resultado anterior, ya sea para “x” o “y”, se asumirá el mayor valor.

f) Excentricidad ficticia

$$e_a = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_0}{h + 10 \cdot e_0} \cdot \frac{l_0^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

Donde:

e_a = Excentricidad ficticia (cm).

f_{yd} = Resistencia de diseño del acero (kg/cm²).

g) Excentricidad total

Donde:

$$e_T = e_0 + e_a$$

e_T = Excentricidad total (cm).

h) Axil reducido

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

Donde:

v = Axil reducido (adimensional).

N_d = Normal de diseño (kg).

h y b = Dimensiones de los lados de la columna (cm).

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón (kg/cm²).

i) Momento reducido

El valor del momento reducido se debe determinar en las direcciones “x” y “y”, mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Donde: } \mu_x = \frac{N_d \cdot e_T}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} \quad ; \quad \mu_y = \frac{N_d \cdot e_T}{h^2 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

μ_x y μ_y = Momentos reducidos en dirección “x” y “y” (adimensional).

Para el diseño de la pieza se asumirá el mayor de entre los dos valores.

j) Cuantía mecánica

La cuantía mecánica “ ω ”, se obtiene de ábacos (**Anexo A.8, Cuadro N°11 Ábaco en roseta para flexión esviada**), ingresando con el valor del momento reducido (μ), y del axil reducido (ν), entonces tenemos:

k) Armadura necesaria

El área de acero necesaria para la pieza se obtiene mediante la siguiente ecuación.

$$\text{Donde: } A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

ω = Cuantía mecánica (adimensional).

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón (kg/cm^2).

h y d = Dimensiones de los lados de la columna (cm).

l) Armadura mínima

El área de acero mínima para la pieza se obtiene mediante la siguiente ecuación.

$$A_{s\min} = 0,008 \cdot h_x \cdot h_y = 0,008 \cdot h \cdot b$$

Donde:

$h_x=h_y=h=b$ = Dimensión de los lados de la pieza (cm).

m) Finalmente, el área de acero a emplear en la pieza de diseño, será la mayor de entre la armadura mínima (punto “l”) y la necesaria (punto “k”).

CÁLCULO DE LA ARMADURA TRANSVERSAL

Para el cálculo de la armadura transversal en las columnas, se tomará los siguientes parámetros:

a) Separación; será la menor de entre los siguientes:

$$s \leq \begin{cases} 0,85 \cdot d \\ 15 \cdot \phi_{AsLong} \\ 30cm \end{cases}$$

Donde:

s = Separación entre estribos (cm).

d = Dimensión menor de la sección transversal de la pieza (cm).

$\phi_{AsLong.}$ = Diámetro de la armadura longitudinal (cm).

b) Diámetro; el diámetro de la armadura transversal será:

$$\phi_{Estribo} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} \cdot \phi_{AsLong} \\ 6mm \end{cases}$$

Donde:

$\phi_{estribo}$ = Diámetro de los estribos (cm).

$\phi_{AsLong.}$ = Diámetro de la armadura longitudinal (cm).

El diámetro de la armadura transversal (estribos), jamás será menor a 6mm.

3º) LOSAS

Para la estructura del Centro de Salud, se dispondrá de losas alivianadas de hormigón armado con viguetas de hormigón pretensado.

Determinación de la Armadura de Refuerzo Negativa.

Para determinar la armadura negativa, se utilizará el mismo procedimiento empleado en el diseño de vigas de hormigón armado, con la única diferencia de que se asumirá una base “b”, igual a 1 metro (100 cm).

Determinación de la Armadura en las Viguetas.

El procedimiento de determinación del área de acero se describe a continuación:

a) Determinación de las características geométricas de la vigueta en t=0, es decir, antes de que la vigueta entre en servicio. Estas características son:

A_{cv} = Área de la sección transversal de la vigueta (cm²).

Y_i = Brazo mecánico inferior (cm).

Y_s = Brazo mecánico superior (cm).

I_{ss} = Inercia de la sección transversal de la vigueta (cm⁴).

b) Determinación de la fuerza de pretensado, mediante la ecuación:

$$F_p = f_{ps} \cdot A_{ps} \cdot \phi \leq f_{pu} \cdot 0,74 \cdot A_{ps} \cdot \phi$$

Donde:

F_p = Fuerza de pretensado (kg).

A_{ps} = Área de acero de pretensado (cm²).

f_{py} = Resistencia característica del acero de pretensado (kg/cm²).

f_{pu} = Resistencia última del acero de pretensado (kg/cm²).

\emptyset = Coeficiente de pérdida de fuerza de pretensado, se recomienda asumir su valor igual a 0,90 (adimensional).

c) Cálculo del momento debido al peso propio, verificación a tracción:

$$f_{1-0} = \left[-\left(\frac{F_p(\phi 4)}{A_{cv}} + \frac{F_p(\phi 5)}{A_{cv}} \right) + \left(\sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) - \left(\frac{M_0 \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) + \left(-\frac{F_p(\phi 4)}{A_{cv}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) \right] \leq f_{t-i}$$

Donde:

e = Excentricidad (cm).

M_0 = Momento flector debido al peso propio (kg·m)

f_{1-0} = Esfuerzo en la fibra más traccionada en el instante cero (kg/cm²).

f_{t-i} = Esfuerzo a tensión admisible del hormigón inmediatamente después de la transferencia de la fuerza de pretensado, es igual a:

$$f_{t-i} = 0,8 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$$

Donde:

f'_{ci} = Resistencia especificada a la compresión del hormigón al momento del pre esforzado inicial (kg/cm²).

d) Cálculo del momento debido al peso propio, verificación a compresión:

$$f_{2-0} = \left[-\left(\frac{F_p(\phi 4)}{A_{cv}} + \frac{F_p(\phi 5)}{A_{cv}} \right) + \left(\sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) - \left(\frac{M_0 \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) + \left(-\frac{F_p(\phi 4)}{A_{cv}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) \right] \leq -f_{c-i}$$

Donde:

f_{2-0} = Esfuerzo en la fibra más comprimida en el instante cero (kg/cm²).

f_{c-i} = Esfuerzo a compresión admisible del hormigón inmediatamente después de la transferencia de la fuerza de pretensado, es igual a:

$$f_{c-i} = -0,6 \cdot f'_{ci}$$

e) Determinación de las características geométricas de la vigueta en $t=\infty$, es decir, cuando la vigueta entra en servicio y después de todas las pérdidas del pre esforzado que dependen del tiempo. Estas características son:

A_{ct} = Área de la sección transversal de la vigueta más el área de la losa que trabaja en conjunto con la vigueta (cm²).

Y_i = Brazo mecánico inferior (cm).

Y_s = Brazo mecánico superior (cm).

I_{ss} = Inercia de la sección transversal de la vigueta (cm^4).

f) Determinación del ancho efectivo de la losa, es decir, se determina el ancho de la losa que trabajaría en conjunto con la vigueta. El ancho efectivo de la losa, se asumirá el menor de entre los siguientes:

$$b \leq \begin{cases} L/4 \\ 2 \cdot 8 \cdot h_f + b_w \\ \text{distancia entre viguetas} \end{cases}$$

Donde:

b = Ancho efectivo de la losa (cm).

b_w = Espesor del alma de la vigueta (cm).

h_f = Altura de la losa (cm).

L = Distancia entre apoyos de la losa (cm).

g) homogenización de la sección: debido a que las resistencias de los hormigones empleados en la ejecución de las viguetas y el de la losa generalmente varía, se hace necesario la homogenización de la pieza, esta se la realiza mediante:

$$b_{rt} = b \cdot \sqrt{\frac{f'_{cl}}{f'_c}}$$

Donde:

f'_c = Resistencia característica del hormigón a compresión de la vigueta (kg/cm^2).

f'_{cl} = Resistencia característica del hormigón a compresión de la losa (kg/cm^2).

b_{rt} = Ancho efectivo de la sección homogenizada (cm).

h) Cálculo del momento total que soportara la vigueta, verificación a compresión, mediante la siguiente ecuación:

$$f_{1-\infty} = \left[- \left(\frac{F_p(\phi 4)}{A_{ct}} + \frac{F_p(\phi 5)}{A_{ct}} \right) + \left(\sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) - \left(\frac{M_T \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) + \left(- \frac{F_p(\phi 4)}{A_{ct}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) \right] \geq f_{c-s}$$

Donde:

M_T = Momento flector total debido atadas las cargas ($\text{kg}\cdot\text{cm}$).

$f_{1-\infty}$ = Esfuerzo en la fibra más comprimida en tiempo infinito, es decir, luego de aplicadas las cargas mayoradas (kg/cm^2).

f_{c-s} = Esfuerzo en la fibra extrema a compresión debido a preesfuerzos más la carga total y luego de las perdidas, es igual a:

$$f_{c-s} = 0.6 \cdot f'_c$$

i) Cálculo del momento total que soportara la vigueta, verificación a tracción, mediante la siguiente ecuación:

$$f_{2-\infty} = \left[- \left(\frac{F_p(\phi 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\phi 5)}{A_{ss}} \right) + \left(\sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) - \left(\frac{M_T \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) + \left(- \frac{F_p(\phi 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) \right] \leq f_{t-s}$$

Donde:

$f_{2-\infty}$ = Esfuerzo en la fibra más traccionada en tiempo infinito, es decir, luego de aplicadas las cargas mayoradas (kg/cm^2).

f_{t-s} = Esfuerzo en la fibra extrema a tracción en la zona de tensión precomprimida, es igual a:

$$f_{t-s} = 1.6 \cdot \sqrt{f'_c}$$

M_T = Momento flector total debido atadas las cargas ($\text{kg}\cdot\text{cm}$).

j) Verificación de la flecha

Donde:
$$\Delta_{qp} + \Delta_{qq} \leq \frac{L}{500}$$

Δ_{qp} = Deflexión debido a las cargas de preesfuerzos, es igual a: (cm).

Δ_{qq} = Deflexión debido a las cargas de servicio, es igual a: (cm).

Donde:
$$\Delta_{qp} = \frac{F_p \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_{cp} \cdot I_{ss}} \quad \Delta_{qq} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_{cp} \cdot I_{ss}}$$

F_p = Fuerza de pretensado (kg).

e = Excentricidad (cm).

L = Luz libre de la vigueta (cm).

E_{cp} = Módulo de elasticidad del hormigón (kg/cm^2).

I_{ss} = Momento de inercia de la sección de cálculo (cm^4)

q = Cargas actuantes en la vigueta (kg).

Debido a que el presente trabajo está enmarcado dentro de la norma boliviana del hormigón (CBH-87), y al no encontrarse en dicho reglamento los fundamentos y directrices a aplicarse en el hormigón preesforzado, es que se recomienda que, para cualquier duda sobre este tema, se debe observar la Ref. N°9 del presente documento.

2.5.3. Estructuras complementarias

2.5.3.1. Escaleras

La escalera es el conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que se tiene acceso a plantas de distinto nivel. Existen distintos tipos de escaleras, estas pueden ser: escalinatas o escaleras exteriores, escaleras rectas, escaleras de caracol, helicoidales, etc.

Una escalera se compone de las siguientes partes:

- **Peldaño:** Es cada una de las partes de un tramo de escalera en la que se apoya el pie al subir o bajar por ella. La parte horizontal se llama “huella” y la parte vertical se llama “contrahuella o tabica”.
- **Arranque de escalera:** es la parte donde se apoya la escalera en su inicio.
- **Tramo:** Es una serie de peldaños continuados. Si la escalera es de varios tramos termina en una superficie horizontal llamada meseta o descanso. El final de la escalera se llama Desembarco.
- **Caja de escalera:** Es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio. Cuando este espacio es ocupado por completo, se llama escalera ciega; y cuando hay un espacio central, este recibe el nombre de ojo de escalera.

El ancho de una escalera es el espacio comprendido entre las caras exteriores de los pasamanos o la longitud del peldaño en un tramo recto. La anchura mínima que debe tener es de 60 cm, en viviendas el ancho mínimo que se utiliza es de 1 metro.

El Ancho o Huella de un peldaño, suele oscilar entre los 25 y 30 cm. La altura de la contrahuella está comprendida entre los 11 y 22 cm.

Las barandas son elementos de protección y seguridad; así como una ayuda para que sea más fácil el ascenso o descenso por la escalera. Las barandas están coronadas por los pasamanos y su altura con respecto al vértice del peldaño debe ser entre 85 y 90 cm.

En el **Cuadro N°12 Partes Constructivas de una Escalera Anexo A8** se pueden observar los elementos de una escalera.

1º) ANALISIS

El análisis de la escalera, se lo realiza en función a su forma y su idealización, que puede ser:

- a) Placas.
- b) Pórtico espacial.
- c) Pórtico plano.

- d) Viga inclinada
- e) Viga horizontal.

Debido a la forma de la escalera, su idealización será, de dos pórticos planos, correspondientes a un elemento inclinado (Tramo), y un elemento horizontal (Descanso).

2º) DISEÑO

Una vez determinadas las fuerzas internas a la cuales esta solicitada, su diseño es igual que para una losa de hormigón armado, a la que se asume una sección de diseño igual a:

Base: de igual forma que para losas, su base se asume igual a 1 metro.

Altura: la altura de la sección de la escalera se asume igual a la altura de la losa inclinada, a la que no se toma en cuenta la altura de los peldaños.

2.5.4. Fundaciones

Las fundaciones estarán compuestas de zapatas aisladas, ya que las cargas provenientes de la estructura son moderadas por tratarse de una edificación de dos plantas, y por tener un suelo de fundación con una resistencia adecuada, la cota de fundación será a un nivel de -2.00 m.

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

- a) Predimensionamiento

El cálculo de las zapatas aisladas se lo realiza en función de las potenciales cargas actuantes en ellas. En el **Cuadro N°13 Cargas Actuantes en una Zapata Aislada Anexo A8** se observan las partes de una zapata y todas las cargas que potencialmente actúan en estos elementos.

Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

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

Debido a que no se conocen las dimensiones de la zapata, se determina un peso propio tentativo " PP_{zT} ", mismo que es igual al 5% del total de la carga N, es decir: Para estimar las dimensiones de los lados " a " y " b " de la zapata, encontramos el área mínima necesaria que deberá tener la misma:

$$\text{Donde: } A_{nec} = \frac{N'}{\sigma_{adm}} = \frac{1,05 \cdot N}{\sigma_{adm}} = \frac{N + PP_{zT}}{\sigma_{adm}}$$

A_{nec} = Área mínima necesaria de la zapata (cm²).

N' = Carga normal mayorada (kg).

σ_{adm} = Capacidad admisible del terreno (kg/cm²)

Una vez determinada el área mínima necesaria, determinamos las dimensiones de los lados de la zapata, la cual asumimos será cuadrada.

$$a = b = \sqrt{A_{nec}}$$

Donde:

$a = b$ = Dimensión de un lado de la zapata (cm).

Los valores de las dimensiones de los lados de la zapata, deben ser valores constructivos, es decir, se debe redondear el valor obtenido anteriormente al inmediato superior, y ser múltiplo de cinco (5 cm).

b) Comprobación

Para comprobar si las dimensiones obtenidas anteriormente cumplen, verificamos el punto más crítico, el cual viene dado por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N'}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y}{a^2 \cdot b} \leq \sigma_{adm}$$

Donde, para que las dimensiones asumidas cumplan, se debe verificar que el esfuerzo máximo ocasionado por las cargas actuantes ($\sigma_{m\acute{a}x}$) debe ser menor o igual que el esfuerzo admisible del terreno (σ_{adm}).

Finalmente, para que la zapata no trabaje a tracción, se recomienda que en esfuerzo mínimo en cualquier punto de la zapata no sea menor a cero, es decir:

$$\sigma_{mni} \geq 0$$

c) Altura de la zapata

Para estimar la altura de la zapata, primero se debe determinar el canto útil de la zapata, el cual será el mayor de entre los siguientes:

$$d \geq \begin{cases} d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} \end{cases}$$

Donde:

d = Canto útil de la zapata (cm).

a_0 y b_0 = Dimensiones de los lados de la columna que llega a la zapata (kg).

k = Coeficiente de dimensionamiento de la zapata, es igual a:

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

Donde:

γ_f = Coeficiente de mayoración de cargas (adimensional).

σ_{adm} = Esfuerzo admisible del terreno (kg/cm^2).

f_{vd} = Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante (kg/cm^2), y es igual a:

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

Una vez determinada la dimensión del canto útil “ d ”, se asume el recubrimiento de la zapata, el cual se recomienda no debe ser menor a 5 cm.

Por lo tanto, la altura total de la zapata será igual a:

$$h = d + 5\text{cm}.$$

La altura mínima que deberá tener una zapata es de: $h = 20$ cm.

d) Corrección de cargas actuantes en zapata

Una vez determinadas las dimensiones que tendrá la zapata, calculamos el peso propio real de la zapata con la siguiente ecuación: $PP_{zR} = \gamma_{H^o} \cdot \text{Volumen}$

Donde:

PP_{zR} = Peso propio real de la zapata (kg).

γ_{H^o} = Peso específico del hormigón (kg/cm^3).

Corrección de la carga vertical “ N ”; la cual será la sumatoria de la carga N más el peso propio de la zapata más el peso del suelo que gravita sobre la zapata.

$$N'' = N + PP_{zR} + PP_S$$

Donde:

N'' = Carga vertical o normal total que llega a la zapata (kg).

PP_S = Peso propio del suelo que gravita sobre la zapata es igual a:

$$PP_S = \gamma_S \cdot \text{Volumen}$$

Donde:

γ_S = Peso específico del suelo (kg/cm^3).

Corrección de los momentos actuantes; cada fuerza cortante actuante en la zapata, generan un momento flexor, este momento debe sumarse al momento flexor inicial, produciéndose así nuevos momentos flectores, dichos momentos serán:

$$\text{Donde: } M_x^* = M_x \pm V_y \cdot h \quad ; \quad M_y^* = M_y \pm V_x \cdot h$$

M_x^* y M_y^* = Son los momentos flectores actuantes en la base de la zapata y en dirección “x” y “y” respectivamente (kg·cm).

e) Determinación de los esfuerzos en los extremos de la zapata

Luego de corregidas las cargas actuantes en la zapata, se realiza la comprobación de los esfuerzos ocasionados por estas, los cuales deben ser menores o iguales que el esfuerzo admisible del terreno, es decir:

$$\sigma_1 = \frac{N''}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x^*}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y^*}{a^2 \cdot b} \quad ; \quad \sigma_3 = \frac{N''}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x^*}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_y^*}{a^2 \cdot b}$$

$$\sigma_2 = \frac{N''}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_x^*}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y^*}{a^2 \cdot b} \quad ; \quad \sigma_4 = \frac{N''}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_x^*}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_y^*}{a^2 \cdot b}$$

Donde:

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ y σ_4 = Son los esfuerzos en cada uno de los cuatro extremos de la zapata (kg/cm²).

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

f) Verificación al vuelco

La comprobación se la debe realizar en las dos direcciones de la zapata y debe cumplir que:

$$\gamma_{Vx} = \frac{(N + PP_{zR}) \cdot \frac{a}{2}}{M_x + V_y \cdot h} \geq 1,5 \quad ; \quad \gamma_{Vy} = \frac{(N + PP_{zR}) \cdot \frac{b}{2}}{M_y + V_x \cdot h} \geq 1,5$$

Donde:

γ_{Vx} y γ_{Vy} = Son coeficientes de seguridad al vuelco (adim.).

g) Verificación al deslizamiento

$$\text{Para suelo sin cohesión: } \gamma_s = \frac{(N + PP_{zR}) \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1,5$$

Donde:

γ_s = Es el coeficiente de seguridad al deslizamiento (adim.).

ϕ_d = Ángulo de rozamiento zapata-terreno, igual a: $\phi_d = \frac{2}{3} \cdot \phi$

ϕ = Ángulo de rozamiento interno del terreno (grados).

$$\text{Para suelo cohesivo: } \gamma_s = \frac{A \cdot C_d}{V} \geq 1,5$$

Donde:

A = Área de la zapata (cm²).

C_d = Adherencia zapata-terreno, puede asumirse como: C_d = 0,5 · C

C = Cohesión del terreno de fundación.

h) Cálculo de armadura

Para determinar la armadura de la zapata, debemos encontrar el momento de diseño al que se encuentra sometido el elemento, para lo cual, calculamos los siguientes parámetros.

- Distancia de aplicación de la fuerza ejercida por la presión del terreno en la mitad más cargada de la base de la zapata “l_a y l_b”.

$$l_a = \frac{a - a_0}{2} + 0,15 \cdot a_0 \quad ; \quad l_b = \frac{b - b_0}{2} + 0,15 \cdot b_0$$

Donde:

a y b = Dimensión de los lados de la zapata (cm).

a₀ y b₀ = Dimensión de los lados de la columna (cm).

- Esfuerzo resultado de la fuerza ejercida por la presión del terreno en la mitad más cargada de la base de la zapata “X' y Y”.

Donde: $X' = (a - l_a) \cdot \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{a}$; $Y' = (b - l_b) \cdot \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{b}$

σ_{max}=Esfuerzo máximo en la dirección que estamos diseñando la pieza (kg/cm²).

σ_{min}=Esfuerzo mínimo en la dirección que estamos diseñando la pieza (kg/cm²).

- Esfuerzo en el punto de aplicación del momento de diseño “σ_a y σ_b”.

$$\sigma_a = X' + \sigma_{\min} \quad ; \quad \sigma_b = Y' + \sigma_{\min}$$

- Momento flector para el diseño “M_a y M_b”.

$$M_a = \frac{\sigma_a \cdot l_a^2}{2} + \frac{(\sigma_{\max} - \sigma_a) \cdot l_a}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot l_a \right)$$
$$M_b = \frac{\sigma_b \cdot l_b^2}{2} + \frac{(\sigma_{\max} - \sigma_b) \cdot l_b}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot l_b \right)$$

- Momento flector de diseño “M_{da} y M_{db}”.

$$M_{da} = 1,6 \cdot b \cdot M_a \quad ; \quad M_{db} = 1,6 \cdot a \cdot M_b$$

Una vez determinados los momentos de diseño “M_{da}” y “M_{db}”, se realiza el cálculo de la armadura necesaria para resistir estos momentos.

- Momento reducido de cálculo “μ_d”.

$$\mu_d = \frac{M_{da}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad ; \quad \mu_d = \frac{M_{db}}{a \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

- Cuantía mecánica “ ω_s ”.

$$\omega_s = \mu_d \cdot (1 + \mu_d)$$

- Armadura necesaria “ A_s ”.

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

- Cuantía mecánica mínima “ ω_{\min} ”.

Dependiendo del tipo de acero utilizado, ingresamos a la **Tabla 14** (*cuantías geométricas mínimas referidas a la sección total de hormigón*), ubicado en el **Anexo A8**, y con el valor obtenido determinamos el acero mínimo necesario.

- Armadura mínima “ $A_{s\min}$ ”.

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

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

2.6. Estrategia para la ejecución del proyecto

Para la ejecución del proyecto, primero es necesario determinar las especificaciones técnicas, necesarias de la obra, a continuación, se realiza los cómputos métricos y el análisis de precios unitarios para que, con esto se elabore el presupuesto general del proyecto, y así finalmente realizar la planificación y el cronograma de actividades, todo esto, tomando en cuenta el estudio ambiental.

2.7. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas son los documentos en los cuales se definen los parámetros, criterios, exigencias y procedimientos a ser empleados en todas las actividades realizadas dentro de la construcción u obra, en este caso puntual, la construcción del Centro de Salud.

2.8. Precios unitarios

Es el costo por unidad de medición (m^3 , m^2 , m , pza, glb, pto, etc.) de un ítem u actividad, en el que se considera: la mano de obra, los materiales, herramientas y maquinaria a emplear, los impuestos, IVA con un porcentaje de 14,96, IT con 3,09 % y beneficios sociales con un 55% (el rango vigente para obras publicas va del 55% al 71,18%), y la utilidad que se espera obtener, en el presente caso se tomó un valor del 10%.

2.9. Cómputos métricos

Es el cálculo de las cantidades de los diferentes ítems o actividades a ejecutar dentro del proyecto que se realiza con la finalidad de cuantificar el uso de materiales, mano de obra,

herramientas entre otros, y el de obtener el presupuesto general del proyecto en conjunto con los precios unitarios.

2.10. Presupuesto

Es el costo total del proyecto, que engloba a la totalidad de las actividades a desarrollarse y los volúmenes del proyecto, este se lo obtiene a partir de los cálculos métricos y de los precios unitarios.

2.11. Planeamiento y cronograma de obra

Es la proyección lógica y secuencial de la ejecución, en tiempos específicos de los ítems o actividades dentro del proyecto para determinar el plazo de ejecución del mismo.

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

El gráfico de Gantt permite identificar la actividad en la que se estará utilizando cada uno de los recursos y la duración de esa utilización, de tal modo que puedan evitarse periodos ociosos innecesarios.

Para elaborar el diagrama de Gantt se realizaron los siguientes pasos:

- a) Definir los ejes horizontal y vertical.
- b) Detallar los nombres de las tareas sobre el eje vertical.
- c) 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).
- d) 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 lograr dibujar 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.

2.12. Estudio ambiental

Consiste en anticipar y/o determinar el impacto o los riesgos ambientales que conllevaría la ejecución del proyecto. Esto con la finalidad de su mitigación durante la ejecución del proyecto y en su posterior puesta en servicio.

3. CAPÍTULO III INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Análisis del levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico fue otorgado por el directorio de la organización social “Federación Departamental del Movimiento Único de Trabajadores Desocupados de Tarija”, como beneficiarios. Por tratarse de un proyecto de urbanización, el lugar de emplazamiento del presente proyecto, fue nivelado, presentando una pendiente constante y pequeña (no mayor a 4.5%) en una dirección y siendo completamente horizontal en la otra (como se muestra en la memoria fotográfica *Anexo A.10*), se realizó una verificación visual en el lugar. El plano de levantamiento topográfico se encuentra en el *Anexo A.13*.

3.2. Análisis del estudio de suelos

El estudio de suelos en el lugar de emplazamiento del Centro de Salud, fue realizado por el Laboratorio de la empresa constructora EOLO S.R.L., ADA S.R.L.

Se hizo en pozos a profundidades de 2, 3 y 4 m, encontrándose en un primer estudio a 2 m, un suelo, clasificado por la AASHTO como A-6(10) (Limo de baja plasticidad con contenido de arcilla y material orgánico), en un segundo estudio se encontró a los 2 m un suelo A-2-4 (0) (Suelos con materiales granulares que contienen ligante con características de los grupos A4 o A5), a los 3 m, un suelo A-6 (1) (Suelos que están compuestos por arcillas con moderada o despreciable cantidad de material grueso) y a 4 m un suelo A-2-6 (0) (Suelos con materiales granulares que contienen ligante con características de los grupos A6 o A7).

La resistencia admisible del suelo en el primer estudio a una profundidad de 2,00 m es de $1,70 \text{ kg/cm}^2$, y en el segundo estudio se obtuvo el valor de $3,00 \text{ kg/cm}^2$ a los 2 m de profundidad, de $3,00 \text{ kg/cm}^2$ a la profundidad de 3,00 m y de $2,50 \text{ kg/cm}^2$ a los 4,00 m de profundidad.

Los resultados de los estudios de suelos (S.P.T.) se encuentran en el *Anexo A.1*.

El valor de capacidad portante a utilizar será de 1.70 kg/cm^2 por ser el más desfavorable.

3.3. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico fue proporcionado por el directorio de la organización social “Federación Departamental del Movimiento Único de Trabajadores Desocupados de Tarija” (F.D.M.Ú.T.D.T.), el mismo que está de acuerdo a la necesidad del proyecto, ya que toma en cuenta los aspectos funcionales, morfológicos y estéticos como se puede apreciar en los planos ubicados en el *Anexo A.14*.

3.4. Planteamiento estructural

El planteo estructural consiste en la disposición y ubicación de los distintos elementos estructurales que serán ubicados en función del plano arquitectónico, tomando en cuenta el criterio del estudiante de ingeniería, la luz a cubrir, aberturas de puertas y ventanas, los salones amplios sin columnas interiores, tipo de cubierta que soportará, tipo de fundación.

3.4.1. Estructura de cubierta

La cubierta tiene una pendiente del 45 %, por lo que se encuentra dentro del rango aconsejado para cubiertas de teja colonial. Se tiene 3 tipos de cerchas en toda la cubierta.

3.4.2. Estructura de edificación

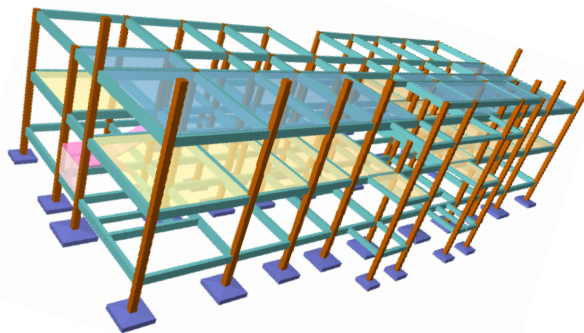


Figura N°10: Estructura idealizada (Fuente: Elaboración Propia)

La estructura es de Hormigón Armado con losas alivianadas, tiene una planta baja y alta de 3,24 m de alto, y la planta cubierta con una altura de 2,20 m, las columnas fueron ubicadas y espaciadas convenientemente para que trabajen continuamente con las vigas como se muestra en los gráficos del *Anexo A.11*.

3.4.3. Estructuras complementarias

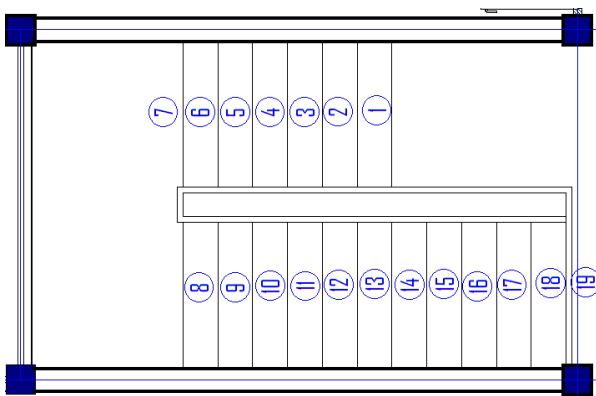
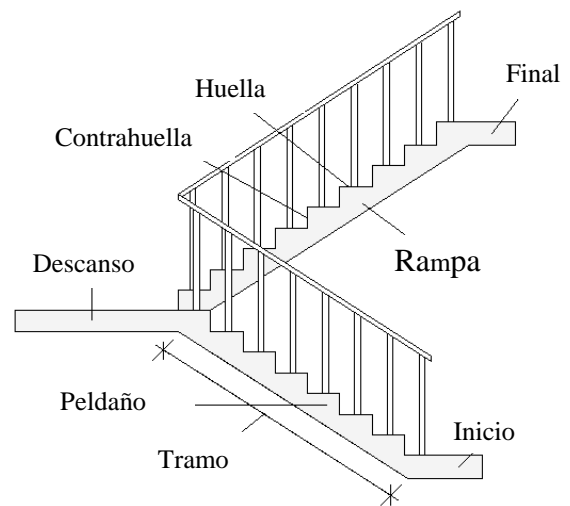


Figura N°11: Planta de Escalera (Fuente: Plano Arquitectónico F.D.M.Ú.T.D.T.)



Cuadro N°13: Partes de una Escalera (Fuente: Enciclopedia Del Constructor, Tomo 4)

Como estructuras complementarias, tenemos la escalera que es de H°A°, esta se calcula como una losa inclinada. Para nuestro caso, serán de 2 tramos rectos con descansos intermedios, dispuestas mediante 18 peldaños con una huella de 30 cm y una contrahuella de 18 cm.

3.4.4. Fundaciones

En cuanto a las fundaciones, estarán compuestas por zapatas aisladas, puesto que las cargas provenientes de la estructura son moderadas por tratarse de una edificación de dos plantas, la cota de fundación se adoptó a un nivel de -2.00 m. Las zapatas aisladas son más económicas, puesto que el volumen de hormigón a emplear es reducido en comparación con otros tipos de fundación.

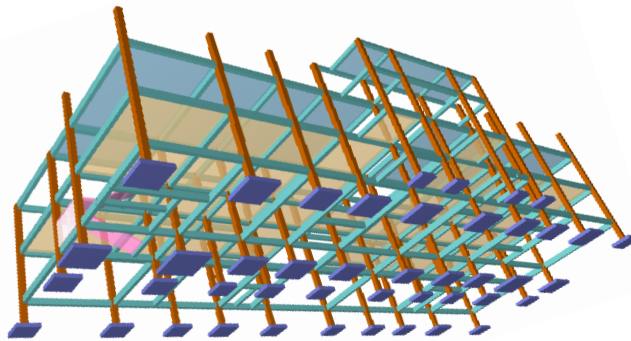


Figura N°13: Estructura idealizada Zapatas (Fuente: Elaboración Propia)

3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural

Una vez obtenido los planos arquitectónicos y el informe correspondiente del estudio de suelos de la zona de proyecto, se procedió a la discretización del modelo estructural.

Dicho modelo estructural, está compuesto por columnas de sección cuadrada y vigas de arriostramiento de sección rectangular, las cuales forman pórticos regulares, entre las luces mayores se observa una de 6 m. Las zapatas llegan a los 2.00 m de profundidad, las cuales están dispuestas de una forma regular sobre la superficie del terreno.

3.5.1. Normas y Códigos

- La Norma utilizada para el diseño estructural es, la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH 87.
- El diseño de la cubierta se basa en el “Manual de diseño para maderas del grupo Andino”.

3.5.2. Materiales y Características

- Para el diseño estructural de la cubierta se utilizó:
 - a) Madera del grupo B.
- Los materiales utilizados para el diseño estructural de hormigones son:

- a) Hormigón:
- Resistencia Característica (a los 28 días) f_{ck} : 210 kg/cm²
 - Módulo de elasticidad: 210000 kg/cm²
- b) Acero:
- Límite de fluencia f_{yk} : 5000 kg/cm²
 - Módulo de elasticidad: 2100000 kg/cm²

3.5.3. Estructura de sustentación de cubierta

1º) Diseño de correas. -

- a) Análisis de cargas.
- Sobrecarga de uso. -

Sera de **100 kg/m²** en acuerdo al Manual de diseño para maderas (Ref. N° 3).

- Carga muerta. -

Peso propio de cubierta. - En acuerdo al diseño arquitectónico (Anexo A.14.), la cubierta será de teja colonial, por tanto, se considerará las siguientes características:

Especificaciones de teja colonial.

Figura N°13: Especificaciones

Técnicas de Tejas

(Fuente: Incerpaz)

Longitud útil = 42 cm.

Colonial	
Ancho:	24 cm.
Ancho 2:	18 cm.
Alto:	50 cm.
Peso:	2,7 Kg.
20 piezas por m ²	



Por consiguiente, la carga muerta será:

$$P.P.(Teja) = W_{Teja} \cdot \#Tejas \text{ por } m^2 = 2,7kg \cdot 20 \text{ piezas por } m^2$$

$$P.P.(Teja) = 54kg/m^2$$

Peso propio correas. - Para el proyecto se definió el siguiente tipo de madera:

Tipo de madera = Grupo B

El peso unitario de este tipo de madera es:

$$\gamma_{madera} = 0,88 \text{ gr/cm}^3 = 880 \text{ kg/m}^3 \text{ (Ref. N° 3)}$$

Para el diseño de correas, se asumirá una sección de 2"x3" (5 cm x 7,5 cm), que es recomendada por los fabricantes (Incerpaz) de la cubierta a usar.

$$P.P.(Correa) = \gamma_{madera} \cdot a \cdot b = 880 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,05m \cdot 0,075m$$

$$P.P.(Correa) = 3,30 \text{ kg/m}$$

Carga de granizo. - Viene dada por la siguiente ecuación (**Ref. N° 9**):

$$q_g = q_n \cdot K_g \cdot K_A$$

Dónde: q_g = carga de granizo (kg/cm²).

q_n = Carga de nieve (kg/cm²) (Cuadro N°17, Anexo 8).

K_g = Factor de granizo= 2,5 para espesores de granizo entre 0 y 15 cm.

K_A =Coeficiente de acumulación, que depende de la forma e inclinación de la cubierta (Adim.) (Cuadro N°18, Anexo 8).

$$q_g = 90 \cdot 2,5 \cdot 0,8$$

$$q_g = \mathbf{180kg/cm^2}$$

Carga de viento. -

La ecuación para determinar esta carga es:

$$P = Cd \cdot q$$

Dónde:

P= Es la presión o succión del viento perpendicular a la superficie de cálculo, cuyas unidades están en (kg/m²)

Cd= Coeficiente que depende de la inclinación de la cubierta y de la dirección del viento, es adimensional.

q= Presión dinámica, en función del viento (kg/m²), y es igual a:

$$q = 0,00483 \cdot v^2$$

Dónde: v= Velocidad del viento (km/hr)

Determinación de la carga de viento:

Por “SENAMHI”, tenemos que la máxima velocidad del viento en la zona es de:

$$V_{max} = 44,92 \text{ nudos/hr} = 83,18 \text{ km/hr}$$

Asumiendo un coeficiente de seguridad de 10%, tenemos que:

$$V_{max} = 83,18 \cdot 1,1 = \mathbf{91,50 \text{ km/hr}}$$

Presión dinámica de viento:

$$q = 0,00483 \cdot v^2 = 0,00483 \cdot 91,50^2 = 40,44 \text{ kg/m}^2$$

Coeficientes por inclinación. - Del diseño arquitectónico (**Anexo A.14.**) la pendiente de las cubiertas es de 45% (24°13'40”) entonces, ingresando al **Cuadro N° 24 (Anexo A.8)**, tenemos:

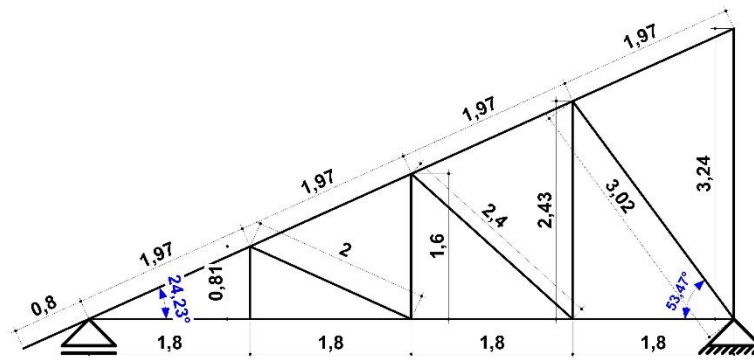


Figura N°14: Pendiente de Cercha (Fuente: Elaboración Propia)

$$C_d (\text{Barlovento}) = 0,45$$

$$C_d (\text{Sotavento}) = -0,90$$

Finalmente, las cargas debido al viento son:

Carga de viento (Barlovento):

$$P_{(B)} = 0,45 \cdot 40,44 \text{ km/m}^2 = \mathbf{18,19 \text{ km/m}^2}$$

Carga de viento (Sotavento):

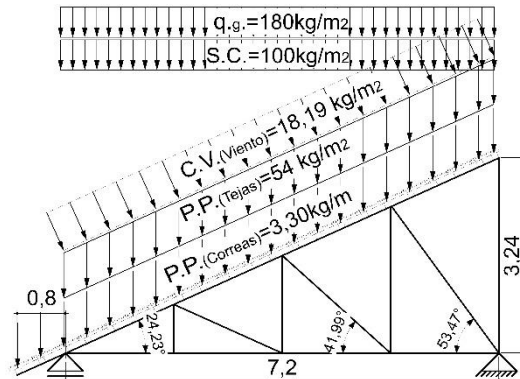
$$P_{(S)} = -0,90 \cdot 40,44 \text{ km/m}^2 = \mathbf{-36,40 \text{ km/m}^2}$$

Como la carga en sotavento es negativa (succión), y menor al peso de la cubierta (teja=54 km/m²), no se tomará en cuenta en el presente diseño.

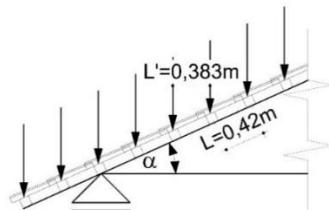
b) Cargas actuantes para el diseño.

Figura N°15:

Cargas actuantes en la Cercha
(Fuente: Elaboración Propia)



c) Área de influencia para correas.



$$L' = L \cdot \cos \alpha$$

$$L' = 0,42 \cdot \cos 24,23^\circ$$

$$L' = 0,383 \text{ m}$$

Figura N°16: Separación de Correas (Fuente: Elaboración Propia)

d) Cargas lineales en correas.

- Carga viva. -

Sobrecarga de uso. -

$$S.C. = 100\text{kg/m}^2 \cdot 0,383\text{m} = 38,30\text{kg/m}$$

Carga de viento. -

$$C.V.(viento) = 18,19\text{kg/m}^2 \cdot 0,42\text{m} = 7,64\text{kg/m}$$

Carga de granizo. -

$$q_g = 180\text{kg/m}^2 \cdot 0,383\text{m} = 68,94\text{kg/m}$$

- Carga muerta. -

Peso propio de teja. -

$$P.P.(Teja) = 54\text{kg/m}^2 \cdot 0,42\text{m} = 22,68\text{kg/m}$$

Peso propio correas. -

$$P.P.(Correas) = 3,30\text{kg/m}$$

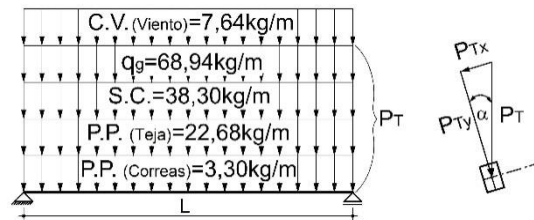


Figura N°17: Cargas Actuantes en Correas (Fuente: Elaboración Propia)

Donde:

P_T = Sumatoria de cargas verticales.

P_{Ty} = Componentes y sumatoria de cargas perpendiculares a la cubierta,

igual a: $P_{Ty} = P_T \cdot \cos\alpha$.

P_{Tx} = Componentes de cargas paralelas a la cubierta, es igual a:

$$P_{Ty} = P_T \cdot \sin\alpha + C.V.(viento).$$

Entonces, tenemos:

Hipótesis I (Sin granizo)

$$P_T = 38,30 + 22,68 + 3,30 = \mathbf{45,13 \text{ kg/m}}$$

$$P_{Tx} = 45,13 \cdot \sin 24,23^\circ = \mathbf{34,03 \text{ kg/m}}$$

$$P_{Ty} = 45,13 \cdot \cos 24,23^\circ + 7,64 = \mathbf{48,80 \text{ kg/m}}$$

Hipótesis II (Con granizo)

$$P_T = 68,94 + 22,68 + 3,30 = \mathbf{94,92 \text{ kg/m}}$$

$$P_{Tx} = 94,92 \cdot \sin 24,23^\circ = \mathbf{38,96 \text{ kg/m}}$$

$$P_{Ty} = 94,92 \cdot \cos 24,23^\circ + 7,64 = \mathbf{94,20 \text{ kg/m}}$$

e) Diseño de correas (Comprobación).

Especificaciones técnicas de la madera Tipo “B”

$$E_{min} = 75000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{prom} = 100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_m = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c(\text{par.}) = 110 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c(\text{perp.}) = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = 12 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 105 \text{ kg/cm}^2$$

Características geométricas de sección 2” x 3”

Comercial Pulg. (cm)	Real cm.	Área	I _x	I _y	W _x	W _y	r _x	r _y
b h	x y	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
2" (5) x 3" (7,5)	4,00 x 6,50	26,00	91,54	34,67	28,17	17,33	1,88	1,15

- Comprobación a flexión. -

$$f_m = \frac{M_x}{W_y} + \frac{M_y}{W_x} \quad \text{donde: } \frac{M_x = P_{Tx} \cdot L^2 / 8}{M_y = P_{Ty} \cdot L^2 / 8}$$

Despejando L, tenemos:

$$L = \sqrt{\frac{8 \cdot f_m}{\frac{P_{Tx}}{W_y} + \frac{P_{Ty}}{W_x}}} = \sqrt{\frac{8 \cdot 150}{\frac{3896}{17,33} + \frac{9420}{28,17}}} \cdot 100 \rightarrow L = 1,645 \text{ m}$$

- Comprobación por deflexión. -

$$\Delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$$

Donde:

$$\Delta = \text{Deflexión máxima sin cielo raso de yeso} = L/250.$$

Despejando L, tenemos:

$$L = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot E \cdot I}{250 \cdot 5 \cdot P_T}}$$

Deflexión en “x”

$$L_x = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot E \cdot I_x}{250 \cdot 5 \cdot P_{Ty}}} = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot 1 \cdot 10^5 \cdot 91,54}{250 \cdot 5 \cdot 9420}} \cdot 100 \rightarrow L_x = 6,683 \text{ m}$$

Deflexión en “y”

$$L_y = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot E \cdot I_y}{250 \cdot 5 \cdot P_{Tx}}} = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot 1 \cdot 10^5 \cdot 34,67}{250 \cdot 5 \cdot 3896}} \cdot 100 \rightarrow L_y = 6,490 \text{ m}$$

- Comprobación por cortante. -

$$fv = \frac{V \cdot m}{b \cdot I}$$

Donde:

$$m = \text{Momento estático} = b \cdot h^2 / 8$$

$$V = \text{Cortante a una distancia "h" del apoyo. Es igual a: } V = P_T \cdot \left(\frac{L}{2} - h\right)$$

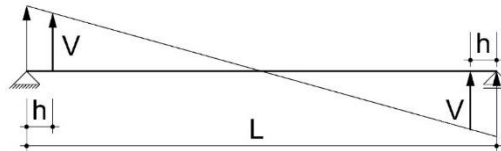


Figura N°18: Ubicación de la Cortante en Correas (Fuente: Elaboración Propia)

Despejando L, tenemos:

$$L = 2 \cdot \left(h + \frac{8 \cdot fv \cdot I}{P_T \cdot h^2} \right)$$

Cortante en "x"

$$L_x = 2 \cdot \left(h_x + \frac{8 \cdot 12 \cdot I_x}{P_{Ty} \cdot h_x^2} \right) = 2 \cdot \left(6,5 + \frac{8 \cdot 12 \cdot 91,54}{9420 \cdot 6,5^2} \right)$$

$$L_x = 13,117 \text{ m}$$

Cortante en "y"

$$L_y = 2 \cdot \left(h_y + \frac{8 \cdot 12 \cdot I_y}{P_{Tx} \cdot h_y^2} \right) = 2 \cdot \left(4 + \frac{8 \cdot 12 \cdot 34,67}{3896 \cdot 4^2} \right)$$

$$L_y = 8,040 \text{ m}$$

La longitud más corta, cumplirá con todas las comprobaciones, esta es: **L=1,645 m**

Finalmente, por facilidad constructiva tenemos:

$$L_{\text{Final}} = 1,60 \text{ m}$$

2º) Diseño de cerchas. -

a) Análisis de cargas.

Las cargas actuantes en la cercha son aquellas que actúan en las correas, a excepción del peso propio de la misma y del cielo rasó.

Peso propio de cercha. -

Se lo obtiene por la siguiente ecuación otorgada por “Manual de diseño para maderas del Grupo Andino” (**Ref. N°3**) para determinar el mismo.

$$P.P_{cercha} = 24 \cdot S \cdot L + 12 \cdot S \cdot L^2$$

Dónde: S = Separación entre cerchas (m). ; L= Luz de cercha (m).

$$P.P_{cercha} = 24 \cdot S \cdot L + 12 \cdot S \cdot L^2 = 24 \cdot 1,60 \cdot 7,2 + 12 \cdot 1,60 \cdot 7,2^2$$

$$P.P_{cercha} = 1351,296 N = 135,30 kg$$

Este peso se aplica en la primera iteración. Una vez obtenidas las dimensiones de los elementos de la cercha se realiza nuevamente una comprobación utilizando el peso real de la cercha, siendo este:

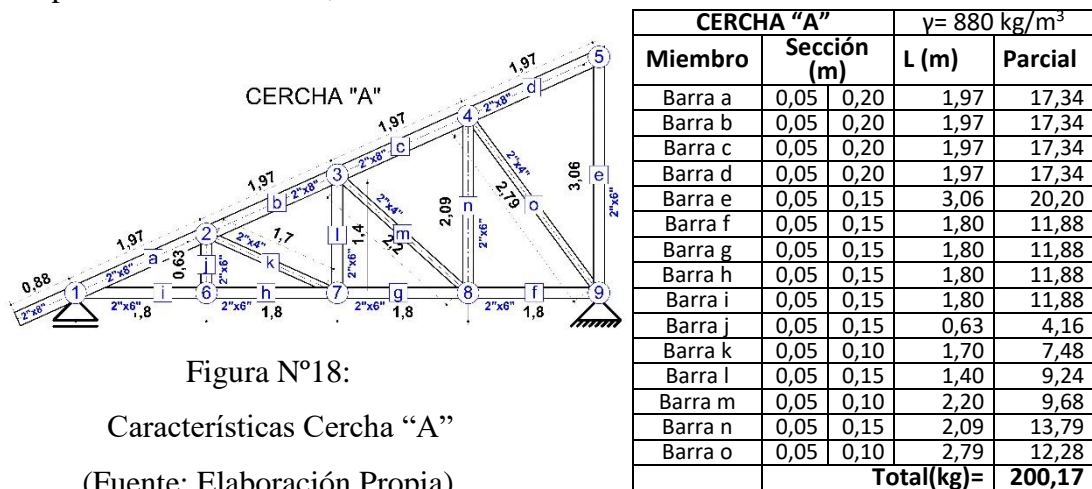


Figura N°18:

Características Cercha "A"

(Fuente: Elaboración Propia)

El peso de la cercha se lo tomara distribuido a todo el largo de la cercha, por tanto:

$$P.P_{cercha} = 200,17/7,20 \rightarrow P.P_{cercha} = 27,80 kg/m$$

Carga por cielo raso.

Según el Manual de diseño del Grupo Andino (**Ref. N°3**), esta carga es de:

$$C.C_{Raso} = 30 kg/m^2$$

b) Área de influencia para cerchas.

Es igual a la longitud de las correas, es decir: $L_{A.Influencia} = 1,60 m$

c) Cargas lineales en Cercha.

- Carga viva. -

Sobrecarga de uso. -

$$S.C. = 100kg/m^2 \cdot 1,60m = 160,00kg/m$$

Carga de viento. -

$$C.V.(viento) = 18,19kg/m^2 \cdot 1,60m = 29,10kg/m$$

Carga de granizo. -

$$q_g = 180,00 \text{kg/m}^2 \cdot 1,60 \text{m} = 288,00 \text{kg/m}$$

- Carga muerta. -

Peso propio de cubierta. -

$$P.P.(Teja) = 54 \text{kg/m}^2 \cdot 1,60 \text{m} = 86,40 \text{kg/m}$$

Peso propio correas. -

Esta carga se asumirá como distribuida a lo largo de la cercha y con una profundidad igual a la unidad.

$$P.P.(Correas) = 3,30 \text{kg/m}^2 \cdot 1,6 \text{m} = 5,28 \text{kg/m}$$

Peso propio cercha. -

$$P.P.(Cercha) = 27,80 \text{kg/m}$$

Carga por cielo raso. -

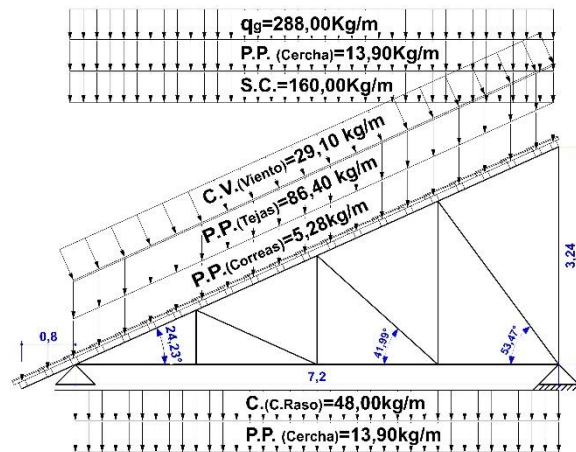
$$C.(C.Raso) = 30 \text{kg/m}^2 \cdot 1,6 \text{m} = 48,00 \text{kg/m}$$

- Cargas actuantes en cercha. -

Figura N°19:

Cargas Actuantes en Cerchas

(Fuente: Elaboración Propia)



- Cuadro de cargas. -

Para cerchas tipo “A” y “B”.

Carga (Ubicación)	(kg/m)	Proyección Horizontal Hipótesis I (sin granizo)		Proyección Horizontal Hipótesis II (con granizo)	
		Angulo(α)	Carga (kg/m)	Angulo(α)	Carga(kg/m)
Cuerda Superior					
q _g	288,00	0,00°	0,00	0,00°	288,00
P.P.(Cercha)	13,90	0,00°	13,90	0,00°	13,90
S.C.(Uso)	160,00	0,00°	160,00	0,00°	0,00
P.P.(Teja)	86,40	24,23°	97,75	24,23°	97,75
P.P.(Correas)	5,28	24,23°	5,79	24,23°	5,79
		Σ=	277,44	Σ=	307,69
Cuerda Inferior					
P.P.(Cercha)	13,90	0,00°	13,90	0,00°	13,90
C.(C.Raso)	48,00	0,00°	48,00	0,00°	48,00
		Σ=	61,90	Σ=	61,90

d) Diseño de cerchas.

El diseño de las cerchas fue basado en el “Manual de diseño para maderas del grupo Andino”. El análisis y determinación de las fuerzas internas mediante el programa Robot Structural (*Anexo A.2.*), obteniéndose los siguientes resultados.

- Cercha “A”.
- Nominación de barras.

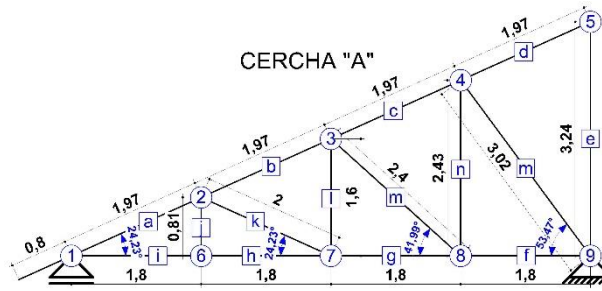


Figura N°20: Nominación de Cerchas (Fuente: Elaboración Propia)

Fuerzas internas Cercha Tipo “A”.

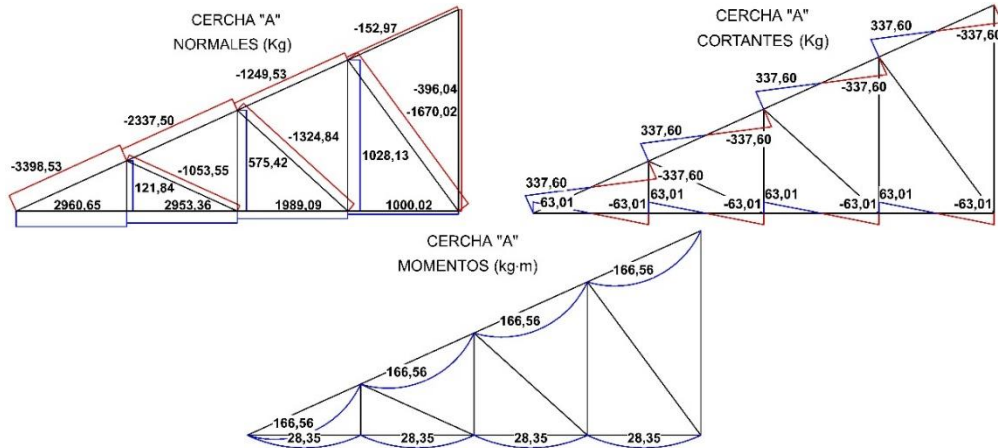


Figura N°21: Fuerzas Internas en Cerchas (Fuente: Elaboración Propia)

Especificaciones técnicas de madera Tipo “B”

$E_{\min} = 75000 \text{ kg/cm}^2$	$E_{\text{prom}} = 100000 \text{ kg/cm}^2$
$f_m = 150 \text{ kg/cm}^2$	$f_{c(\text{par.})} = 110 \text{ kg/cm}^2$
$f_{c(\text{perp.})} = 28 \text{ kg/cm}^2$	$f_v = 12 \text{ kg/cm}^2$
$f_t = 105 \text{ kg/cm}^2$	

Diseño de elementos solicitados por flexocompresión.

El elemento más solicitado es el “a”. Para los demás tramos “b”, “c” Y “d”, se aplicará la misma sección definida que para elemento “a”, entonces tenemos:

$N = 3398,53 \text{ kg}$	$V = 337,60 \text{ kg}$
--------------------------	-------------------------

$$M = 166,56 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$L = 1,97 \text{ m}$$

- Sección elegida.

Sección comercial 2" x 8" (5 x 20 cm).

Dimensión Real cm.		Área	I _x	I _y	W _x	W _y	r _x	r _y
b (x)	h (y)	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
<u>4,00</u>	x <u>19,00</u>	76,00	2286,33	101,33	240,67	50,67	5,48	1,15

- Longitud efectiva.

Se elige un coeficiente $K=1$ (*cuadro N° 15*), por considerarse el elemento como simplemente apoyado en ambos extremos, entonces:

$$L_{ef} = K \cdot L = 1 \cdot 1,97 \rightarrow L_{ef} = 1,97 \text{ m}$$

- Clasificación del elemento.

$$Ck = \sqrt{0,4935 \cdot \frac{E_{min}}{f_c}} = \sqrt{0,4935 \cdot \frac{75000}{110}} \rightarrow Ck = 18,34$$

$$d = h = 19 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{d} = \frac{1,97 \cdot 100}{19} \rightarrow \lambda = 10,37$$

$$\lambda \leq 10 \rightarrow \text{Corta}$$

$$\text{Si: } \frac{10 < \lambda \leq Ck \rightarrow \text{Intermedia}}{Ck < \lambda \leq 50 \rightarrow \text{Larga}}$$

Como $\lambda = 10,37$; nuestro elemento se clasifica como “intermedio”.

- Normal admisible en función a la esbeltez.

Para un elemento “intermedio”, tenemos:

$$N_{adm} = f_c \cdot b \cdot h \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{\lambda}{Ck}\right)^4\right) = 110 \cdot 19 \cdot 4 \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{10,37}{18,34}\right)^4\right)$$

$$N_{adm} = 7909,93 \text{ kg}$$

- Carga crítica de Euler.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{ef}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 75000 \cdot 2286,33}{(1,97 \cdot 100)^2} \rightarrow N_{cr} = 43608,13 \text{ kg}$$

- Factor de magnificación del momento.

$$k_m = \frac{1}{1 - 1,5 \cdot \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - 1,5 \cdot \frac{3398,53}{43608,13}} \rightarrow k_m = 1,1324$$

- Comprobación por flexocompresión.

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m \cdot |M|}{W \cdot f_m} < 1 \rightarrow \frac{3398,56}{7609,93} + \frac{1,1324 \cdot |16656|}{240,67 \cdot 150} < 1$$

$$0,969 < 1 \quad \text{¡Cumple!}$$

- Comprobación a deflexión.

Para estructuras con cielo raso de yeso, tenemos:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{197}{300} \rightarrow \Delta_{adm} = 0,657 \text{ cm}$$

Entonces:

$$\Delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{3,08 \cdot (1,97 \cdot 100)^4}{75000 \cdot 2286,33} \rightarrow \Delta = 0,352 \text{ cm}$$

$$\Delta = 0,352 \text{ cm} < \Delta_{adm} = 0,657 \text{ cm} \quad \text{¡Cumple!}$$

- Comprobación por corte.

$$m = \frac{b \cdot h^2}{8} = \frac{4 \cdot 19^2}{8} \rightarrow m = 180,50 \text{ cm}^3$$

$$f_v = \frac{\left(\frac{V}{L} \cdot (L - h)\right) \cdot m}{b \cdot I} = \frac{\left(\frac{337,60}{197} \cdot (197 - 19)\right) \cdot 180,50}{4 \cdot 2286,33} \rightarrow f_v = 6,021 \text{ kg}$$

$$f_v = 6,021 \text{ kg} < F_v = 12 \text{ kg} \quad \text{¡Cumple!}$$

- Sección definitiva comercial, 2" x 8" (5 x 20 cm)**

Para el volado de la cercha, el momento es menor al momento en el tramo "a":

$$M_{volado} = 98,46 \text{ Kg} \cdot \text{m} < M_{tramo "a"} = 166,56 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Por lo que se aplicara la sección anterior para el volado, 2" x 8" (5 x 20 cm)

Diseño de elementos solicitados por flexotracción.

Se elige el elemento más solicitado de la cercha, siendo el elemento "i", entonces:

$$N = 2960,65 \text{ kg} \qquad M = 28,35 \text{ kg} \cdot \text{m} \qquad L = 1,80 \text{ m}$$

- Sección elegida.

Sección comercial 2" x 6" (5x15cm).

Dimensión Real (cm.)		Área cm ²	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	rx cm	ry cm
b (x)	h (y)							
<u>4,00</u>	x <u>14,00</u>	56,00	914,67	74,67	130,67	37,33	4,04	1,15

- Comprobación de sección por flexotracción.

$$\frac{N}{f_t \cdot b \cdot h} + \frac{M}{W \cdot f_m} < 1 \rightarrow \frac{2960.65}{105 \cdot 4 \cdot 14} + \frac{2835}{130,67 \cdot 150} < 1$$

$$0,648 < 1 \quad ; \text{Cumple!}$$

- Comprobación a deflexión.

Para estructuras con cielo raso de yeso, tenemos:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{180}{300} \rightarrow \Delta_{adm} = 0,600 \text{ cm}$$

Entonces:

$$\Delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,619 \cdot 180^4}{75000 \cdot 914,67} \rightarrow \Delta = 0,123 \text{ cm}$$

$$\Delta = 0,123 \text{ cm} < \Delta_{adm} = 0,600 \text{ cm} \quad ; \text{Cumple!}$$

- Sección definitiva comercial, 2" x 6" (5 x 15 cm)

Diseño de elementos solicitados por compresión.

Se elige el elemento más solicitado de la cercha, siendo el elemento "m", entonces:

$$N = 1670,02 \text{ kg} \qquad L = 3,02 \text{ m}$$

- Sección elegida.

Sección comercial 2" x 6" (5x15cm).

Dimensión Real (cm.)		Área cm ²	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	rx cm	ry cm
b (x)	h (y)							
<u>4,00</u>	x <u>14,00</u>	56,00	914,67	74,67	130,67	37,33	4,04	1,15

- Longitud efectiva.

Se elige un coeficiente K=1 (*cuadro N° 15*), por considerarse el elemento como simplemente apoyado en ambos extremos, entonces:

$$L_{ef} = K \cdot L = 1 \cdot 3,02 \rightarrow L_{ef} = 3,02 \text{ m}$$

- Clasificación del elemento.

$$Ck = \sqrt{0,4935 \cdot \frac{E_{min}}{f_c}} = \sqrt{0,4935 \cdot \frac{75000}{110}} \rightarrow Ck = 18,34$$

$$d = h = 14 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{d} = \frac{3,02 \cdot 100}{14} \rightarrow \lambda = 21,571$$

$$\lambda \leq 10 \rightarrow \text{Corta}$$

$$\text{Si: } \frac{10 < \lambda \leq Ck \rightarrow \text{Intermedia}}{Ck < \lambda \leq 50 \rightarrow \text{Larga}}$$

Como $\lambda = 21,571$; nuestro elemento se clasifica como “largo”.

- Normal admisible en función a la esbeltez.

Para un elemento “largo”, tenemos:

$$N_{adm} = 0,329 \cdot \left(\frac{E \cdot b \cdot h}{\lambda^2} \right)$$

$$N_{adm} = 0,329 \cdot \left(\frac{75000 \cdot 4 \cdot 14}{21,571^2} \right) \rightarrow N_{adm} = 2969,65 \text{ kg}$$

$$N_{adm} = 2969,65 \text{ kg} > N = 1670,02 \text{ kg} \quad ; \text{Cumple!}$$

- **Sección definitiva comercial, 2” x 6” (5 x 15 cm)**

Diseño de elementos solicitados por tracción.

Se elige el elemento más solicitado de la cercha, siendo el elemento “n”, entonces:

$$N = 1028,13 \text{ kg} \quad ; \quad L = 2,43 \text{ m}$$

- Sección elegida.

Sección comercial 2” x 4”

Dimensión Real (cm.)		Área cm ²	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	rx cm	ry cm
b (x)	h (y)							
4,00	x 9,00	36,00	243,00	48,00	54,00	24,00	2,60	1,15

- Comprobación por axial.

Para este elemento, tenemos:

$$A_{crit} = \left(\frac{N}{f_t} \right) = \left(\frac{1028,13}{105} \right) A_{crit} = 9,792 \text{ cm}^2$$

$$A_{crit} = 9,792 \text{ cm}^2 < A = b \cdot h = 4 \cdot 9 = 36 \text{ cm}^2 \quad ; \text{Cumple!}$$

- **Sección definitiva comercial, 2” x 4” (5 x 10 cm).**

Cuadro resumen fina de dimensiones de elementos de la cercha “A”

CERCHA “A”			
MIEMBRO	DIMENCIONES	MIEMBRO	DIMENCIONES
BARRA a	2” x 8”	BARRA i	2” x 6”
BARRA b	2” x 8”	BARRA j	2” x 4”
BARRA c	2” x 8”	BARRA k	2” x 6”
BARRA d	2” x 8”	BARRA l	2” x 4”
BARRA e	2” x 6”	BARRA m	2” x 6”
BARRA f	2” x 6”	BARRA n	2” x 4”
BARRA g	2” x 6”	BARRA o	2” x 6”
BARRA h	2” x 6”	Voladizo	2” x 8”

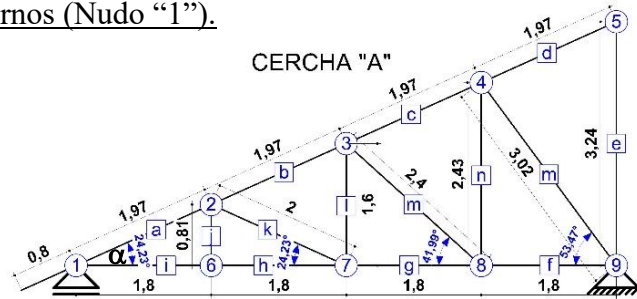
El resumen de dimensiones de la cercha “B” y “C”, se encuentra en **Anexo A2**.

- e) Uniones (Determinación del Número de Pernos).

Se determinación el número de pernos en la cercha “A”, nudo “1”, utilizando las fuerzas internas mostradas anteriormente y utilizando la ecuación de Hankinson.

Determinación del número de pernos (Nudo “1”).

Figura N°20:
Numeración de Cerchas
(Fuente: Elaboración Propia)



El número de pernos se debe calcular para cada barra que llega al nudo, entonces:

Nudo “1”, Barra “a”.

Con la base de la barra, grupo de la madera y el diámetro asumido del perno a usar en la unión, se obtiene los valores de “P” y “Q”, de tabla (*cuadro N° 15*), que son:

- Diámetro “d” asumido = 1,27 cm = 1/2” ; P = 653 kg
- Base de barra “l” = 5 cm ; Q = 195 kg
- Grupo de madera = “B” ; α = 24,23°

Aplicando la ecuación de Hankinson se obtiene la carga admisible, siendo:

$$N_{adm} = \frac{P \cdot Q}{P \cdot \text{sen}^2\alpha + Q \cdot \text{cos}^2\alpha} = \frac{653 \cdot 195}{653 \cdot \text{sen}^2 24,23^\circ + 195 \cdot \text{cos}^2 24,23^\circ}$$

$$N_{adm} = 467,90 \text{ kg}$$

El número de pernos resulta de dividir la fuerza axial de la barra y la carga admisible.

$$\#Pernos = \frac{N}{N_{adm}} = \frac{3398,53}{467,90} = 7,263 \rightarrow \#Pernos = 8$$

Nudo “1”, Barra “g”.

La determinación del número de pernos para la barra “i”, se la realizó con los mismos procedimientos anteriores, obteniendo lo siguientes resultados:

$$N_{adm} = 653,00 \text{ kg} ; \#Pernos = 5$$

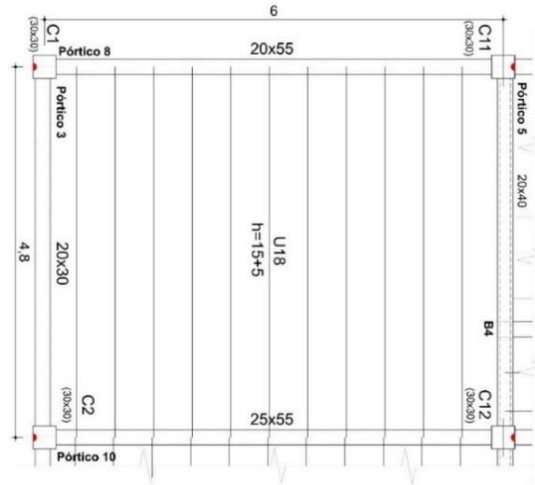
El diseño completo de la cercha “A”, “B” y “C”, además de la determinación de las uniones se encuentran desarrolladas en el *Anexo A.2*.

3.5.4. Estructura de sustentación de la edificación

3.5.4.1. Comprobación de losas alivianada

Para la comprobación de la losa alivianada se eligió el paño ubicado entre las columnas C1, C2, C11 y C12, de la planta número tres (viga planta baja).

Figura N°23:
 Losa de Comprobación
 (Fuente: Elaboración Propia)



a) Propiedades de la vigueta en tiempo cero (t=0)

Área	A (cm ²) =	80,50
Brazo mecánico inferior	Y _i (cm) =	4,95
Brazo mecánico superior	Y _s (cm) =	7,05
Inercia x	I _{xc} (cm ⁴) =	1132,30
Resistencia característica del H°	f _c (kg/cm ²) =	350,00
Resistencia característica del H° en fase intermedia 80 %	f _c (kg/cm ²) =	280,00
Luz de la vigueta	L (cm) =	40,00
Momento debido al peso propio	M _o =	5796 kg·cm

b) Cálculo fuerza de pretensado

f _{pu} (kg/cm ²) =	18000	f _{ps} (kg/cm ²) =	14400
---	-------	---	-------

Donde: f_{pu} = Resistencia última del acero.

f_{ps} = Esfuerzo de tensión del acero permitido (de trabajo), que se recomienda, debe ser igual o menor 0,8·f_{pu}.

Considerando una pérdida de 10 %, tenemos:

F _p = f _{ps} · A _{ps} (Φ4) · 0,9 =	1628,60 kg	3 barras F _p =	4885,80 kg
F _p = f _{ps} · A _{ps} (Φ5) · 0,9 =	2544,69 kg	1 barras F _p =	2544,69 kg

Donde: F_p = Fuerza de Pretensado.

c) Cálculo del M_o, verificando esfuerzo de tracción

$$f_{1-0} = \left[- \left(\frac{F_p(\phi 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\phi 5)}{A_{ss}} \right) + \left(\sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) - \left(\frac{M_o \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) + \left(- \frac{F_p(\phi 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) \right] \leq f_{t-i}$$

f ₁₋₀ =	-36,41	kg/cm ²
f _{t-i} =	13,39	kg/cm ²

Donde: f₁₋₀ = Esfuerzo en la fibra más traccionada en el instante cero.

f_{t-i} = Esfuerzo a tensión admisible del hormigón inmediatamente después de la transferencia de la fuerza de pretensado, es igual a:

$$f_{t-i} = 0,8 \cdot \sqrt{f'c}$$

f_{1-0}	\leq	f_{t-i}	Cumple
-----------	--------	-----------	---------------

d) Cálculo del Mo, verificando esfuerzo de compresión

$$f_{2-0} = \left[- \left(\frac{F_p(\phi 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\phi 5)}{A_{ss}} \right) + \left(\sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) - \left(\frac{M_0 \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) + \left(- \frac{F_p(\phi 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) \right] \leq -f_{c-i}$$

$f_{2-0} =$	-170,08	kg/cm ²
$f_{c-i} =$	-168,00	kg/cm ²

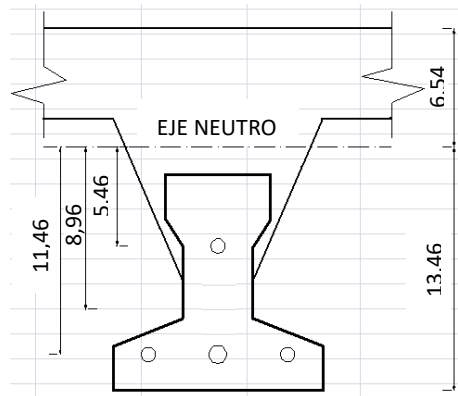
Donde: f_{2-0} = Esfuerzo en la fibra más comprimida en el instante cero.
 f_{c-i} = Esfuerzo a compresión admisible del hormigón inmediatamente después de la transferencia de la fuerza de pretensado, es igual a:

$$f_{c-i} = -0,6 \cdot f'c$$

f_{2-0}	\leq	f_{c-i}	Cumple
-----------	--------	-----------	---------------

e) Propiedades de la vigueta compuesta en $t = \infty$

Figura N°24:
Sección Transversal de vigueta
(Fuente: Elaboración Propia)



Área	A (cm ²) =	385,5
Brazo mecánico inferior	Y _i (cm) =	13,46
Brazo mecánico superior	Y _s (cm) =	6,54
Inercia x	I _{xc} (cm ⁴) =	11787,5
Resistencia característica del H°	f _c (kg/cm ²) =	350
Resistencia característica del H° en fase final 100%	f _c (kg/cm ²) =	350
Luz de la vigueta	L (cm) =	480,00
Altura capa compresión	h _f (cm) =	5

- Ancho efectivo de la losa.

1. b (cm) =	120	$b = 1 \cdot h_L / 4$
2. b (cm) =	84	$b = 2 \cdot 8 \cdot h_f + b_w$

Donde:

b_w = Espesor del alma de la vigueta = 4cm.

Como la distancia entre ejes de las viguetas es de 50 cm, y dado que jamás el valor del ancho efectivo debe superar esta distancia, será ese el valor asumido.

b (cm) =	50
-----------------	-----------

- Homogenización de la sección.

$$b_{tr} = b \cdot \sqrt{\frac{f'_{cl}}{f'_c}} \rightarrow b_{tr} = \mathbf{38,73}$$

Donde: b_{tr} = Ancho efectivo de la sección homogenizada.

f'_{cl} = Resistencia característica del hormigón de la losa.

f'_c = Resistencia característica del hormigón de la vigueta.

f) Cálculo de la fuerza de pretensado en tiempo infinito

Tomando el 20% por pérdidas

$F_p = f_p \cdot A_{ps}(\Phi 4) \cdot 0.8 =$	1447,65	kg	3 barras $F_p =$	4342,94	kg
$F_p = f_{ps} \cdot A_{ps}(\Phi 5) \cdot 0.8 =$	2261,95	kg	1 barras $F_p =$	2261,95	kg

g) Cálculo del M_T verificando esfuerzo de compresión

$$f_{1-\infty} = \left[-\left(\frac{F_p(\phi 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\phi 5)}{A_{ss}} \right) + \left(\sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) - \left(\frac{M_T \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) + \left(-\frac{F_p(\phi 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) \right] \geq f_{c-s}$$

$f_{1-\infty} =$	$16.65 - 0.0005548 \cdot M_T$	kg
$f_{c-s} =$	210	kg

Donde:

$f_{1-\infty}$ = Esfuerzo en la fibra más comprimida en el instante cero.

f_{c-s} = Esfuerzo admisible a compresión para las cargas de servicio total después de ocurridas todas las pérdidas, es igual a:

$$f_{c-s} = 0.6 \cdot f'_c$$

Sabiendo que:

$f_{1-\infty}$	\geq	f_{c-s}
Reemplazando valores y despejando el M_T :		
$M_T \leq$	348503,97	kg·cm

h) Cálculo del M_T verificando esfuerzo de tracción

$$f_{2-\infty} = \left[-\left(\frac{F_p(\phi 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\phi 5)}{A_{ss}} \right) + \left(\sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) - \left(\frac{M_T \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) + \left(-\frac{F_p(\phi 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) \right] \leq f_{t-s}$$

$f_{2-\infty} =$	$-104.61 + 0.0009218 \cdot M_T$	
$f_{t-s} =$	29,93	kg/cm ²

$f_{2-\infty}$ = Esfuerzo en la fibra más comprimida en el instante cero.

f_{t-s} = Esfuerzo admisible a tensión para las cargas de servicio totales después de todas las pérdidas, es igual a:

$$f_{t-s} = 1,6 \cdot \sqrt{f'c}$$

Sabiendo que:

$f_{2-\infty}$	\leq	f_{t-s}
Reemplazando valores y despejando el M_T :		
$M_T \leq$	145953,5691	kg·cm

Que será nuestro límite por ser el menor.

i) Cálculo del momento total actuante en la vigueta

$$QT = Q_{viva} + Q_{muerta} + Q_{cerámica} + Q_{vigüeta}$$

Donde:

$Q_{viva} = 300 \text{ kg}\cdot\text{m}^2 =$ Carga viva, está en función al uso de la estructura.

$Q_{muerta} = 93,75 \text{ kg}\cdot\text{m} =$ Carga muerta, peso propio de losa.

$Q_{cerámica} = 50 \text{ kg}\cdot\text{m}^2 =$ Carga muerta, peso de piso e instalaciones.

$Q_{vigüeta} = 20,13 \text{ kg}\cdot\text{m} =$ Carga muerta, peso propio de la vigueta.

QT =	217,255	kg/m
QTd =	3,48	kg/cm
$M_T \text{ real} =$	100111,104	kg·cm

El M_T calculado se encuentra dentro de los rangos fijados ya que:

100111,104	\leq	145953,57	CUMPLE
$M_T \text{ real}$		M_T	

j) Verificando la flecha

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{L}{500}$$

Donde:

$\Delta_{ps} =$ Deflexión debido a las cargas de servicio, que es igual a: $\Delta_{ps} = \frac{F_{ps} \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_{cp} \cdot I_{ss}}$

$\Delta_{pp} =$ Deflexión debido a la fuerza de pretensado, que es igual a: $\Delta_{pp} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_{cp} \cdot I_{ss}}$

Reemplazando, tenemos:

$\Delta_{ps} =$	-0,58	cm
$\Delta_{pp} =$	0,88	cm

Sumando, tenemos:

$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} =$	0,88-0,58	=	0,30	cm
-------------------------------	-----------	---	------	----

Determinando la deflexión máxima permitida, tenemos:

$L/500 =$	0,96	cm
-----------	------	----

Donde: L = Luz o longitud de cálculo de la vigueta.

Comprobando, tenemos:

0,30	\leq	0,96	CUMPLE
$\Delta_{ps} + \Delta_{pp}$		L/500	

Los límites de los esfuerzos admisibles para el hormigón pre-esforzado sometido a flexión (f_t-i , f_c-i , f_t-s y f_c-s), se encuentran en el anexo “A.8.”, cuadro N° 27.

3.5.4.2. Diseño de Vigas

El dimensionamiento de las vigas se lo realizó en el programa Cypcad para obtener las máximas solicitaciones (Evolventes); a continuación, se realiza el diseño y la verificación manual de la viga ubicada entre las columnas C11 y C12.

Las Envoltentes de la viga son las siguientes.

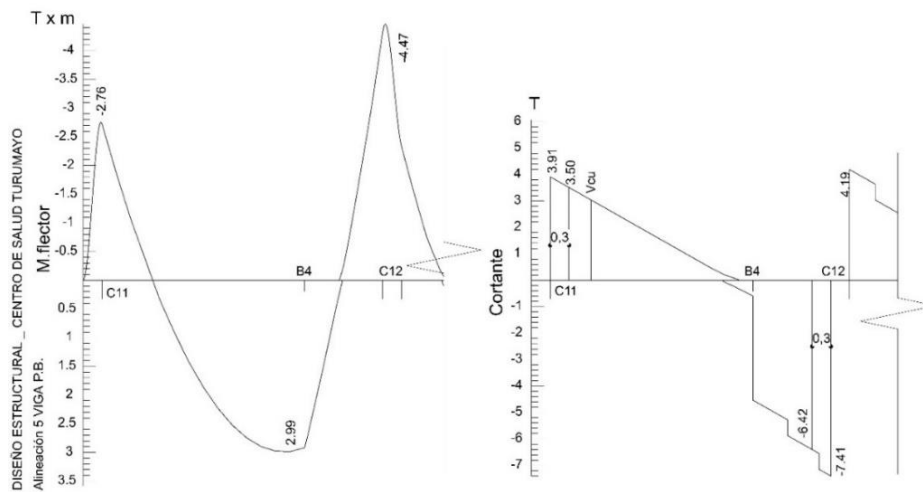


Figura N°25: Envolventes (Fuente: Elaboración Propia)

a) Cálculo de la armadura longitudinal positiva

El momento máximo de diseño positivo en la viga es:

$$M_d = 2,99 Tn \cdot m = 299000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Datos iniciales:

$$b_w = 0.20 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

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

$$f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 5000/1,15 = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{299000}{20 \cdot 26^2 \cdot 140,00} = 0,1160$$

$\mu_d \lim = 0,316 \rightarrow$ Para acero $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ de **Tabla N° 12 Anexo A8**

$$\mu_d < \mu_d \lim \rightarrow 0,1160 < 0,316$$

Con μ_d entramos en la **Tabla N° 13 Anexo A8** para obtener la Cuantía mecánica (w_s), siendo la siguiente: $w_s = 0,1769$

Con la Cuantía mecánica se determina el área de acero, que es:

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1769 \cdot 20 \cdot 26 \cdot \frac{140,00}{4347,83} = 2,96 \text{ cm}^2$$

Con la Cuantía mecánica mínima obtenida del **Tabla N° 14 Anexo A8.**, se determina el área de acero mínima, que es:

$$w_{s \min} = 0,0028 \rightarrow \text{Cuantía mecánica mínima}$$

$$A_{s \min} = w_{s \min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 20 \cdot 26 = 1,46 \text{ cm}^2$$

Adoptamos la armadura mayor entre la mínima y la calculada, siendo la siguiente:

$$A_s = 2,96 \text{ cm}^2$$

b) **Cálculo de la armadura longitudinal negativa**

En Columna N° 11 y Columna N°12

La determinación del acero en este punto, se la realizó siguiendo los mismos procedimientos del punto anterior, obteniendo los siguientes resultados:

- Armadura necesaria: $A_{s11} = 2,71 \text{ cm}^2$; $A_{s12} = 4,78 \text{ cm}^2$
- Armadura mínima: $A_{s \min 11} = 1,46 \text{ cm}^2$; $A_{s \min 12} = 1,46 \text{ cm}^2$
- Armadura definida: $A_{s11} = 2,71 \text{ cm}^2$; $A_{s12} = 4,78 \text{ cm}^2$

c) **Cálculo de la armadura transversal**

En sector de columna N°11

En cortante máximo de diseño en la viga es:

$$V_d = 3,91 \text{ Tn} = 3910 \text{ kg}$$

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{140,00} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 5,92 \cdot 20 \cdot 26 = 3076,36 \text{ kg}$$

$$\text{Como: } V_d > V_{cu} \rightarrow 3910,00 > 3076,36$$

Necesita armadura transversal,

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0,30 \cdot 140,00 \cdot 20 \cdot 26 = 21840,00 \text{ kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow 3076,36 < 3910,00 < 21840,00$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 3910,00 - 3076,36 = 833,64 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{423,64 \cdot 100}{0,90 \cdot 26 \cdot 4347,83} = 0,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calculando A_{smin} .

$$A_{smin} = 0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 \cdot 20 \cdot 100 \cdot \frac{140,00}{4347,83} = 1,29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal final para dos piernas es:

$$A_{s2} = A_s + A_{smin} = 0,42 + 1,29 \rightarrow A_{s2} = \mathbf{1,70 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Según artículo 8.2.3.3 de la CBH-87, la separación máxima en estribos será:

$$\begin{aligned} s_t &\leq 30 \text{ cm} \\ s_t &\leq 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 26 = 22,1 \text{ cm} \\ s_t &\leq 3 \cdot b = 3 \cdot 20 = 60 \text{ cm} \end{aligned}$$

De lo anterior, se obtiene que: $s_t = \mathbf{22 \text{ cm}}$.

El diámetro mínimo de la armadura transversal según CBH-87 será de 6mm.

$$A_{sN} = A_{sbarra6mm} \cdot \#barras \cdot \#piernas = \frac{\pi \cdot 0,6^2}{4} \cdot \frac{100}{22} \cdot 2 = \mathbf{2,57 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Como la armadura mínima por norma “ A_{sN} ” es mayor a la necesaria “ A_{s2} ”, la armadura transversal a usar para una pierna será:

$$A_{s1} = \frac{A_{sN}}{2} = \frac{2,57}{2} = \mathbf{1,29 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

En sector de columna N°12

El cálculo es el mismo realizado en el punto anterior, obteniendo:

Armadura necesaria calculada:

$$A_s = 3,29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima:

$$A_{smin} = 1,29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura para una pierna será:

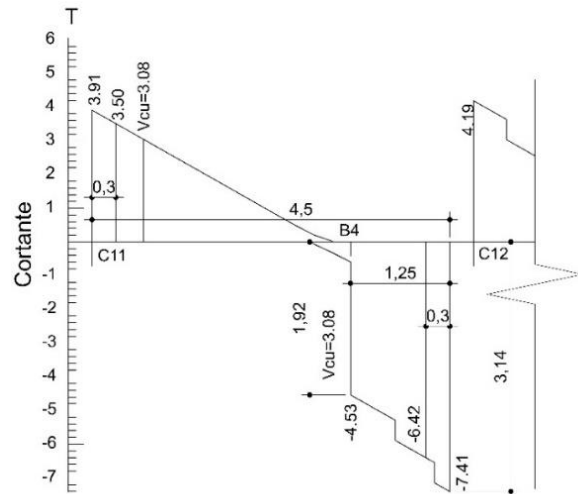
$$A_{s1} = \frac{A_{s2}}{2} = \frac{3,29}{2} = \mathbf{1,64 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Determinación de la longitud de aplicación de A_{s1} :

$$V_{cu} = 3076,36 \text{ kg}$$

V_{cu} , es el límite de aplicación de A_{s1} , entonces:

Figura N°26:
Cortantes de Diseño
(Fuente: Elaboración Propia)



Como la cortante experimenta un salto a los 1,25 m de la columna 12, y como la cortante en ese punto es de 4530,00 kg, superior a V_{cu} que es de 3076,36 kg, la armadura A_{s1} , se aplicará lo largo de toda esa longitud (1,25 m).

Resumen de acero:

Descripción	Armadura Long.		Armadura Long.		Armadura Trans.		Unid.
	Positiva	Negativa	Posición	Posición	Posición	Posición	
Posición	Central	Sector P11	Sector P12	0-325 (cm)	325-450 (cm)		
A_s (calculada)	2,96	2,71	4,78	2,57	3,29		cm ²
$\Phi 6$				5	6,67		pza
$\Phi 10$	1	1	2				pza
$\Phi 12$	2	2	3				pza
$\Phi 16$							pza
Separación				20	15		cm ²
A_s (asumida)	3,05	3,05	4,96	2,83	3,77		cm ²

3.5.4.3. Diseño de Columnas

1º) Geometría y esfuerzos presentes en la columna:

La columna que se eligió para la comprobación es: C12

COTA:	3.54 - 6,78	COTA:	0.30 - 3.54
b (cm)	30	b (cm)	30
h (cm)	30	h (cm)	30
N_d (kg)	20960	N_d (kg)	53500
M_{xd} (kg·m)	1010	M_{xd} (kg·m)	1330
M_{yd} (kg·m)	3890	M_{yd} (kg·m)	3240
L (m)	3,24	L (m)	3,24

a) Cálculo de la esbeltez geométrica - comprobación al pandeo:

El esquema de la columna es el siguiente:

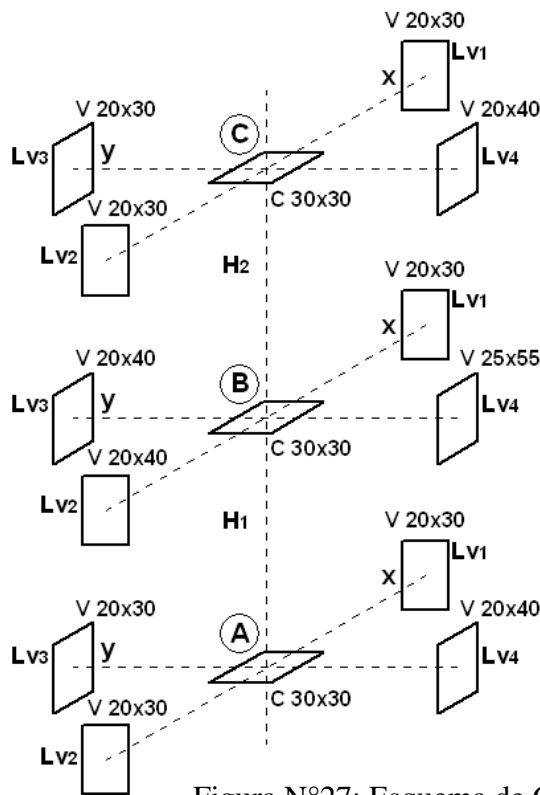


Figura N°27: Esquema de Columna (Elaboración Propia)

Para las vigas de 20x30 se tiene:

$$I_x (\text{cm}^4) = 45000$$

$$I_y (\text{cm}^4) = 20000$$

Para las vigas de 20x40 se tiene:

$$I_x (\text{cm}^4) = 106667$$

$$I_y (\text{cm}^4) = 26667$$

Para las vigas de 25x55 se tiene:

$$I_x (\text{cm}^4) = 346615$$

$$I_y (\text{cm}^4) = 71615$$

Para las columnas de 30x30 se tiene:

$$I_x (\text{cm}^4) = 67500$$

$$I_y (\text{cm}^4) = 67500$$

$$L_{v1} (\text{cm}) = 360$$

$$L_{v2} (\text{cm}) = 480$$

$$L_{v3} (\text{cm}) = 240$$

$$L_{v4} (\text{cm}) = 600$$

$$H_1 (\text{cm}) = 324$$

$$H_2 (\text{cm}) = 324$$

b) Cálculo de la longitud de pandeo:

Se calculará el coeficiente K con los valores de Ψ :

$$\psi = \frac{\sum \left(\frac{E \cdot I}{L} \right) \text{ col um.}}{\sum \left(\frac{E \cdot I}{L} \right) \text{ vigas}}$$

Con ayuda del esquema representado anteriormente se tiene:

En A:		En B:		En C:	
$\Psi_x =$	0,29	$\Psi_x =$	0,20	$\Psi_x =$	0,09
$\Psi_y =$	0,56	$\Psi_y =$	0,19	$\Psi_y =$	0,16

Entrando a la gráfica del **Cuadro N° 10 Anexo A.8**, con los valores obtenidos de

Ψ_x y Ψ_y se obtiene los valores de K:

Tramo A-B:

$K_x =$	1,08
$K_y =$	1,11

Tramo B-C:

$K_x =$	1,05
$K_y =$	1,06

Se tomará el mayor valor de K en ambos tramos respectivamente:

K =	1,11
------------	-------------

K =	1,06
------------	-------------

c) Longitud de pandeo:

La longitud de pandeo se calcula con:

Planta Baja:

$$l_0 = L \cdot K = 3,24 \cdot 1,11 = 3,60 \text{ m} = \mathbf{360 \text{ cm}}$$

Planta Alta:

$$l_0 = L \cdot K = 3,24 \cdot 1,06 = 3,43 \text{ m} = \mathbf{343 \text{ cm}}$$

d) Cálculo esbeltez geométrica:

$$\lambda g = \frac{l_0}{h}$$

Donde: h = Es la dimensión de la columna en la dirección que se desea comprobar.

Planta Baja:

$$\lambda g_x = \frac{l_0}{h} = \frac{360}{30} = 12,00 \quad ; \quad \lambda g_y = \frac{l_0}{h} = \frac{343}{30} = 11,43$$

Planta Alta:

$$\lambda g_x = \frac{l_0}{h} = \frac{343}{30} = 11,43 \quad ; \quad \lambda g_y = \frac{l_0}{h} = \frac{360}{30} = 12,00$$

En ambos casos la esbeltez geométrica es mayor a 10, por lo tanto, se presenta **excentricidad de primer orden.**

e) Excentricidad de primer orden (Planta Baja):

Para una columna de 30 cm x 30 cm, tenemos:

$$e_{0x} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{1330 \cdot 100}{53500} = 2,49 \text{ cm} \quad ; \quad e_{0y} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{3240 \cdot 100}{53500} = 6,06 \text{ cm}$$

Del resultado anterior se debe escoger el mayor.

$$\mathbf{e_0 = 6,06 \text{ cm}}$$

f) Excentricidad ficticia:

$$e_a = \left(3 + \frac{fyd}{3500} \right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_0}{h + 10 \cdot e_0} \cdot \frac{l_0^2}{h} \cdot 10^{-4}$$
$$e_a = \left(3 + \frac{4347,83}{3500} \right) \cdot \frac{30 + 20 \cdot 6,06}{30 + 10 \cdot 6,06} \cdot \frac{360^2}{30} \cdot 10^{-4} \rightarrow \mathbf{e_a = 3,05 \text{ cm}}$$

g) Excentricidad total:

$$\text{La excentricidad total es:} \rightarrow \mathbf{e_T = e_0 + e_a = 6,06 + 3,05 = 9,11 \text{ cm}}$$

h) Excentricidad de primer orden (Planta Alta):

Para una columna de 30 cm x 30 cm, tenemos:

$$e_{0x} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{1010 \cdot 100}{20960} = 4,82 \text{ cm} \quad ; \quad e_{0y} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{3890 \cdot 100}{20960} = 18,56 \text{ cm}$$

Del resultado anterior se debe escoger el mayor: $\rightarrow \mathbf{e_0 = 18,56 \text{ cm}}$

i) Excentricidad ficticia:

$$e_a = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500}\right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_0}{h + 10 \cdot e_0} \cdot \frac{l_0^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

$$e_a = \left(3 + \frac{4347,83}{3500}\right) \cdot \frac{30 + 20 \cdot 18,56}{30 + 10 \cdot 18,56} \cdot \frac{343^2}{30} \cdot 10^{-4} \rightarrow e_a = 3,10 \text{ cm}$$

j) Excentricidad total:

La excentricidad total es: $e_T = e_0 + e_a = 18,56 + 3,10 \rightarrow e_T = 21,66 \text{ cm}$

2º) **Refuerzo longitudinal (Planta Baja):**

Cotas: 0.00 - 3.60

Excentricidad total:	$e_{total} =$	7,80	cm
Esfuerzo normal de cálculo mayorado	$N_d =$	53370	kg
Momentos flectores de cálculo dirección x	$M_{xd} =$	110000	kg·cm
Momentos flectores de cálculo dirección y	$M_{yd} =$	266000	kg·cm
Canto paralelo al eje x	$h_x =$	30	cm
Canto paralelo al eje y	$h_y =$	30	cm
Resistencia cálculo del hormigón	$f_{cd} =$	140,00	kg/cm ²
Resistencia cálculo del acero	$f_{yd} =$	4347.83	kg/cm ²

a) Axil reducido

$$v = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{53500}{30 \cdot 30 \cdot 140,00} = 0,425$$

b) Momento reducido alrededor del eje X

$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_T}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = \frac{53500 \cdot 9,11}{30 \cdot 30^2 \cdot 140,00} = 0,129$$

c) Momento reducido alrededor del eje Y

$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_T}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = \frac{33500 \cdot 9,11}{30 \cdot 30^2 \cdot 140,00} = 0,129$$

- Momento reducido mayor. ; Momento reducido menor.

$$\mu_1 = 0,129 ; \mu_2 = 0,129$$

d) Cuantía mecánica

Se obtiene de ábacos del **Cuadro N°11 Anexo A8**, ingresando con el valor del momento reducido (μ), y del axil reducido (v), entonces tenemos:

$$\text{Para } v = 0,4 \rightarrow \omega = 0,34 ; \text{ Para } v = 0,6 \rightarrow \omega = 0,41$$

Entonces, interpolando para $v=0,425$, tenemos: $\rightarrow \omega = 0,3486$

e) Armadura de Acero total

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,3486 \cdot 30 \cdot 30 \cdot 140,00}{4347,83} = 10,10 \text{ cm}^2$$

f) Armadura mínima.

$$A_{smin} = 0,008 \cdot h_x \cdot h_y = 0,008 \cdot 30 \cdot 30 = 7,2 \text{ cm}^2$$

g) Armadura elegida. $A_s = 10,10 \text{ cm}^2$

h) Disposición de armadura. $A_s = 4\phi 16 + 2\phi 12 = 10,30 \text{ cm}^2$

3º) Refuerzo longitudinal (Planta Alta):

El procedimiento de cálculo para determinar la armadura de refuerzo siguió el mismo procedimiento del punto anterior, obteniendo los siguientes resultados:

Armadura mínima: $A_{smin} = 7,2 \text{ cm}^2$

Armadura elegida: $A_s = 9,96 \text{ cm}^2$

Disposición de armadura: $A_s = 4\phi 16 + 2\phi 12 = 10,30 \text{ cm}^2$

4º) Refuerzo transversal (Planta Baja y Alta):

$$\phi A_{sTrans.} = 25\% \cdot \phi A_{sLong.} = 0,25 \cdot 16 = 4 \text{ mm}$$

$$\phi A_{sTrans.Min.} = 6 \text{ mm} \rightarrow \phi A_{sTrans. elegida} = 6 \text{ mm}$$

Separación (s), debe comprobar que:

$$s \leq \left\{ \frac{0,85 \cdot d}{30 \text{ cm}} \right\} = \left\{ \frac{0,85 \cdot 28}{30 \text{ cm}} \right\} \rightarrow \frac{23,8 \text{ cm}}{18 \text{ cm}}$$

Por facilidad constructiva, se tomará el siguiente espaciamiento: $s = 15 \text{ cm}$

3.5.5. Estructuras complementarias

1º) Geometría de la Grada:

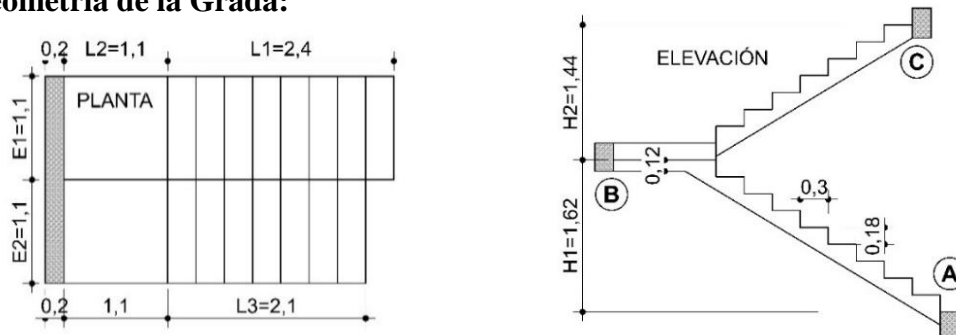


Figura N°28: Dimensiones de Escalera - Grada (Fuente: Elaboración Propia)

Datos Generales:

L1 (m)=	2,4	Longitud horizontal rampa	ch (m)=	0,18	Contra huella
L2 (m)=	1,1	Longitud descanso	H1 (m)=	1,62	Altura media a salvar
E1=E2 (m)=	1,1	Ancho de rampa	H2 (m)=	1,44	Altura media a salvar
B (m)=	5,7	Ancho total de descanso	N=	9	Número de peldaños
t (m)=	0,12	Espesor de losa	$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$ (kg/m ³)	2500	Peso específico H ^o A ^o
h (m)=	0,3	Huella			

2º) Análisis de cargas (Tramo A-B)

a) Carga muerta

- En Rampa.

- Carga de Peldaños:

$$g_P = \frac{h \cdot ch}{2} \cdot 1 \cdot \frac{N}{L_1} \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = \frac{0,30 \cdot 0,18}{2} \cdot 1 \cdot \frac{9}{2,4} \cdot 2500 \rightarrow g_P = 253,125 \text{ Kg/m}$$

- Carga de Rampa:

$$g_R = t \cdot 1 \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0,12 \cdot 1 \cdot 2500 \rightarrow g_R = 300 \text{ Kg/m}$$

- Sobre Carga de pisos y accesorios: $g_{S.R.} = 50 \text{ Kg/m}$

- Carga en Rampa Total:

$$g_{R.T.} = q_P + q_R + q_{R.S.} = 235,125 + 300 + 50 \rightarrow g_{R.T.} = 585,125 \text{ Kg/m}$$

- En Descanso

- Carga de Descanso:

$$g_D = t \cdot 1 \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0,12 \cdot 1 \cdot 2500 \rightarrow g_D = 300 \text{ Kg/m}$$

- Sobre Carga de pisos y accesorios: $g_{S.R.} = 50 \text{ Kg/m}$

- Carga en Descanso Total:

$$g_{D.T.} = q_D + q_{R.S.} = 300 + 50 \rightarrow g_{D.T.} = 350,00 \text{ Kg/m}$$

b) Sobre Carga de Uso

- La sobre carga de uso: $q_{S.C.} = 300,00 \text{ Kg/m}$

- Carga en Baranda: $q_B = 200,00 \text{ Kg/m}$

- Sobre Carga Total.

$$q_T = q_{S.C.} + q_B = 300 + 200 \rightarrow q_T = 500 \text{ Kg/m}$$

c) Pórtico idealizado y cargado

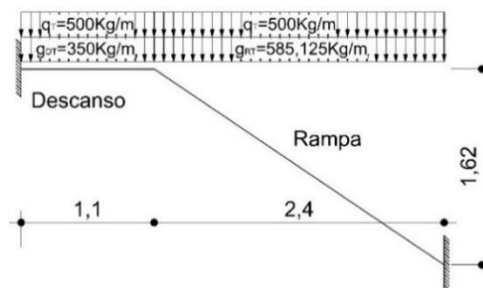


Figura N°29:

Cargas en Grada

(Fuente: Elaboración Propia)

d) Análisis del Pórtico idealizado

El análisis del pórtico se hizo en el programa Robot dando estos resultados:

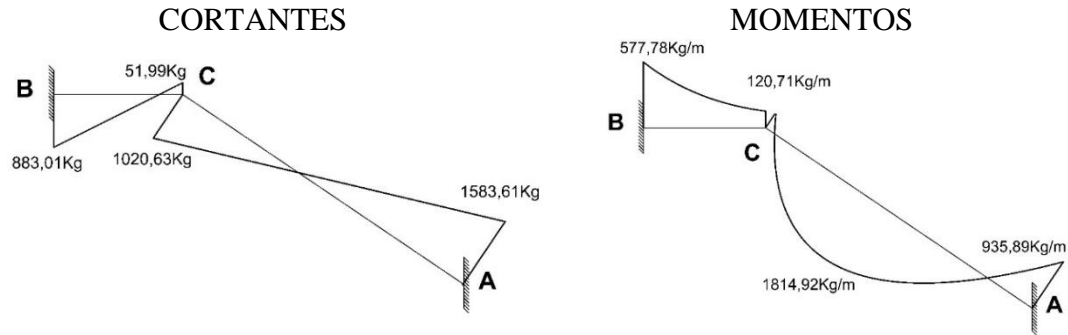


Figura N°30: Fuerzas Internas en Escalera (Fuente: Elaboración Propia)

3°) Cálculo de la armadura longitudinal positiva

a) TRAMO A-B

El momento máximo de diseño positivo en la viga es:

$$M_d = M \cdot 1,6 \cdot 100 = 1814,92 \cdot 1,6 \cdot 100 \rightarrow M_d = 290387,20 \text{ kg} \cdot \text{cm}/\text{m}$$

Datos iniciales:

$$b_w = 1,0 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = 12 - 2,5 = 9,5 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 210/1,5 = 140,00 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 5000/1,15 = 4347,83 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{290387,20}{100 \cdot 9,5^2 \cdot 140,00} = 0,2298$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,316 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 5000 \text{ kg}/\text{cm}^2 \mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,2298 < 0,316$$

Con μ_d entramos a la **Tabla N°13**, y obtenemos la cuantía mecánica: $w_s = 0,2758$

Con la Cuantía mecánica se determina el área de acero, que es:

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,2758 \cdot 100 \cdot 9,5 \cdot \frac{140,00}{4347,83} = 8,44 \text{ cm}^2$$

Con la Cuantía mecánica mínima obtenida de la **Tabla N°14 Anexo A.8** se determina el área de acero mínima, que es: $\rightarrow w_{s \text{ min}} = 0,0018$

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot d = 0,0018 \cdot 100 \cdot 9,5 = 1,71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos la armadura mayor entre la mínima y la calculada, siendo esta:

$$A_s = 8,44 \text{ cm}^2$$

Disposición de barras:

$$\#barras = \frac{A_s}{A_s \emptyset 10} = \frac{8,4}{0,79} = 10,66 \cong 11 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100}{\#barras - 1} = \frac{100}{11 - 1} = 10,00 \text{ cm}$$

Armadura a utilizar:

$$A_s = \emptyset 12_c / 12,5 = 9,05 \text{ cm}^2/m$$

4°) Cálculo de la armadura longitudinal negativa en los puntos “A” y “B”

El procedimiento de cálculo para determinar la armadura en los puntos A y B siguió el mismo procedimiento del punto anterior, obteniendo los siguientes resultados:

Armadura mínima:

$$A_{s \text{ mín}A} = 1,71 \text{ cm}^2/m \quad ; \quad A_{s \text{ mín}B} = 1,71 \text{ cm}^2/m$$

Armadura necesaria:

$$A_{sA} = 3,94 \text{ cm}^2/m \quad ; \quad A_{sB} = 2,37 \text{ cm}^2/m$$

Armadura a utilizar:

$$A_{sA} = \emptyset 8_c / 12,5 = 4,02 \text{ cm}^2/m \quad ; \quad A_{sB} = \emptyset 8_c / 25 = 2,51 \text{ cm}^2/m$$

Por constructibilidad y seguridad, se adoptará en todo el tramo la mayor armadura de las obtenidas entre los puntos “A” y “B”, siendo esta:

$$A_s = \emptyset 8_c / 12,5 = 4,02 \text{ cm}^2/m$$

5°) Armadura de distribución superior e inferior

Se adoptará como armadura de distribución la mínima, por lo tanto, se tiene la siguiente disposición: $A_{s \text{ distribución}} = 2,37 \text{ cm}^2/m$

Disposición de barras:

$$\#barras = \frac{A_s}{A_s \emptyset 8} = \frac{2,37}{0,503} = 4,71 \cong 5 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100}{\#barras - 1} = \frac{100}{5 - 1} = 25,00 \text{ cm}$$

Armadura a utilizar:

$$A_{s \text{ distribución}} = \emptyset 8_c / 25 = 2,51 \text{ cm}^2/m$$

6°) Análisis de cargas (Tramo B-D)

El procediendo del análisis de cargas se lo realizó siguiendo los pasos ya mostrados anteriormente, obteniéndose el esquema de cargas siguiente:

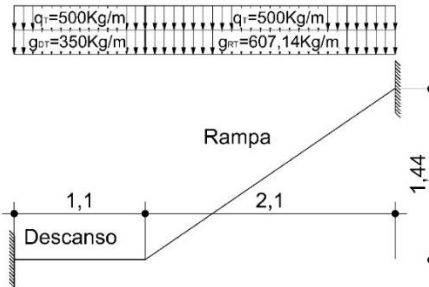


Figura N°31:

Cargas en Grada Tramo B-D

(Fuente: Elaboración Propia)

7°) Análisis del Pórtico idealizado

El análisis del pórtico se lo hizo en el programa Robot, otorgándonos:

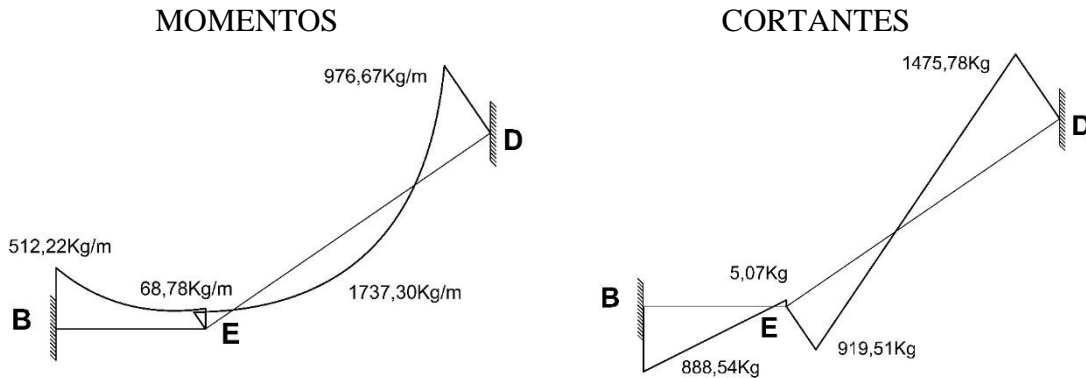


Figura N°32: Envolventes en Grada Tramo B-D (Fuente: Elaboración Propia)

8°) Cálculo de las armaduras Tramo B-D

La determinación de las armaduras longitudinal positiva en el tramo “B-D”, negativa en los puntos “B” y “D” además de la armadura de distribución, se realizaron siguiendo los procedimientos mostrados anteriormente, por lo que a continuación se muestran todos los resultados:

$$\text{Armadura longitudinal positiva Tramo “B-D”}: \quad A_s = 7,99 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Armadura a utilizar Tramo “B-D”}: \quad A_s = \emptyset 12 \text{ c}/12,5 = 9,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Armadura longitudinal negativa Punto “D”}: \quad A_s = 4,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Armadura longitudinal negativa Punto “B”}: \quad A_s = 2,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura longitudinal negativa a utilizar en el tramo “B-D”:

$$A_s = \emptyset 10 \text{ c}/12,5 = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura de distribución superior e inferior tramo “B-D”:

$$A_{\text{distribución}} = \emptyset 8 \text{ c}/25 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

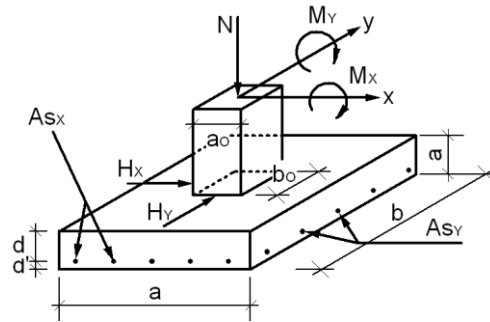
3.5.6. Fundaciones

Para el diseño de zapatas se tomará en cuenta los esfuerzos y dimensiones de la columna C12, obtenidos del programa Cypecad.

C12	Máximas sollicitación				
Hipótesis	N (Ton)	M _x (Ton·m)	M _y (Ton·m)	Q _x (Ton)	Q _y (Ton)
C M	30,52	0,22	0,88	0,33	1,21
C V	10,04	0,14	0,28	0,16	0,29
W total	40,56	0,36	1,16	0,49	1,50

a) Zapatas aisladas

Figura N°36:
Elementos de Zapata
(Fuente: Elaboración Propia)



DATOS:

Esfuerzo normal	N=40,56 Tn.	N=40560,00 kg.
Momento flector en dirección x	M _x =0,36 Tn·m.	M _x =360,00 kg·m.
Momento flector en dirección y	M _y =1,16 Tn·m.	M _y =1160,00 kg·m.
Esfuerzo cortante en dirección x	H _x =0,49 Tn.	H _x =490,00 kg.
Esfuerzo cortante en dirección y	H _y =1,5 Tn.	H _y =1500,00 kg.
Lado de la columna en dirección X	a ₀ =30,00 cm.	
Lado de la columna en dirección Y	b ₀ =30,00 cm.	
Datos del hormigón y del acero:		
Resistencia característica del H °	f _{ck} = 210,00 kg/cm ²	
Resistencia característica del acero	f _{yk} = 5000,00 kg/cm ²	
Peso específico del H°A°	γ _{H°A°} = 2500,00 kg/cm ³	
Capacidad admisible del suelo	σ _{adm} = 1,70 kg/cm ²	

b) Dimensionamiento de zapatas

▪ **Resistencias características reducidas:**

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{210}{1,5} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad ; \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

▪ **Cálculo del área necesaria:**

$$\sigma = \frac{N + P}{A} \leq \sigma_{adm}$$

$$A = \frac{N'}{\sigma_{adm}} = \frac{1,05 \cdot N}{\sigma_{adm}} = \frac{1,05 \cdot 40560,00}{1,70} \rightarrow A = 25051,76 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{26534,12} \rightarrow a = b = 158,28 \text{ cm}$$

Luego de revisiones, las dimensiones de la zapata se asumirán como:

$$a = 175 \text{ cm} ; b = 175 \text{ cm}$$

- **Verificación esfuerzos máximos:**

$$\sigma_1 = \frac{N'}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} \pm \frac{6 \cdot M_y}{a^2 \cdot b} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_1 = \frac{1.05 \cdot 40560}{175 \cdot 175} + \frac{6 \cdot (360 \cdot 100)}{175^2 \cdot 175} + \frac{6 \cdot (1160 \cdot 100)}{175 \cdot 175^2} \rightarrow \sigma_1 = 1,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,48 \text{ kg/cm}^2 < 1,70 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \text{Cumple!}$$

- **Determinación del canto útil:**

$\gamma_f = 1.6$ coeficiente de mayoracion de cargas

$$fvd = 0.5 \cdot \sqrt{fcd} = 0.5 \cdot \sqrt{140,00} \rightarrow fvd = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 \cdot fvd}{\gamma_f \cdot \sigma_{adm}} = \frac{4 \cdot 5,92}{1,6 \cdot 1,70} \rightarrow k = 8,70$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}} = \sqrt{\frac{30 \cdot 30}{4} + \frac{175 \cdot 175}{2 \cdot 8,49 - 1} - \frac{30 + 30}{4}}$$

$$d_1 = 30,74 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} = \frac{2 \cdot (175 - 30)}{4 + 8,49} \rightarrow d_2 = 23,83 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} = \frac{2 \cdot (175 - 30)}{4 + 8,49} \rightarrow d_3 = 23,83 \text{ cm}$$

De los valores anteriores, se elige y redondea el mayor, por lo se adopta: $d=35 \text{ cm}$

Con un recubrimiento de 5 cm la altura de la zapata será $h=35+5 \rightarrow h = 40 \text{ cm}$

- **Momentos corregidos:**

$$M_x^* = M_x + H_x \cdot h = 360 + 490 \cdot 0.40 \rightarrow M_x^* = 556,00 \text{ kg} \cdot m$$

$$M_y^* = M_y + H_y \cdot h = 1160 + 1500 \cdot 0.40 \rightarrow M_y^* = 1760,00 \text{ kg} \cdot m$$

- **Cálculo del peso de la zapata:**

$$P_p = Vol \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = (1,75 \cdot 1,75 \cdot 0.40) \cdot 2500 \rightarrow p_p = 3062,50 \text{ kg}$$

- **Corrección del normal:**

$$N'' = N + P_p = 38960 + 3062,50 \rightarrow N'' = 43622,50 \text{ kg}$$

- **Esfuerzos tensión en la zapata:**

$$\sigma = \frac{N''}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_x^*}{a \cdot b^2} \pm \frac{6 \cdot M_y^*}{a^2 \cdot b}$$

$$\sigma_1 = \frac{N''}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_x^*}{a \cdot b^2} \pm \frac{6 \cdot M_y^*}{a^2 \cdot b} = \frac{43622,50}{175 \cdot 175} - \frac{6 \cdot 556 \cdot 100}{175 \cdot 175^2} + \frac{6 \cdot 1760 \cdot 100}{175^2 \cdot 175} = 1,56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N''}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_x^*}{a \cdot b^2} \pm \frac{6 \cdot M_y^*}{a^2 \cdot b} = \frac{43622,50}{175 \cdot 175} - \frac{6 \cdot 556 \cdot 100}{175 \cdot 175^2} - \frac{6 \cdot 1760 \cdot 100}{175^2 \cdot 175} = 1,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{N''}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_x^*}{a \cdot b^2} \pm \frac{6 \cdot M_y^*}{a^2 \cdot b} = \frac{43622,50}{175 \cdot 175} + \frac{6 \cdot 556 \cdot 100}{175 \cdot 175^2} + \frac{6 \cdot 1760 \cdot 100}{175^2 \cdot 175} = 1,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{N''}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_x^*}{a \cdot b^2} \pm \frac{6 \cdot M_y^*}{a^2 \cdot b} = \frac{43622,50}{175 \cdot 175} + \frac{6 \cdot 556 \cdot 100}{175 \cdot 175^2} - \frac{6 \cdot 1760 \cdot 100}{175^2 \cdot 175} = 1,29 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos calculados anteriormente (1.56, 1.17, 1.68 y 1.29 kg/cm²), son menores al esfuerzo admisible $\sigma_{adm} = 1.70 \text{ kg/cm}^2$ del terreno, por lo que cumple con la sección adoptada.

c) Determinación de la armadura

▪ **Armadura a flexión:**

En dirección X:

$$l_a = \frac{a - a_0}{2} + 0,15 \cdot a_0 = \frac{175 - 30}{2} + 0,15 \cdot 30 \rightarrow l_a = 77 \text{ cm}$$

Cálculo de momentos:

$$\frac{\sigma_3 - \sigma_4}{a} = \frac{X'}{a - l_a}$$

$$X' = (a - l_a) \cdot \frac{\sigma_3 - \sigma_4}{a} = (175 - 77) \cdot \frac{1,63 - 1,24}{175} \rightarrow X' = 0,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = X' + \sigma_4 = 0,22 + 1,29 \rightarrow \sigma_a = 1,51 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del momento en la dirección "a":

$$M_a = \frac{\sigma_a \cdot l_a^2}{2} + \frac{(\sigma_3 - \sigma_a) \cdot l_a}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot l_a\right) = \frac{1,46 \cdot 77^2}{2} + \frac{(1,63 - 1,46) \cdot 77}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 77\right)$$

$$\mathbf{M_a = 4819,96 \text{ kg} \cdot \text{cm}}$$

$$M_{da} = 1,6 \cdot b \cdot M_a = 1,6 \cdot 175 \cdot 4819,96 = 1349589,86 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Cálculo del momento reducido de cálculo del ancho menor de la zapata (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_{da}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1349589,86}{175 \cdot 35^2 \cdot 140,00} \rightarrow \mu_d = \mathbf{0.0450}$$

Determinación de la cuantía mecánica de la armadura (ω_s).

Con $\mu_d = 0.0450$, aplicamos la ecuación simplificada siguiente:

$$\omega_s = \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0,0450 \cdot (1 + 0,0450) \rightarrow \omega_s = \mathbf{0,0470}$$

Determinación de la armadura necesaria.

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot a \cdot d \cdot fcd}{fyd} = \frac{0.0470 \cdot 175 \cdot 35 \cdot 140,00}{4347,83} \rightarrow A_s = 9,27 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:

$$\text{Con } f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \omega_{min} = 0.0018$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot a \cdot d = 0,0018 \cdot 175 \cdot 35 \Rightarrow A_{smin} = 11,03 \text{ cm}^2$$

Se escoge el mayor entre la mínima y la calculada, por lo que la armadura será:

$$A_s = 11,03 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras:

$$\text{Con una barra } \emptyset = 12 \text{ mm ; } A_{\emptyset} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{11,03}{1,13} = 9,75 \rightarrow 10 \text{ barras}$$

Determinación del espaciamiento:

$$s = \frac{a - \#fe \cdot \emptyset}{\#fe} = \frac{(175 - 10) - 10 \cdot 1.2}{10} = 15,30 \rightarrow s = 15,0 \text{ cm}$$

$$\text{Armadura final en "x": } 12\emptyset 12_c/15 = 13,57 \text{ cm}^2$$

En dirección Y:

En la dirección "Y", se siguieron los mismos procedimientos de cálculo que en la dirección "X", obteniendo los siguientes resultados.

$$\text{Determinación de la armadura necesaria. } A_s = 9,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Determinación de la armadura mínima: } A_{smin} = 11,03 \text{ cm}^2$$

Se escoge el mayor entre la mínima y la calculada, por lo que la armadura será:

$$A_s = 11,03 \text{ cm}^2$$

d) Armadura a emplear en la zapata

Como las armaduras en la dirección X y Y, son las mismas, se usarán indistintamente:

$$\text{Armadura en "X" y "Y": } 12\emptyset 12_c/15 = 13,57 \text{ cm}^2$$

e) Comprobaciones

▪ **Verificación al vuelco:**

En dirección "x"

$$\gamma_x = \frac{N''}{M_x^*} \cdot \frac{a}{2} = \frac{43622,50}{556 \cdot 100} \cdot \frac{175}{2} \rightarrow \gamma_x = 68,65 > 1.5 \text{ OK'}$$

En dirección "y"

$$\gamma_y = \frac{N''}{M_y^*} \cdot \frac{a}{2} = \frac{43622,50}{1760 \cdot 100} \cdot \frac{175}{2} \rightarrow \gamma_y = 21,69 > 1,5 \text{ OK'}$$

▪ **Verificación al deslizamiento:**

Debe cumplir para suelos cohesivos (arcillas):

$$\frac{A \cdot Cd}{H_{max}} \geq \gamma_2$$

Donde:

H_{max} = Esfuerzo cortante máximo, en la cara superior de la cimentación.

$Cd = 0,5 c$ = Valor de cálculo de la cohesión

$c = 0,25 \text{ kg/cm}^2$ para arcilla semidura.

A = Área de la base del elemento de cimentación

γ_2 = Coeficiente de seguridad al deslizamiento, igual a 1,50.

$$\frac{A \cdot Cd}{H_{max}} = \frac{(175 \cdot 175) \cdot 0,5 \cdot 0,25}{1500} \rightarrow 2,55 \geq 1,50 \text{ OK'}$$

▪ **Verificación al esfuerzo cortante:**

$$V_{d2} \leq 2 \cdot f_{cv} \cdot d \cdot b$$

Donde:

V_{d2} = Esfuerzo cortante mayorado, que actúa en la sección de referencia S2.

B y d = Dimensiones de la sección de referencia S2 (9.8.2.2.9.1 CBH 87).

f_{cv} = Resistencia virtual de cálculo del hormigón a cortante (8.2.3.2.2 CBH 87)

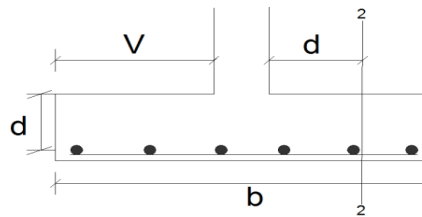
$$f_{cv} = 0,282 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Esfuerzo cortante mayorado del hormigón:

Figura N°37:

Sección de Zapata

(Fuente: Elaboración Propia)



$$V_{d2} = \sigma_t \cdot b \cdot (V - d)$$

$$V = 72,5 \text{ cm} ; d = 35 \text{ cm} ; b = 175 \text{ cm}$$

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{43622,50}{175 \cdot 175} \rightarrow \sigma_t = 1,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{d2} = \sigma_t \cdot b \cdot (V - d) = 1,42 \cdot 175 \cdot (72,5 - 35) \rightarrow V_{d2} = 9347,68 \text{ kg}$$

$$f_{cv} = 0,282 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,282 \sqrt[3]{210^2} = 9,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{d2} \leq 2 \cdot f_{cv} \cdot d \cdot b = 2 \cdot 9,96 \cdot 175 \cdot 35 = 122048,20 \text{ kg}$$

$$V_{d2} = 9347,68 \text{ kg} < 122048,20 \text{ kg} \text{ Cumple'}$$

▪ **Verificación al punzonamiento:**

Debe cumplir que:

$$\frac{N_d}{A_c} + \frac{\alpha \cdot M_d \cdot u}{J_c} \leq 2 \cdot f_{cv}$$

Donde:

N_d = Valor de cálculo de la reacción del pilar.

A_c = Área del conjunto de secciones verticales resistentes que hay que comprobar, igual al producto del perímetro crítico, por el canto útil de la placa (CBH 87)

α = Fracción del momento que se transmite, desde la placa al pilar, por excentricidad de cortante (CBH 87), igual a:

$$\alpha = 1 + \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{a_0 + d}{b_0 + d}}}$$

M_d = En los casos de pilares interiores, diferencia entre los momentos flectores de cálculo que actúan a ambos lados del plano vertical que coincide con la correspondiente fibra neutra “c - c”, de la sección que se va a comprobar.

d = canto útil de la zapata.

J_c = momento de inercia combinado, o momento polar, de la sección que se va a comprobar. Igual a:

$$J_c = \frac{d \cdot (a_0 + d)^3}{6} + \frac{(a_0 + d) \cdot d^3}{6} + \frac{d(b_0 + d)(a_0 + d)^2}{2}$$

f_{cv} = resistencia virtual de cálculo del hormigón, a esfuerzo cortante, igual a:

$$f_{cv} = 0,282 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

u = distancia de la fibra neutra “c - c”, de la sección que hay que comprobar, a los bordes de la misma, definidos por el perímetro crítico, siendo igual a:

$$u = \frac{a_0 + d}{2} ; v = \frac{b_0 + d}{2}$$

- i. Área de secciones verticales resistente.

$$A_c = [(a_0 + d) + (b_0 + d)] \cdot d = [(30 + 35) + (30 + 35)] \cdot 35$$

$$A_c = 4550,00 \text{ cm}^2$$

ii. Fracción de momento que transmite el pilar por excentricidad.

$$\alpha = 1 + \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{a_0 + d}{b_0 + d}}} = 1 + \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{30 + 35}{30 + 35}}}$$

$$\alpha = 1,60$$

iii. Momentos de diseño de comprobación.

$$M_d = M_y^* - M_x^* = 176000,0 - 55600,00 \rightarrow M_d = 120400,00 \text{ kg/cm}$$

iv. Momentos de inercia polar.

$$J_c = \frac{d \cdot (a_0 + d)^3}{6} + \frac{(a_0 + d) \cdot d^3}{6} + \frac{d(b_0 + d)(a_0 + d)^2}{2}$$

$$J_c = \frac{35 \cdot (30 + 35)^3}{6} + \frac{(30 + 35) \cdot 35^3}{6} + \frac{35(30 + 35)(30 + 35)^2}{2}$$

$$J_c = 6872395,83 \text{ cm}^4$$

v. Distancia de la fibra neutra a la sección de comprobación.

$$u = \frac{a_0 + d}{2} = \frac{30 + 35}{2} \rightarrow u = 32,5 \text{ cm}$$

vi. Resistencia virtual de cálculo del hormigón, a esfuerzo cortante.

$$f_{cv} = 0,282 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,282 \cdot \sqrt[3]{210^2} \rightarrow f_{cv} = 9,96 \text{ kg/cm}^2$$

vii. Comprobación a punzonamiento.

$$\frac{N_d}{A_c} + \frac{\alpha \cdot M_d \cdot u}{J_c} \leq 2 \cdot f_{cv} \Rightarrow \frac{43622,50}{4550,00} + \frac{1,60 \cdot 120400,00 \cdot 32,50}{6872395,86} \leq 2 \cdot 9,96$$

$$10,50 \text{ kg/cm}^2 \leq 19,93 \text{ kg/cm}^2 \text{ Cumple;}$$

3.6. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

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. Ver el **Anexo A.3.** para las especificaciones técnicas.

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 del IVA de 14,94 % y un valor del IT de 3,09 %. *Ver Anexo A.4.*

3.6.3. Cómputos métricos

Los cómputos métricos fueron realizados con la ayuda del programa PRESCOM 2010, tomando en cuenta las dimensiones geométricas de los planos arquitectónicos, así como los estructurales, estos se encuentran en el *Anexo A.6.*

3.6.4. Presupuesto

El presupuesto total de la obra se lo realizó con la ayuda del programa PRESCOM 2010, con un tipo de cambio al dólar de 6,96 Bs, El costo total de la obra es de **1.764.180,73 Bs** (253.437,07 \$us), para 929,03 m² construidos, dando un total de 272,80 \$us/m², *cabe hacer notar que el presupuesto no contempla ningún tipo de instalaciones.* El presupuesto desarrollado por ítems se encuentra en el *Anexo A.5.*

3.6.5. Plan de ejecución y cronograma de obra

Para la construcción del internado se tiene un plazo de ejecución de 205 días laborales y 240 días calendario. Se presenta el cronograma general de actividades para el proyecto con su respectivo diagrama GANTT. Este se encuentra en el *Anexo A.12.*

3.6.6. Análisis ambiental

El análisis ambiental se lo realizó en base a lo dispuesto por el Ministerio de Desarrollo Sostenible y Medio Ambiente, la Secretaría Nacional de Recursos Naturales y Medio Ambiente, la Subsecretaría de Medio Ambiente y Dirección de Evaluación de Impacto Ambiental, a través de la ficha ambiental correspondiente (*Anexo A.7.*).

4. CAPÍTULO IV APOORTE ACADÉMICO

Desarrollo

Mediante los resultados obtenidos en el desarrollo del diseño de elementos de hormigón armado en el capítulo 3 se harán las comparaciones necesarias con los resultados obtenidos de los mismos elementos mediante el programa Cypecad, para determinar un resultado.

Vigas:

COMPARACIÓN EN VIGAS (VIGA C11-C12)						
Armadura	Calculada Manualmente			Calculada Cypecad		
	Obtenida	Asumida	Disposición	Obtenida	Asumida	Disposición
Longitudinal positiva	2,96	3,05	2Φ12+1Φ10	2,88	3,05	2Φ12+1Φ10
Longit. negativa C11	2,71	3,05	2Φ12+1Φ10	2,63	3,05	2Φ12+1Φ10
Longit. negativa C12	4,78	4,96	3Φ12+2Φ10	4,72	4,96	3Φ12+2Φ10
Transversal C11	2,57	2,83	Φ6 c/20cm	2,57	2,83	Φ6 c/20cm
Transversal C12	3,29	3,77	Φ6 c/15cm	3,33	3,77	Φ6 c/15cm

Cuyas variaciones serian:

COMPARACIÓN EN VIGAS (VIGA C11-C12)		
Armadura	Variación	
	Obtenida	Asumida
Longitudinal positiva	2,78 %	0,00 %
Longit. negativa C11	3,04 %	0,00 %
Longit. negativa C12	1,27 %	0,00 %
Transversal C11	0,00 %	0,00 %
Transversal C12	-1,20 %	0,00 %

Se puede observar que las variaciones entre armaduras calculadas son mínimas, siendo la mayor de 3,04%, misma que puede ser atribuida a la obtención de los valores de tablas e interpolación de estos valores en el diseño manual. Por otro lado se observa que no existirían variaciones en la armadura asumida, ya que la selección de los aceros por su diámetro resulta ser la misma.

Columnas:

COMPARACIÓN EN COLUMNAS (COLUMNA C12)						
Armadura	Calculada Manualmente			Calculada Cypecad		
	Obtenida	Asumida	Disposición	Obtenida	Asumida	Disposición
Longit. P.B.	10,10	10,30	4Φ16+2Φ12	9,47	10,30	4Φ16+2Φ12
Longit. P.A.	9,96	10,30	2Φ12+1Φ10	9,14	10,30	2Φ12+1Φ10
Transversal P.B.	3,77	3,77	Φ6 c/20cm	3,77	3,77	Φ6 c/20cm
Transversal P.A.	3,77	3,77	Φ6 c/15cm	3,77	3,77	Φ6 c/15cm

Cuyas variaciones serian:

COMPARACIÓN EN COLUMNAS (COLUMNA C12)		
Armadura	Variación	
	Obtenida	Asumida
Longit. P.B.	6,65 %	0,00 %
Longit. P.A.	8,97 %	0,00 %
Transversal P.B.	0,00 %	0,00 %
Transversal P.A.	0,00 %	0,00 %

En el acero de las columnas, se observa una mayor variación entre armaduras calculadas, pero solo en la armadura longitudinal, esta variación puede ser atribuida a la obtención de valores de los ábacos empleados en el diseño, ya que su obtención es visual. En cuanto a la armadura transversal no existiría variación, ya que su determinación se la realiza en función de la armadura longitudinal usada y las dimensiones transversales del elemento. Para la armadura asumida, en ambos casos se utilizó la misma, por lo que no existiría variación.

Gradas:

COMPARACIÓN EN GRADAS (TRAMO A-B)						
Armadura	Calculada Manualmente			Calculada Cypecad		
	Obtenida	Asumida	Disposición	Obtenida	Asumida	Disposición
Longit. positiva	8,44	9,05	Φ12 c/12,5cm	9,25	9,05	Φ12 c/12,5cm
Longit. negativa	3,94	4,02	Φ8 c/12,5cm	3,73	4,02	Φ8 c/12,5cm
De distribución	2,37	2,51	Φ8 c/25cm	2,51	2,51	Φ8 c/25cm

Cuyas variaciones serian:

COMPARACIÓN EN GRADAS (TRAMO A-B)		
Armadura	Variación	
	Obtenida	Asumida
Longit. positiva	-8,76 %	0,00 %
Longit. negativa	5,63 %	0,00 %
De distribución	-5,58 %	0,00 %

Para las gradas, igualmente se observan variaciones en todas las armaduras obtenidas por diseño y ninguna variación en las armaduras asumidas y su disposición, ya que por tratarse de variaciones mínimas en el primer caso, la disposición de las armaduras que se realiza en base a los diámetros de los aceros, llega a ser la misma para el diseño manual y el diseño por el Cypecad.

Zapatas:

COMPARACIÓN EN ZAPATAS (ZAPATA C12)						
Armadura	Calculada Manualmente			Calculada Cypecad		
	Obtenida	Asumida	Disposición	Obtenida	Asumida	Disposición
En dirección "X"	11,03	13,57	Φ12 c/15cm	11,03	13,57	Φ12 c/15cm
En dirección "Y"	11,03	13,57	Φ12 c/15cm	11,03	13,57	Φ12 c/15cm

Cuyas variaciones serian:

COMPARACIÓN EN ZAPATAS (ZAPATA C12)		
Armadura	Variación	
	Obtenida	Asumida
En dirección "X"	0,00 %	0,00 %
En dirección "Y"	0,00 %	0,00 %

En el caso de zapatas, no existe variación de ninguno de los casos ya que la armadura empleada es la mínima.

5. CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- Luego de haber desarrollado el presente documento líneas arriba, se puede concluir que se cumplieron satisfactoriamente todos los objetivos planteados para la realización del diseño estructural del centro de salud Turumayo para así otorgar una alternativa de solución al problema identificado.
- En cuanto al suelo de fundación, mediante los estudios de resistencia realizados; primero, con un ensayo de S.P.T. una resistencia admisible de 1.70 kg/cm², a 2,00 m de profundidad, y segundo, se obtuvo valores de 3,00, 3,00 y 2,50 kg/cm² a profundidades de 2,00, 3,00 y 4,00 m respectivamente. Se pudo evidenciar que el suelo de fundación es apto para el emplazamiento de la estructura planteada.
- Siendo que la dimensión mayor de las zapatas es de 1,75 m, y dado que las recomendaciones de la profundidad de fundación, es que debe ser igual o mayor al de la zapata de mayor tamaño, además, tomando los datos obtenidos resultado de estudio de suelos, es que se define como nivel de fundación para la estructura un valor de -2,00 m de profundidad.
- Tras haber consultado distintas bibliografías y la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, se llegó a la conclusión de que las siguientes cargas son las más adecuadas para el tipo de estructura plantada en el presente proyecto.
 - a) Sobrecarga de uso en losas de ambientes 300,00 kg/m².
 - b) Carga de sobrepiso e instalaciones 50,00 kg/m².
 - c) Carga en losas de cubierta 100,00 kg/m².
 - d) Carga en techos de cubierta (cerchas) 1000 kg/m².
 - e) Carga debido al cielo falso en cerchas 30 kg/m².
 - f) Carga en gradas 300,00 kg/m².
 - g) Carga de barandados en gradas y balcones 200,00 kg/m².
 - h) Carga de viento, la cual está en función de la velocidad del viento.
 - i) Carga del peso propio de los elementos estructurales, que están en función de sus dimensiones y del material que los componen.

Cabe aclarar, que se utilizó la alternancia de cargas para obtener los máximos esfuerzos para cada hipótesis de carga.

- La fundación propuesta para la estructura son zapatas centradas. El motivo por el cual se eligió esta opción, se debe a que, la estructura de sustentación es aporticada, por tanto, las cargas que trasmite son puntuales, además de tener en cuenta la resistencia de suelo, la cual es adecuada para este tipo de cimentación y de considerar su ubicación en el terreno.
- La estructura de sustentación elegida para el presente proyecto es aporticada de hormigón armado, por ser la más adecuada, tanto por el costo como por la disponibilidad de los materiales a emplear y al uso que se le dará.
- La estructura de sustentación de cubierta se diseñó con madera, esto en base a la arquitectura y a las luces, por estar en un rango aconsejable para este material y esto hace más viable el diseño con el material seleccionado, los tipos de cerchas fueron seleccionadas de manera tal que no presenten grandes deformaciones debido a las cargas de servicio, el tipo de madera seleccionado para estructura fue, “Grupo B”. Además de cumplir con las exigencias arquitectónicas del proyecto.
- Se pudo realizar satisfactoriamente el presupuesto general de obra otorgándonos un costo de 272,80 \$us/m², mostrando que está en un rango normal para este tipo de estructura. Con el presupuesto desarrollado, esto permitirá buscar financiamiento y posterior ejecución, para de esa forma contribuir en parte a la solución del problema planteado.
- El plazo de ejecución del proyecto es de 240 días calendario, es decir aproximadamente de 8 meses.
- Luego de haber realizado todo el análisis y diseño estructural, se observó que las variaciones entre resultados obtenidos por el programa Cypecad y los obtenidos de forma manual, son mínimos y atribuibles a las apreciaciones de los ábacos, mismos que no afectan al resultado final. Por lo que en base a lo expuesto se concluye que el programa de diseño estructural Cypecad es apropiado para su utilización en Bolivia.

5.2. RECOMENDACIONES

Entre las recomendaciones que se pueden recopilar se mencionan las siguientes:

- A la hora de emplear la sobrecarga de uso para el diseño de la cubierta con cerchas de madera, utilizar una magnitud de 100 kg/m^2 , y no así el valor indicado por el manual para maderas del grupo andino que es de 50 kg/m^2 , porque esta no representa la magnitud de la carga real (una persona realizando el trabajo de limpieza mantenimiento).
- Para definir la cota de fundación, se debe realizar un estudio hasta una profundidad mínima de 4 metros, para así obtener y definir una cota óptima para el proyecto y verificar la composición de los distintos estratos de suelo del área del proyecto.
- Para el diseño, emplear las cargas que correspondan a nieve o en su defecto a granizo, en función a la ubicación del proyecto.
- Para el diseño de la estructura de cubierta (cerchas de madera), debe utilizarse madera del tipo “B”, debido a que este tipo de madera es muy comercial en nuestro medio y representa un costo menor y mayor trabajabilidad, en comparación al tipo de madera “C”.
- Es importante no guiarse solamente con los resultados que nos arroja cualquier paquete computacional para el cálculo de estructuras, si no saber realizar verificaciones rápidas y conocer el procedimiento de cálculo, caso contrario se pueden cometer grandes errores y cuando se cometen errores en ingeniería pueden llegar a afectar de gran magnitud al proyecto tanto técnica como económicamente.