

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

1.1 PROBLEMA

1.1.1 Planteamiento del problema

Hoy en día vivimos en una sociedad la cual está en un constante cambio y evolución, esto a su vez implica un crecimiento significativo de la población y por ende una reducción en los espacios, esta reducción se evidencia en lugares representativos como ser zonas comerciales. La falta de áreas adecuadas o infraestructuras inexistentes para la venta de productos delicados con lleva a la Asociación de Mujeres Elaboradoras de Masas de Padcaya (AMEMPA) u otras, a instalarse a orillas de las calles y en la parte central de la comunidad, generando congestión vehicular y aglomeración de personas, entorpeciendo la circulación de los peatones que transitan por el sector.

El crecimiento de productores requiere de una infraestructura adecuada y apta, donde la actividad comercial pueda desarrollarse y crecer.

1.1.2 Formulación del problema

- ¿De qué manera la construcción del “Mercado Central de Padcaya”, contribuirá a la mejora de la comercialización de la masas tradicionales y artesanías de Padcaya?.

1.1.3 Solución

- La población de Padcaya y el Gobierno Autónomo Municipal de Padcaya han notado los efectos que trae consigo la situación actual de los productores, lo que impulsa al desarrollo del proyecto “Construcción del Mercado Central de Padcaya”,(Mercado de las Masas).

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 General

Realizar el cálculo estructural del “Mercado Central de Padcaya”. Ubicado en el municipio de Padcaya, provincia Aniceto Arce Ruiz del departamento de Tarija. Mediante la **Norma**

Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87). Para que resuelva las necesidades espaciales de los productores, aplicando criterios de eficiencia en el diseño.

1.2.2 Específicos

- Realizar el estudio geotécnico y topográfico del lugar de ensamble.
- Realizar el Análisis estructural, mediante la Norma Boliviana del Hormigón (CBH-1987).
- Diseñar los elementos estructurales que compone la estructura.
- Realizar el cronograma de ejecución de obra y determinar el precio, mediante: especificaciones, planos, cómputos, cantidades, precio unitario y general de la obra.

1.3 JUSTIFICACIÓN

1.3.1 Académica

Al realizar el proyecto se integrará y profundizará los conocimientos adquiridos durante la formación académica en el área de estructuras para poder realizar el cálculo estructural del “Mercado Central de Padcaya”, servirá de aporte en el beneficio de la comunidad.

1.3.2 Técnica

Técnicamente el proyecto es viable por que se realizara el cálculo con un método adecuado mediante Esfuerzos Últimos, se aplicara conocimientos técnicos adquiridos de manera adecuada para realizar el cálculo estructural, utilizando como herramientas el software **CYPECAD**, la **Norma Boliviana** del Hormigón Armado (CBH-87) y el **Manual de diseño para Maderas del Grupo Andino**.

1.3.3 Social

Debido crecimiento de productores y la falta de infraestructura en el municipio de Padcaya y para evitar el congestionamiento vehicular y conglomeración comercial en el centro del lugar se pretende realizar la construcción del “Mercado Central Padcaya”, la cual aportará espacios aptos beneficiando a los productores (de masitas) y consumidores.

Por otra parte, permitirá al municipio a mejorar en su calidad de vida, habrá una mejor circulación vehicular y centros de lugares ya no se verán afectados por la mala ubicación de vendedores.

1.4. MARCO DE REFERENCIAS

1.4.1 Conceptual

Cimentación. - conjunto de elementos estructurales destinados a transmitir las cargas de una estructura al suelo.

Zapata combinada - Zapata que soporta más de una columna.

Zapata aislada - Apoyo individual para las diferentes partes de una unidad de subestructura; la fundación se denomina fundación mediante zapatas.

Recubrimiento. - Mínima distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una barra y el paramento más próximo de la pieza.

Capacidad mecánica. - En una barra de acero o una sección de hormigón, producto de la sección por la resistencia de cálculo del material, en tracción o en compresión. En una armadura, la suma de las capacidades mecánicas de las barras que la componen.

Carga permanente. - Conjunto de cargas, constantes en posición y magnitud, que actúan siempre sobre una estructura; es decir, suma del peso propio y la carga muerta.

Carga muerta. - Carga inerte que gravita de un modo continuo sobre el elemento o pieza que se calcula, con exclusión del peso propio del elemento en cuestión.

Coefficiente de mayoración. - Coeficiente de seguridad parcial relativo a las acciones, multiplicador de los valores característicos de las mismas.

Coefficiente de minoración. - Coeficiente de seguridad parcial relativo al material, divisor del valor característico de su resistencia.

Coefficiente de variación de la resistencia característica del hormigón. - Cociente entre la desviación normal y la media aritmética de los resultados de un número finito de ensayos de resistencia realizados.

Cuantía mecánica. - En la sección transversal de una pieza, cociente que resulta de dividir la capacidad mecánica de la armadura por la capacidad mecánica de la sección útil del hormigón.

Cuantía geométrica. - En la sección transversal de una pieza, cociente que resulta de dividir el área de la sección total de armaduras por la de la sección de hormigón.

Estado límite. - Cualquier situación que, al ser alcanzada por una estructura o parte de ella, la pone fuera de servicio, es decir, en condiciones tales que deja de cumplir alguna de las funciones para las que fue proyectada.

Estado límite último de utilización (o de servicio). - Aquel que corresponde al colapso total o parcial de la estructura.

Columna. - Elemento estructural cuya sollicitación principal es la carga axial de compresión acompañada o no de momentos flectores, torsión o esfuerzos cortantes y con una relación de longitud a su menor dimensión de la sección de 3 o más.

Losa. - Elemento estructural horizontal, o aproximadamente horizontal, macizo o con nervaduras, que trabajan en una o dos direcciones, de espesor pequeño en relación con sus otras dos dimensiones.

Pórtico. - Conjunto estructural constituido por vigas y columnas unidas rígidamente.

Viga. - Elemento estructural. Horizontal o aproximadamente horizontal, cuya dimensión longitudinal es mayor que las otras dos y su sollicitación principal es el momento flector, acompañado o no de cargas axiales, fuerzas cortantes y torsiones.

Vigueta o nervadura. - Elemento estructural que forma parte de una losa nervada, el cual trabaja principalmente a flexión.

Características mecánicas del hormigón. - El hormigón presenta alta resistencia a compresión y una baja resistencia a tracción. La resistencia característica del hormigón (f_{ck}) se define como el valor que presenta un grado de confianza del 95% y se expresa como:

$$f_{ck} = f_{cm} (1 - 1.64 \delta)$$

Donde:

f_{cm} : resistencia media.

δ : coeficiente de variación de la población de resistencias.

Características mecánicas del acero. - Las características mecánicas más importantes para la definición de un acero son: la resistencia mecánica, el límite elástico, la relación entre los dos valores mencionados, el alargamiento y la aptitud al doblado-desdoblado. Las dos primeras califican al acero desde el punto de vista resistente y las tres últimas desde el punto de vista de sus cualidades plásticas.

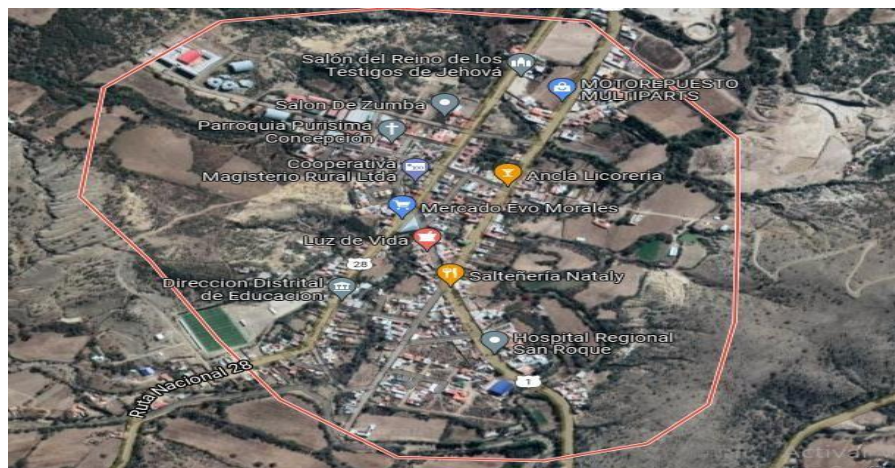
Software CYPECAD y CYPECAD 3D. - Es el software para el proyecto de edificios de hormigón armado y metálicos que permite el análisis espacial, el dimensionamiento de todos los elementos estructurales, la edición de las armaduras y secciones y la obtención de los planos de construcción de la estructura. Realiza el cálculo de estructuras tridimensionales formadas por soportes y forjados, incluida la cimentación, y el dimensionado automático de los elementos de hormigón armado y metálicos.

1.4.2 Espacial

El proyecto construcción del “Mercado Central Padcaya”, se realizará en el Municipio de Padcaya, Provincia Aniceto Arce Ruiz del Departamento de Tarija.

A 45 km de la ciudad, (**ver figura 1.1**)

Figura 1.1 Ubicación del “Mercado central de Padcaya” (Municipio de Padcaya)



Fuente: Adaptada de la ubicación municipio de Padcaya, [Google Maps, 2021](#).

1.5 ALCANCE

1.5.1 General

En este proyecto se pretende realizar el diseño y cálculo estructural del Mercado Central de Padcaya ubicada en el Municipio de Padcaya del Departamento de Tarija.

El Cálculo involucra todos los elementos estructurales correspondientes:

- Cimentaciones
- Columnas
- Vigas
- Escaleras
- Losas

Todos los elementos son necesarios para garantizar la óptima estabilidad de la edificación. Se aplicarán los requerimientos que éste demanda según procedimientos de cálculo y dimensionamiento por la Norma CBH-87.

1.5.2 Resultados a lograr

- Se obtendrá el diseño estructural del Mercado Central de Padcaya.
- Se va lograr obtener planos estructurales.
- Estimación de cómputos métricos y análisis de precios unitarios.
- Presupuesto de la obra.
- Cronograma de ejecución de la obra.
- Se entregará una copia del proyecto final a la UAJMS y a la ENTIDAD a cargo del proyecto.

1.5.3. Restricciones y limitaciones

- El proyecto comprenderá exclusivamente el diseño estructural de la infraestructura y superestructura, elaboración de planos estructurales y verificaciones correspondientes de elementos estructurales más desfavorables.

- Se detallarán las especificaciones técnicas, volúmenes de obra, análisis de precios unitarios, cronograma de ejecución y presupuesto del módulo de “obra gruesa” del proyecto.
- No se realizará el diseño de las instalaciones eléctricas, sanitarias, de agua potable e instalación pluvial, ni se cuantificarán cantidades y costos de estas actividades.

1.6 INFORMACIÓN SOCIECONÓMICA DEL PROYECTO

Padcaya es una localidad y municipio de Bolivia, capital de la provincia de Aniceto Arce en el departamento de Tarija, cuenta con una población de 18.681 habitantes. Su principal actividad económica se basa en la agricultura y piscicultura debido a la gran extensión de praderas nativas y recursos hídricos, además del turismo como el Santuario de la “Virgen de Chaguaya”.

1.7 SERVICIOS BÁSICOS EXISTENTES

El acceso a los servicios básicos es un indicador importante de las condiciones favorables en el bienestar social y en el nivel relativo de desarrollo.

El Municipio de Padcaya cuenta con los siguientes servicios básicos:

- Gas domiciliario (ver figura 1.2)

Figura 1.2 Viviendas con gas domiciliario por municipio

Municipio	Viviendas	% de Viviendas con Gas domiciliario
Bermejo	4.939	54,80
Tarija	22.447	40,87
Padcaya	1.609	31,61
Yacuiba	6.568	29,67
Yunchará	372	25,07
Villamontes	2.249	21,86
Caraparí	600	15,02
Villa San Lorenzo	860	13,26
Entre Ríos	562	10,38
Uriondo	395	9,49
El Puente	303	9,31
TOTAL	40.904	30,83

Fuente: Revista Tarija digna servicios básicos pueblo

- Agua potable
- Sistemas de alcantarillado
- Energía eléctrica (ver figura 3)

Figura 1.3 Cobertura y números de usuarios con energía eléctrica

PROVINCIA	2015	2016	2017	2018	2019*	2020*
CERCADO COBERTURA %	88%	89%	90%	93%	94%	97%
Cercado	52.767	54.743	56.783	57.944	59.412	61.108
MENDEZ COBERTURA %	78%	79%	83%	85%	88%	90%
San Lorenzo	5.726	6.157	6.630	6.982	7.134	7.579
El Puente	2.745	2.956	3.159	3.628	3.926	4.226
AVILES COBERTURA %	91%	93%	95%	97%	98%	99%
Uriondo	3.352	3.508	3.698	3.996	4.225	4.589
Yunchara	1.210	1.532	1.637	1.993	2.225	2.988
ARCE COBERTURA %	81%	82%	86%	88%	89%	89%
Padcaya	3.702	3.992	4.201	4.582	4.886	5.105
Bermejo	9.415	10.585	11.685	12.497	13.956	14.316
GRAN CHACO COBERTURA %	85%	86%	89%	91%	93%	95%
Yacuiba	21.412	22.103	23.182	23.900	24.772	25.118
Carapari	3.745	3.922	4.118	4.556	4.958	5.212
Villa Montes	10.418	11.580	12.680	13.792	13.998	14.693
O'CONNOR COBERTURA %	78%	79%	83%	84%	85%	87%
O'Connor	4.722	4.998	5.388	5.720	5.997	6.325
TOTAL GENERAL	119.218	126.081	133.165	139.594	145.494	151.264
COBERTURA DEPARTAMENTAL %	89%	90%	92%	94%	95%	97%

Fuente: Revista Tarija digna servicios básicos pueblo

CAPÍTULO II

MARCO TEORICO

2.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

Un levantamiento topográfico es una representación gráfica, la cual cumple con todos los requerimientos que necesita un constructor para ubicar un proyecto en el terreno, ya que éste proporciona una representación completa del relieve y de las obras existentes.

Permite trazar mapas o planos de un área, en los cuales aparecen las principales características físicas del terreno, tales como ríos, lagos, caminos, etc. y las diferencias de altura de los diferentes relieves, tales como valles, llanuras, colinas o pendientes.

El principal objetivo de un levantamiento topográfico es determinar la posición relativa entre varios puntos sobre un plano horizontal. Esto se compone mediante un método llamado planimetría. El siguiente fin es delimitar la altura entre varios puntos en relación con el plano horizontal definido anteriormente. Esto se lleva a cabo mediante la nivelación directa. Tras ejecutar estos dos objetivos, es posible trazar planos y mapas a partir de los resultados logrados consiguiendo un levantamiento topográfico.

2.2 ESTUDIO DE SUELOS

Un estudio de suelos o análisis geotécnico es un procedimiento que permite obtener información sobre las características de un terreno. Este tipo de información es esencial para poder realizar de forma técnica y segura la planificación y diseño de un proyecto de construcción a ejecutarse en dicho terreno y definir las condiciones de cimentación que va requerir dicha construcción. Por ello se realiza previamente.

El estudio de suelos permite conocer:

- Las características físicas, químicas y mecánicas del suelo.
- La composición estratigráfica, es decir las capas o estratos que componen el suelo.
- Ubicación de cuerpos de agua (napas freáticas).
- El nivel de fundación.
- Planificar el diseño y cálculo de las fundaciones de la edificación.

Cuando se habla de un estudio de suelos, se hace referencia a un proceso, que implica determinadas etapas. Desde un análisis, hasta el estudio detallado de la información obtenida en el trabajo de campo y laboratorio.

De este modo, pueden ser clasificadas las etapas como:

2.2.1 Etapa preliminar

La etapa preliminar comprende el reconocimiento de la zona, implicando una visita a la zona de trabajo. Se buscará detectar posibles obstáculos para la ejecución del trabajo de campo, con el objeto de prever los equipos necesarios y así organizar el estudio.

2.2.2 Investigación del sitio

Comprende la instancia del proceso en la cual se realiza la exploración propiamente dicha. Se realizan excavaciones, perforaciones y ensayos in-situ para la caracterización del suelo. Permite realizar un examen directo o indirecto del mismo a través de sondeos, extracción de muestras, calicatas, pozos, etc.

El tipo de ensayo a ejecutar, dependerá de las características del suelo, las profundidades mínimas a explorar y las exigencias en relación a la extracción de muestras.

Para el estudio de suelos se llevará a cabo la prueba de “PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT”.

Otra tarea de esta etapa, comprende la extracción de muestras de suelo para la realización de ensayos de laboratorio y caracterización in-situ del suelo estudiado.

2.2.2.1 Prueba de penetración estándar SPT

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

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

respectivamente. Este ensayo SPT es de uso extendido, muy útil en la caracterización de suelos granulares (arenas o gravas arenosas), donde es difícil obtener muestras inalteradas para los ensayos de laboratorio.

El objetivo del ensayo es determinar la capacidad portante del suelo, estimar parámetros resistentes y complementariamente la extracción de muestras, para fines de diseño de cimentación.

2.2.3 Ensayos de laboratorio

A partir de las muestras extraídas en campo, se procede a la ejecución de ensayos de laboratorio que permitan:

- Identificar y clasificar las muestras, permitiendo así aplicar conocimientos preexistentes obtenidos en suelos similares.
- Obtener los parámetros geotécnicos relevantes para el diseño del proyecto en cuestión

Los ensayos a realizar en laboratorio son los siguientes:

- Contenido de Humedad
- Distribución Granulométrica
- Límites de Atterberg
- Clasificación de los suelos (según A.A.S.H.T.O. y S.U.C.S.).
- Capacidad Portante del Suelo.

2.2.3.1 Capacidad portante de suelo

El valor de la carga de hundimiento dependerá entre otros factores de:

- Las características del terreno (c, Φ).
- De la forma y dimensiones que tiene la zapata.
- La profundidad de la cimentación.

En la ingeniería geotécnica se denomina capacidad portante a la capacidad del suelo para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el suelo, tal que no se produzca un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

Por tanto, la capacidad portante admisible debe estar basada en uno de los siguientes criterios funcionales:

- Si la función del suelo de cimentación es soportar una determinada tensión independientemente de la deformación, la capacidad portante se denomina carga de hundimiento.
- Si lo que se busca es un equilibrio entre la tensión aplicada al suelo y la deformación sufrida por este, deberá calcularse la capacidad portante a partir de criterios de asiento admisible.

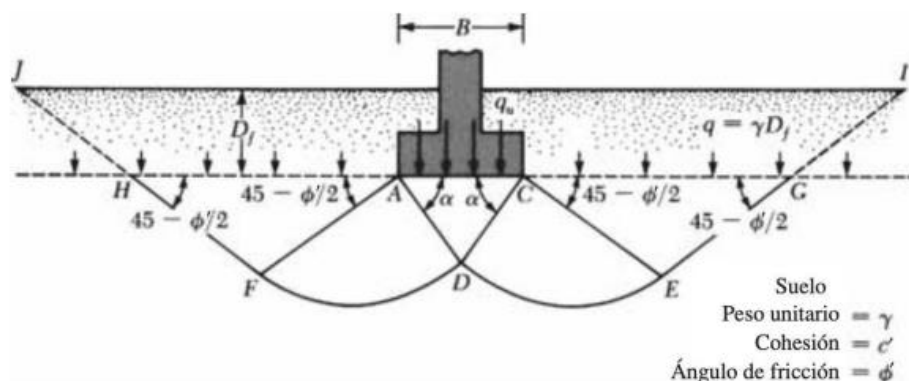
Terzaghi en 1943 fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad portante de cimentaciones superficiales, la cual dice que una cimentación es superficial si la profundidad (D_f) de la cimentación es menor que o igual al ancho de la misma.

Terzaghi sugirió que para una cimentación continua o de franja (es decir, la razón de ancho a largo de la cimentación tiende a 0) la superficie de falla en un suelo bajo carga última, en el caso de falla cortante general, es según la figura 2.1.

El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación se supone reemplazado por el efecto de una sobrecarga equivalente:

$$q = \gamma * D_f$$

Figura 2.1 Falla por capacidad de carga de un suelo bajo una cimentación rígida continua (corrida)



Fuente: Libro Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones Séptima edición – Braja M. Das

En su planteamiento, Terzaghi llega a la propuesta de una ecuación para obtener la capacidad portante crítica (q_c), para una zapata cuadrada:

$$q_{ult} = 1,3 c' * N_c + q * N_q + 0,4\gamma * B * N_\gamma$$

Donde:

c' = cohesión del suelo

γ = peso unitario del suelo

$q = \gamma D_f$

N_c, N_q, N_γ =Factores de capacidad de carga adimensionales y solo son funciones del ángulo de fricción del suelo, ϕ

B = ancho de la zapata

La variación de N_c, N_q y N_γ con el ángulo de fricción del suelo ϕ' se da en la tabla 2.1

Tabla 2.1 Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi N_c, N_q y N_γ

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Fuente: Libro Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones Séptima edición – Braja M. Das

Los valores para el ángulo de fricción, peso específico y densidad relativa, se obtiene a través de correlaciones con el número de golpes obtenido en el ensayo SPT.

Tabla 2.2 Ángulo de fricción mediante las correlaciones del SPT

Autor	Año	Ecuación	Transformación
Terzaghi & Peck [1]	1945	$\phi' = 28,5 + 0,25N_{1,45}$	$\phi'_{45} = 28,5 + 0,25N_{1,45}$
Peck et al. [19]	1953	$\phi' = 26,25 \left(2 - \left(\frac{N_{1,45}}{62} \right) \right)$	$\phi'_{45} = 26,25 \left(2 - \left(\frac{N_{1,45}}{62} \right) \right)$
Kishida [20]	1969	$\phi' = 15 + \sqrt{20N_{1,72}}$	$\phi'_{45} = 15 + \sqrt{12,5N_{1,45}}$
Schmertmann [16]	1970	$\phi' = \tan^{-1} \left[\left(\frac{N_{1,45}}{32,5} \right)^{0,24} \right]$	$\phi'_{45} = \tan^{-1} \left[\left(\frac{N_{1,45}}{43,3} \right)^{0,24} \right]$
JNR (Japan National Railway) [21]	1999	$\phi' = 27 + 0,30N_{1,72}$	$\phi'_{45} = 27 + 0,1875N_{1,45}$
JRB (Japan Road Bureau) [21]	1996	$\phi' = 15 + \sqrt{15N_{1,72}}$	$\phi'_{45} = 15 + \sqrt{9,375N_{1,45}}$
Hatanaka & Uchida [22]	1996	$\phi' = \sqrt{20N_{1,72}} + 20$	$\phi'_{45} = \sqrt{12,5N_{1,45}} + 20$
Montenegro & González [8]	2014	$\phi' = 12,79 + \sqrt{25,86N_{1,72}}$	$\phi'_{45} = 12,79 + \sqrt{16,16N_{1,45}}$

Fuente: J. E. Carmona y J. C. Ruge. (2015).

Tabla 2.3 Valores empíricos de D_r , ϕ , y peso específico para suelos granulares basados en el SPT, aproximadamente a 6 m de profundidad y normalmente consolidados

Suelo	D_r	SPT N'_{70}			ϕ°			γ (natural o húmedo)	
		fino	medio	grueso	fino	medio	grueso	lb/pie ³	kN/m ³
Muy suelto	0.00	1, 2	2, 3	3, 6	26, 28	27, 28	28, 30	70, 100	11, 16
		3, 6	4, 7	5, 9	28, 30	30, 32	30, 34	90, 115	14, 18
Suelto	0.15	7, 15	8, 20	10, 25	30, 34	32, 36	33, 40	110, 130	17, 20
Medio	0.35	16, 30	21, 40	26, 45	33, 38	36, 42	40, 50	110, 140	17, 22
Denso	0.65	¿?	> 40	> 45	< 50			130, 150	20, 23
Muy denso	0.85								

Fuente: Bowles, Joseph E.; *Foundation analysis and design*.

La capacidad de carga admisible, q_{adm} , consiste una reducción de la capacidad de carga última con la aplicación de un factor de seguridad FS:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F.S.}$$

Por lo tanto, de seguridad debe ser al menos de 3 en todos los casos.

2.3 DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico es un diagrama de funcionamiento de actividad dentro del inmueble a construir, ubicando los espacios que se relacionan entre sí y plasmándolo en un proyecto arquitectónico.

El diseño arquitectónico del MERCADO CENTRAL DE PADCAYA, contará con dos niveles, el primero destinado a áreas comerciales para la venta de las masitas tradicionales y baños. El segundo nivel estará destinado para área comercial de artesanías y/u otros además de contar con baños públicos.

2.4 IDEALIZACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

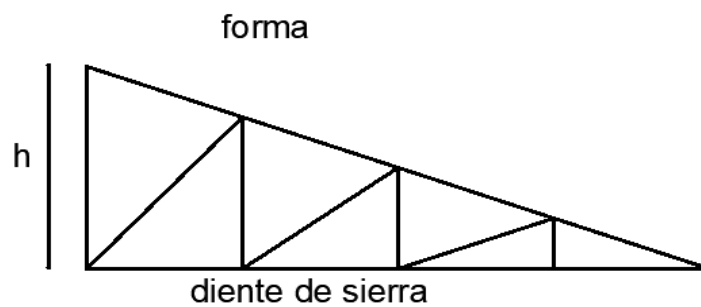
2.4.1 Sustentación de cubierta

La idealización estructural de la cubierta está ligada a la geometría donde estará dispuesta y sobre todo a la arquitectura.

Se opta la colocación de una cubierta de calamina (tipo teja), con estructura de madera por la factibilidad del material, ya que la madera es un material de fácil obtención y manipuleo.

Establecida la geometría se presenta el tipo de armadura a implementar en la estructura y como se la considera en el cálculo de la misma.

Figura 2.2 Armadura diente de sierra



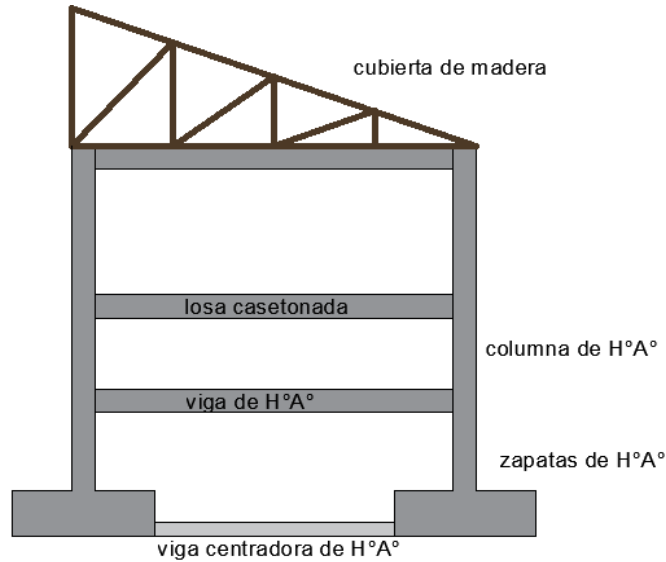
Fuente: Manual de diseño para maderas del grupo andino

2.4.2 Sustentación de la edificación

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por pórticos, los cuales están constituidos por columnas de sección variable, vigas de sección rectangular con base de 25cm, ambas de H°A°, así como también de losa plana casetonada.

Por consiguiente, se opta por una estructura aporricada como se muestra a continuación:

Figura 2.3 Idealización estructura aporricada

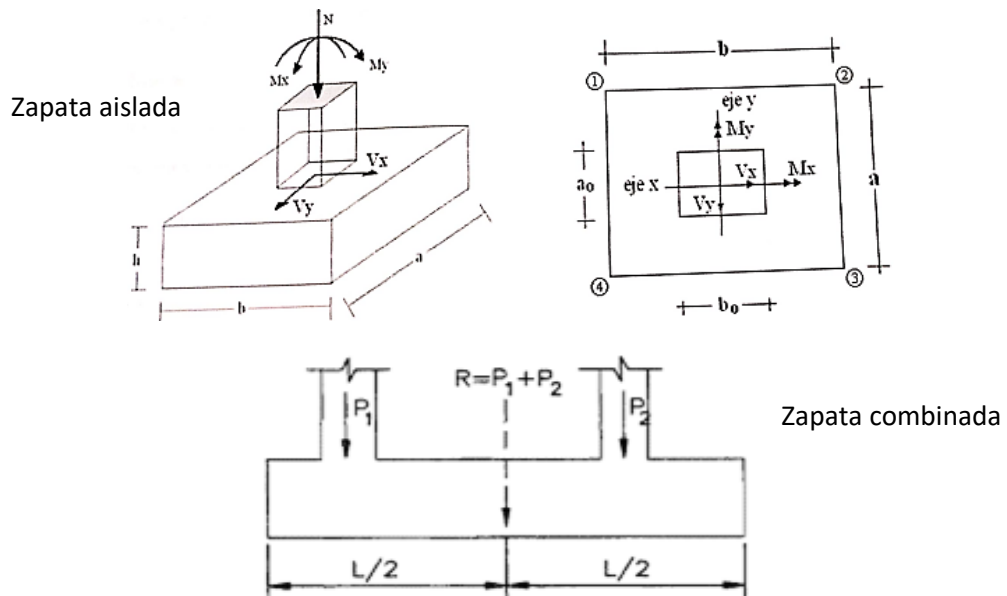


Fuente: Elaboración propia

2.4.3 Fundaciones

El diseño de fundación estará constituido por zapatas aisladas, zapatas combinadas y vigas centradoras, debido a la magnitud por la que se distribuye la carga y viendo la factibilidad de diseño.

Figura 2.4 Zapata aislada y zapata combinada



Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado 3ra edición Teodoro Harmsen.

2.5 DISEÑO ESTRUCTURAL

En el proceso de diseño estructural se tiene: la estructuración, que es la que nos da el indicativo de los materiales con los que se va a construir tanto elementos individuales como en conjunto (Losas, vigas, columnas, zapatas, etc.).

2.5.1 Análisis de cargas

Es un procedimiento que permite conocer las cargas que ejercen sobre los distintos elementos estructurales debido a su funcionamiento.

2.5.1.1 Cargas permanentes o muertas "G"

Son las que, con la estructura en servicio, actúan en todo momento. El cálculo de las acciones permanentes se efectúa a partir de las dimensiones y masas específicas. Para los elementos de hormigón se adoptarán las siguientes masas específicas:

Hormigón sin armar.....23 kN/m³

Hormigón armado con cuantías normales.....25 kN/m³

2.5.1.2 Sobrecarga de uso

Es el peso de todos los objetos que pueden gravitar sobre él por razón de su uso: Se tomarán valores de sobrecarga de acuerdo con la "NBE-AE/88. Acciones en la edificación".

Tabla 2.4 Sobrecargas de uso

Tabla 3.1 Sobrecargas de uso	
Uso del elemento	Sobrecarga kg/m ²
A. Azoteas	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso
B. Viviendas	
Habitaciones de viviendas	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	Según art. 3.5
C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escaleras, accesos	300
Locales de reunión y de espectáculo	500
Balcones volados	Según art. 3.5
D. Oficinas y comercios	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	Según art. 3.5
E. Edificios docentes	
Áulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	Según art. 3.5
F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos	
Locales con asientos fijos	300
Locales sin asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	Según art. 3.5
G. Calzadas y garajes	
Sólo automóviles de turismo	400
Camiones	1.000

Fuente: NBE-AE/88. Acciones en la edificación

2.5.1.3 Sobrecarga de viento

El viento, de velocidad v (m/s) produce una presión dinámica w (kg/m²) en los puntos donde su velocidad se anula, de valor: $w = \frac{v^2}{16}$

El viento produce sobre cada elemento superficial.

De una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria p (kg/m²) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor dado por la expresión: $p = c * w$. Siendo w la presión dinámica del viento y c el coeficiente eólico, positivo para presión, o negativo para succión, que depende de la configuración de la construcción, de la posición del elemento y el ángulo α de incidencia del viento en la superficie. Los coeficientes eólicos c_1 (barlovento) y c_2 (sotavento) se presentan en la tabla 2.6. (NBE-AE/88. Acciones en la edificación).

Tabla 2.5 Coeficiente eólico de sobrecarga en una construcción cerrada

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

Valores intermedios pueden interpolarse linealmente.

Fuente: NBE-AE/88. Acciones en la edificación

2.5.2 Estructura de sustentación de cubierta

La armadura de madera presenta grandes ventajas para la solución de coberturas de ambientes, lo que posibilita una mayor flexibilidad en el diseño arquitectónico. El relativo poco peso las hace más manejables en el montaje que otros sistemas; así mismo mediante armaduras es posible utilizar maderas cortas que en el mercado son más económicas, estas

características hacen que las cerchas de maderas sean un sistema de uso generalizado para la construcción de techos.

2.5.2.1 Cerchas

Una cercha es esencialmente un sistema triangulado de (generalmente) elementos estructurales interconectados rectos. Los elementos individuales están conectados en los nodos; a menudo se supone que las conexiones están nominalmente ancladas.

Las fuerzas externas aplicadas al sistema y las reacciones en los soportes generalmente se aplican en los nodos, la fuerza principal en cada elemento en una cercha es la tracción y compresión.

2.5.2.2 Criterios de diseño

Los criterios de diseño para la cercha de madera están basados en el (**Manual de diseño para maderas del grupo andino**).

a) Pendiente: la pendiente de una cercha, es la inclinación de sus aguas, o sea, el ángulo que hace la cubierta con la horizontal.

$$pendiente = \frac{h}{l} = \frac{\text{altura de la cercha}}{\text{luz de la } \frac{\text{cercha}}{2}}$$

$$\frac{1}{2} \rightarrow \text{más económica}$$

$$\frac{1}{2} a \frac{1}{4} \rightarrow \text{normal}$$

$$\frac{1}{12} \rightarrow \text{arquitectónica}$$

b) Espaciamiento: es conveniente usar el mayor espaciamiento entre armaduras porque resulta por lo general, en el diseño más económico.

El espaciamiento entre las cerchas depende del peso que soportara la cubierta, pero básicamente de la flexión y de la deformación de los listones o largueros que se colocan entre las cerchas.

c) **Material:** es recomendable en uso de la madera del grupo C, debido a su baja densidad son fáciles de clavar y livianas para su montaje. Maderas de otras especies de grupos más densos pueden usarse también con uniones ensambladas o empernadas.

d) **Dimensiones mínimas:** las secciones de los elementos no deben ser menores de 6,5 cm de peralte y 4 cm de ancho (dimensiones reales secas), a menos que se usen cuerdas de elementos múltiples, en cuyo caso pueden considerarse anchos más pequeños.

Tabla 2.6 Propiedades de escuadría

Dimensiones		Area cm ²	Eje X		Eje Y		m ³ de madera por m (**) m ³ / m	Feso por m (**)		
Real b x h cm	Equivalente Comercial b x h pulg		I _x cm ⁴	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	Z _y cm ³		Grupo		
								A kg/m	B kg/m	C kg/m
1.5 x 2	3/4 x 1	3.0	1.0	1.0	0.6	0.7	0.00048	0.33	0.30	0.27
1.5 x 4	3/4 x 2	6.0	8.0	4.0	1.1	1.5	0.00097	0.66	0.60	0.54
1.5 x 6.5	3/4 x 3	9.7	34.3	10.6	1.8	2.4	0.00144	1.07	0.97	0.88
1.5 x 9	3/4 x 4	13.5	91.1	20.2	2.5	3.3	0.00193	1.48	1.35	1.21
1.5 x 14	3/4 x 6	21.0	343.0	49.0	3.9	5.2	0.00290	2.31	2.10	1.89
1.5 x 19	3/4 x 8	28.5	857.4	90.2	5.3	7.1	0.00387	3.13	2.85	2.56
1.5 x 24	3/4 x 10	36.0	1728.0	144.0	6.7	9.0	0.00484	3.96	3.60	3.24
1.5 x 29	3/4 x 12	43.5	3048.6	210.2	8.1	10.9	0.00580	4.78	4.35	3.91
2 x 2	1 x 1	4.0	1.3	1.3	1.3	1.3	0.00064	0.44	0.40	0.36
2 x 4	1 x 2	8.0	10.7	5.3	2.7	2.6	0.00130	0.88	0.80	0.72
2 x 6.5	1 x 3	13.0	45.8	14.1	4.3	4.3	0.00193	1.43	1.30	1.17
2 x 9	1 x 4	18.0	121.5	27.0	6.0	6.0	0.00257	1.98	1.80	1.62
2 x 14	1 x 6	28.0	457.3	65.3	9.3	9.3	0.00387	3.08	2.80	2.52
2 x 19	1 x 8	38.0	1143.2	120.3	12.7	12.6	0.00517	4.18	3.80	3.42
2 x 24	1 x 10	48.0	2304.0	192.0	16.0	16.0	0.00644	5.28	4.80	4.32
2 x 29	1 x 12	58.0	4064.8	280.3	19.3	19.3	0.00774	6.38	5.80	5.22
3 x 3	1 1/2 x 1 1/2	9.0	6.7	4.5	6.7	4.5	0.00144	0.99	0.90	0.81
3 x 4	1 1/2 x 2	12.0	16.0	8.0	9.0	6.0	0.00193	1.32	1.20	1.08
3 x 6.5	1 1/2 x 3	19.5	68.6	21.1	14.6	97.5	0.00290	2.14	1.95	1.75
3 x 9	1 1/2 x 4	27.0	182.2	40.5	20.2	13.5	0.00387	2.97	2.70	2.43
3 x 14	1 1/2 x 6	42.0	686.0	98.0	31.5	21.0	0.00580	4.62	4.20	3.78
3 x 19	1 1/2 x 8	57.0	1714.7	180.5	42.7	28.5	0.00774	6.27	5.70	5.13
3 x 24	1 1/2 x 10	72.0	3456.0	288.0	54.0	36.0	0.00967	7.92	7.20	6.48
3 x 29	1 1/2 x 12	87.0	6097.3	420.5	65.2	43.5	0.01161	9.57	8.70	7.83
4 x 4	2 x 2	16.0	21.3	10.7	21.3	10.7	0.00257	1.76	1.60	1.44
4 x 6.5	2 x 3	26.0	91.5	28.2	34.7	17.3	0.00387	2.86	2.60	2.34
4 x 9	2 x 4	36.0	243.0	54.0	48.0	24.0	0.00517	3.96	3.60	3.24
4 x 14	2 x 6	56.0	914.6	130.7	74.7	37.3	0.00774	6.16	5.60	5.04
4 x 16.5	2 x 7	66.0	1497.4	181.5	88.0	49.0	0.00904	7.26	6.60	5.94
4 x 19	2 x 8	76.0	2286.3	240.6	101.3	50.7	0.01031	8.36	7.60	6.84
4 x 24	2 x 10	96.0	4608.0	384.0	128.0	64.0	0.01291	10.56	9.60	8.64
4 x 29	2 x 12	116.0	8129.7	560.6	154.7	77.3	0.01548	12.76	11.60	10.44
5 x 5	2 1/2 x 2 1/2	25.0	52.1	20.8	52.1	20.8	0.00404	2.75	2.50	2.25
5 x 6.5	2 1/2 x 3	32.5	114.4	35.2	67.7	27.1	0.00484	3.57	3.25	2.92
5 x 9	2 1/2 x 4	45.0	303.7	67.5	93.7	37.5	0.00644	4.95	4.50	4.05
5 x 14	2 1/2 x 6	70.0	1143.3	163.3	145.8	58.3	0.00967	7.70	7.00	6.30
5 x 16.5	2 1/2 x 7	82.5	1871.7	226.9	171.9	68.7	0.01128	9.07	8.25	7.42
5 x 19	2 1/2 x 8	95.0	2857.9	300.8	197.9	79.1	0.01291	10.45	9.50	8.55
5 x 24	2 1/2 x 10	120.0	5760.0	480.0	250.0	100.0	0.01612	13.20	12.00	10.80
5 x 29	2 1/2 x 12	145.0	10162.1	700.8	302.1	120.8	0.01935	15.95	14.50	13.05

Fuente: Manual del diseño para maderas del grupo andino

e) **Esfuerzos Admisibles y Módulo de Elasticidad:** El diseño de los elementos deben hacerse para cargas de servicio o “MÉTODOS DE ESFUERZOS ADMISIBLES”

- **Requisitos de Resistencia:** Los elementos estructurales deben diseñarse para que los esfuerzos aplicados, producidos por las cargas de servicio, sean iguales o menores que los esfuerzos admisibles del material ($\sigma < \sigma_{adm}$).

Esfuerzos aplicados < Esfuerzos admisibles

- **Requisitos de Rigidez:** las deformaciones deben evaluarse para las cargas de servicio. Es necesario considerar los incrementos de deformación con el tiempo por acción de cargas aplicadas en forma continua. Las deformaciones de los elementos estructurales deben ser menores o iguales que las admisibles.

Deformaciones < Deformaciones admisibles

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

Tabla 2.7 Esfuerzos admisibles (kg/cm²)

GRUPO	COMPRESION PARALELA	TRACCION PARALELA	FLEXION
	fc	ft	fm
A	145	145	210
B	110	105	150
C	80	75	100

Fuente: Manual de diseño del grupo andino

Tabla 2.8 Módulo de elasticidad (kg/cm²)

	GRUPO A	GRUPO B	GRUPO C
E_{mínimo}	95,000	75,000	55,000
E_{promedio}	130,000	100,000	90,000

Fuente.: TABLA 8.2 de Pág. 8-3 del "Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino"

f)Deflexione admisibles: Las deflexiones admisibles en vigas, viguetas o entablados de piso o techo dependen del uso al que se destine la edificación.

Las deformaciones deben limitarse para que la estructura o elemento cumpla con su función adecuadamente, para evitar daños a elementos no estructurales y acabados, así como para evitar efectos perjudiciales a la estructura misma y a su apariencia.

Las deflexiones deben calcularse para los siguientes casos:

- Combinación más desfavorables de cargas permanentes y sobrecarga de servicio.

- Sobrecarga de servicio actuando solas.

Tabla 2.9 Deflexiones máximas admisibles de la madera

Carga actuante	Con cielo raso de	Sin cielo raso de
	yeso	yeso
Permanentes+ sobrecarga	L/300	L/250
sobrecarga	L/350	L/350

Fuente: Manual de diseño del grupo andino

2.5.2.3 Cargas a considerarse en el Diseño

A) Cargas muertas:

A.1 Peso propio de la cercha: El peso de la armadura no se conoce con exactitud hasta después de haberla calculado puesto que depende de las escuadrías de las piezas componentes.

Sin embargo, se puede realizar un pre-dimensionamiento a través de la fórmula de H.S. Jacoby (Libro diseño de estructuras de madera Ing. José Rodrigo Lea Plaza), una vez calculada la cercha, se deberá corregir si la diferencia es significativa.

$$w = 2,4 SL + 1,2 SL^2$$

Donde:

W = peso total de la cercha en kg

S = separación entre cerchas en m

L = luz de la armadura en m

A.2. Peso de la cubierta: Dependerá del material que se vaya a emplear para el techar.

A.3. Peso de cabios, listones y correas: Sobre la base de la experiencia se tantean las escuadrías más aconsejables, se calcula la cantidad en pies cuadrados. Se debe considerar que esta varia si la madera esta seca o húmeda.

A.4. Cielo falso: Como la cuerda inferior soporta un cielo falso la carga será de:

cielo raso (tablero de madera de 2,5cm) = 15 kg/m^2 (NBE -AE-88 pag.7).

B) Carga viva

B.1. Sobrecarga: De acuerdo al manual del grupo andino recomienda una carga de 50 kg/m² (pág. 13-3) para techos inclinados.

Figura 2.5 Sobrecarga de servicios

Ocupación o Uso	kg/m ²	Ocupación o Uso	kg/m ²
-- Azoteas planas	100	-- Graderías y tribunas	500
-- Baños	200	-- Oficinas	250
-- Bibliotecas, salas de lectura	300	-- Oficinas, archivos	500
-- Bibliotecas, archivo	750	-- Salas de asamblea o reunión	500
-- Colegios, aulas	200	-- Techos inclinados	50
-- Colegios, talleres	350	-- Tiendas, minoristas	350
-- Corredores públicos	500	-- Tiendas, mayoristas	500
-- Escaleras de viviendas	200	-- Vestidores	200
-- Escaleras públicas	500	-- Viviendas unifamiliares	200

Fuente: Manual de diseño de maderas del grupo andino

B.2. Viento: La presión debida que ejerce el viento sobre las cubiertas depende de su velocidad y de la inclinación de la cubierta. Según lo que establece el “Manual de diseños para madera de grupo andino”.

La presión originada por el viento se puede estimar mediante las siguientes expresiones:

$$P = Cd * q$$

$$q = 0.00483 * v^2$$

P = presión o succión perpendicular a la superficie que ejerce el viento (kg/m²).

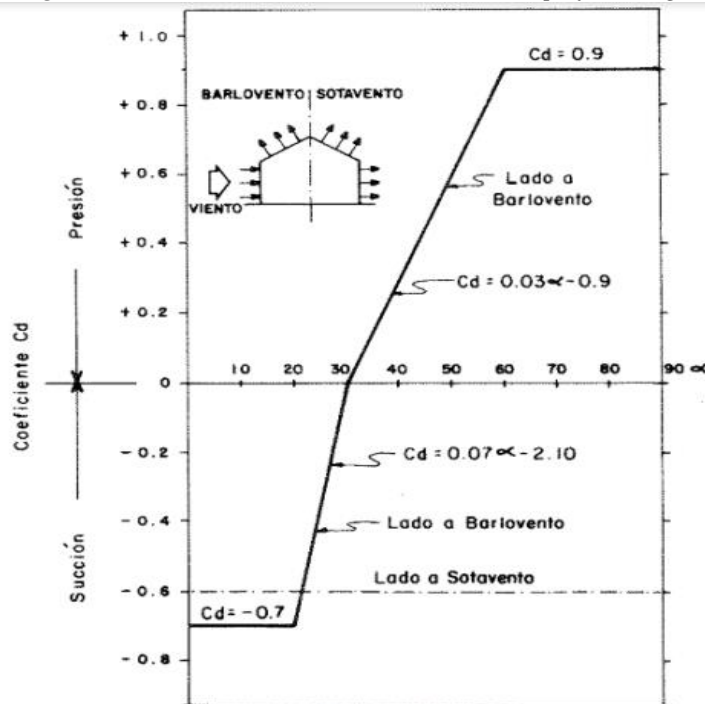
P = presión dinámica (kg/m²).

Cd = coeficiente adimensional que depende de la posición de la superficie con respecto a la dirección del viento, la cual se supone horizontal.

V = velocidad del viento en km/h.

Los valores de Cd vienen dados en la siguiente figura13.

Figura 2.6 Valores de C_D vs inclinación de la superficie en grados



Fuente: Manual de diseño del grupo andino

2.5.2.4 Diseño estructural

2.5.2.4.1 Diseño de las correas:

Momento máximo positivo:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

f_m = esfuerzo admisible a flexión

L = mayor luz

σ = fatiga real de flexión

El modulo resistente mínimo es:

$$Z = \frac{M_{\max}}{f_m}$$

a) Verificación a la flexión:

$$\sigma' = \frac{M_{\max}}{Z} \leq f_m$$

b) Verificación a corte:

Cortante máximo sera:

$$V_{max} = \frac{q * L}{2}$$

Verificación esfuerzo admisible a corte:

$$\tau = \frac{V * 3}{2 * b * h} \leq f_v$$

c) Verificación a la flecha:

E_{min} = módulo de elasticidad mínimo

I = inercia de la pieza

q = carga

$$\Delta_{max} = \frac{L}{k} \quad \Delta = \frac{5 * q_x * L^4}{384 * E_{min} * I_y} \leq \Delta_{max}$$

2.5.2.4.2 Diseño de la cercha:

a) Verificación a tracción:

Esfuerzo admisible a tracción paralela (f_t)

N = fuerza axial

Cálculo del área crítica:

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

Esfuerzo de cálculo a tracción:

$$f_{t\text{calculo}} = \frac{N}{A} \leq f_t$$

b) Verificación a compresión: Se inicia el cálculo considerando los siguientes datos:

- Esfuerzo admisible a compresión paralela (f_{cII})
- Módulo de elasticidad mínima (E_{min})
- Fuerza axial (N)
- Longitud de la Barra (L)

Longitud efectiva:

$$L_{efectiva} = K * L$$

Esbeltez:

En el caso de escuadrias cuya seccion transversal presenta dimensiones diferentes según los ejes de simetría X-X e Y-Y, las escuadrias son:

$$\lambda_x = \frac{l_{efct}}{h} \qquad \lambda_y = \frac{l_{efct}}{h}$$

Cálculo de la esbeltez limite Ck:

$$Ck = 0,7025 \sqrt{\frac{E}{fcII}}$$

Las columnas se clasifican en funcion de su ezbeltez: en columnas cortas, columnas intermedias y columnas largas.

Columna corta $\lambda < 10$

Columna intermedia $10 < \lambda < Ck$

Columna larga $Ck < \lambda < 50$

Las columnas cortas, fallas por compresión o aplastamiento, su carga admisible puede ser calculada por:

$$N_{adm} = fc// * A$$

Elementos sometidos a flexocompresión: los elementos sometidos a flexocompresión se diseñan por tanteo hasta satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{K_m * |M|}{W * f_m} < 1$$

Donde:

Fm= esfuerzo admisble a flexión.

Km= factor de amplificación de momentos debido a la precencia de la carga axial.

$|M|$ = valor absoluto del máximo momento flector en el elemento.

N_{adm} = carga axial admisible.

W = módulo de la sección transversal con respecto al eje alrededor del cual se produce la flexión.

2.5.3 Estructura de sustentación de la edificación

2.5.3.1 Estructuras de hormigón armado

El hormigón armado es un material de construcción que combina barras de acero con hormigón, es el único material de construcción que llega en bruto a la obra. Esta característica hace que sea muy útil en construcción, ya que puede moldearse de muchas formas de acuerdo a los requerimientos estructurales. Se combina la resistencia a compresión del hormigón, y la resistencia a tracción del acero, para resistir solicitaciones combinadas en una sola pieza.

La adherencia entre el hormigón y el acero cumple fundamentalmente dos objetivos: el de asegurar el anclaje de las barras y el de transmitir las tensiones tangenciales periféricas que aparecen en la armadura principal, como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal. **(Jiménez, 2000).**

2.5.3.1.1 Hormigón

2.5.3.1.1.1 Resistencia característica del hormigón

Es la característica fundamental del hormigón y de hecho la mayoría de sus cualidades crece paralelamente a la resistencia y se miden y controlan a través de ella. La resistencia característica del hormigón es un resultado de un control estadístico realizado con probetas de ensayo cuyo resultado sigue una curva de distribución de frecuencias (curva de Gauss), éste 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.

2.5.3.1.1.2 Resistencia a compresión

Resistencia a compresión: La resistencia de proyecto, f_{ck} del hormigón, en ningún caso será inferior a 12,5 MPa. **(Hormigón Armado CBH -1987).**

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

H12,5; H15; H17,5; H20; H25; H30; H35; H40; H45; H50; H55 17

Los tipos H12,5 a H25, se emplean, generalmente, en estructuras de edificación, y los restantes se aplican en obras importantes de ingeniería y en prefabricación.

2.5.3.1.1.3 Resistencia de cálculo

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón (en compresión f_{cd} o en tracción f_{ct}), al valor de la resistencia característica, dividido por un coeficiente de minoración γ_c .

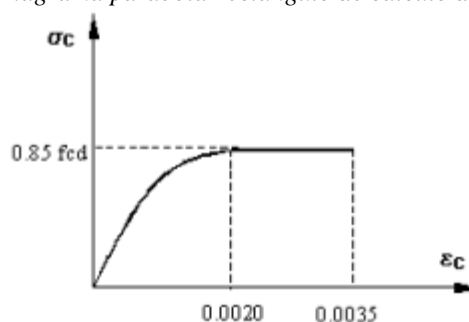
2.5.3.1.1.4 Diagrama tensión- deformación del hormigón

Si se fija un diagrama tensión-deformación apropiado para el hormigón, conocida la deformación en una fibra de la sección queda determinado, unívocamente, el valor de la tensión en dicha fibra.

Se admiten los siguientes diagramas tensión- deformación para el hormigón. En todos ellos se prescinde la colaboración del hormigón en tracción, no muy confiable y de escasa importancia.

- (a) Diagrama parábola rectángulo de cálculo: formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo. El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por mil (deformación de rotura del hormigón en compresión simple), y el final del tramo rectangular en la abscisa 3,5 por mil (deformación de rotura del hormigón en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión de $0,85 \cdot f_{cd}$, siendo f_{cd} la resistencia minorada o de cálculo del hormigón a compresión.

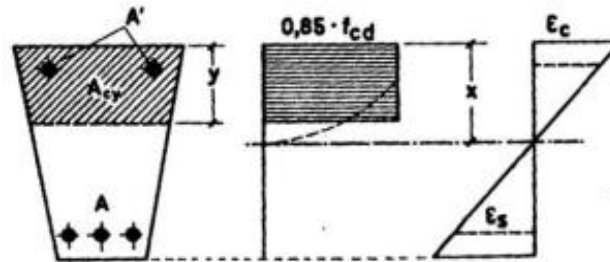
Figura 2.7 Diagrama parábola-rectángulo de cálculo del H°



Fuente: Hormigón Armado Tomo I. 14va Edición-Jiménez Montoya (Año 2000)

- (b) Diagrama rectangular de cálculo: formado por un rectángulo cuya altura es igual a $0,80x$, siendo x la profundidad del eje neutro y una anchura de $0,85 \cdot f_{cd}$.

Figura 2.8 Diagrama rectangular de cálculo del hormigón



Fuente: Hormigón Armado Tomo I .14va Edición-Jiménez Montoya (Año 2000)

2.5.3.2 Armaduras

El hormigón simple, sin refuerzo, es resistente a la compresión, pero es débil para resistir a tracción, lo que limita su aplicabilidad como material estructural. Para resistir esfuerzos de tracción, se emplea refuerzos de acero, generalmente las armaduras en forma de barras, colocadas en zonas donde se prevé que se desarrollaran los esfuerzos de tracción bajo solicitaciones de servicio.

El acero restringe el desarrollo de las grietas originada por la poca resistencia a la tracción del hormigón.

El uso de la armadura no está restringido a la finalidad anterior. También se emplea en zonas de compresión para aumentar la resistencia del elemento reforzado, para reducir las deformaciones debidas a cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al hormigón, lo que indirectamente aumenta su resistencia a la compresión.

2.5.3.2.1 Adherencia de las armaduras

La adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y la armadura a lo largo de toda la longitud de esta, y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos. Si no existiese la adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones con lo que al fisurarse este, sobrevendría bruscamente la rotura.

2.5.3.2.2 Resistencia característica de acero

La resistencia característica de acero f_y se define como el cuantil 5% del límite elástico en tracción.

Los aspectos más importantes de la norma **Boliviana de Hormigón Armado CBH-87** en cuanto a este material se los detalla a continuación:

- a) **Barras corrugadas:** Las barras corrugadas deberán cumplir las características mecánicas mínimas, garantizadas, que estarán de acuerdo con las prescripciones de la tabla 2.11.

Tabla 2.10 Barras corrugadas - Características mecánicas mínimas garantizadas

Designación (1)	Clase de acero	Límite elástico f_y , en MPa no menor que	Carga unitaria de rotura f_s , en MPa no menor que (2)	Alargamiento de rotura, en % sobre base de cinco (5) diámetros, no menor que	Relación f_s/f_y , en ensayo no menor que (3)
AH 400 N	D.N.	400	520	16	1,29
AH 400 F	E.F.	400	440	12	1,10
AH 500 N	D.N.	500	600	14	1,20
AH 500 F	E.F.	500	550	10	1,10
AH 600 N	D.N.	600	700	12	1,16
AH 600 F	E.F.	600	660	8	1,10

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

- b) **Resistencia mínima del hormigón en función de la del acero:** A fin de no usar aceros de resistencia muy alta con hormigones de baja resistencia, la resistencia de proyecto del hormigón f_{ck} , no será menor que la indicada en la tabla siguiente, en función del tipo de acero.

Tabla 2.11 Resistencia del hormigón en función del tipo de acero

Tipo de acero	Solicitud	Valor mínimo de la resistencia de proyecto del hormigón a los 28 días, f_{ck} , en MPa	Tipo de hormigón
AH 215 L	Estática	12,5	H 12,5
AH 400	Estática	15	H 15
	Dinámica	20	H 20
AH 500	Estática	17,5	H 17,5
	Dinámica	20	H 20
AH 600	Estática	20	H 20
	Dinámica	20	H 20

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

2.5.3.2.5 Anclaje de armaduras

El concepto de la longitud de anclaje de las barras conformadas y los alambres conformados solicitados a tracción se basa en la tensión de adherencia promedio que se logra en la longitud embebida de las barras o alambres. Este concepto exige que las armaduras tengan longitudes mínimas especificadas o que se prolonguen las distancias mínimas especificadas más allá de las secciones en las cuales la armadura está solicitada a las tensiones máximas. Los anclajes extremos de las barras se hacen por gancho, patilla, prolongación recta, o cualquier otro procedimiento garantizado por la experiencia y que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón, sin peligro para éste. Las fórmulas que se utilizan para calcular la longitud de anclaje por prolongación recta son:

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

Donde:

\emptyset = Diámetro de la armadura.

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

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

τ_{bu} = La tensión de adherencia desarrollada alrededor de la barra de acero.

Para aceros lisos de buena adherencia:

$$\tau_{bu} = 0,90 * \sqrt{f_{cd}} \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \qquad \tau_{bu} = 0,28 * \sqrt{f_{cd}} \quad (MPa)$$

Para aceros corrugados de buena adherencia:

$$\tau_{bu} = 0,90 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \qquad \tau_{bu} = 0,40 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \quad (MPa)$$

En el caso de que la armadura real colocada en la pieza sea mayor que la armadura necesaria determinada por el cálculo estructural (donde el esfuerzo de las barras no llega a la tensión de cálculo) podemos recalculamos el tamaño del anclaje en función de la relación de la armadura calculada y la armadura real colocada en la pieza.

Para aceros corrugados:

$$lb1 = \frac{\phi * f_{yd} * A_{scal}}{4 * \tau_{bu} * A_{sreal}} \qquad lb1 = lb - \Delta lb = (lb - 10\phi) \geq \begin{cases} 0,30 lb \\ 10\phi \\ 15 cm \end{cases}$$

Para el caso de barras usadas juntas los valores del largo de anclaje se deberán aumentar un 20% más de la longitud de anclaje para 2 barras y para un contacto de 3 barras o más se deberá aumentar un 33%.

Son indispensables los anclajes por gancho (135° a 180°), en el caso de las barras lisas; los anclajes por patilla (90° a 135°), solo se admiten para barras corrugadas.

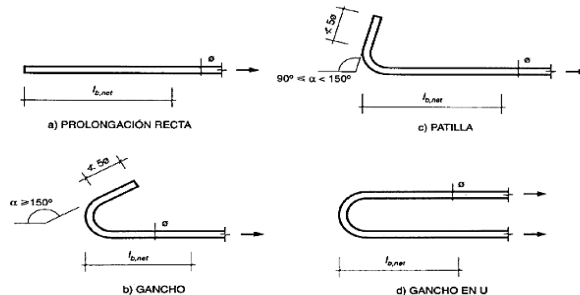
Se considera que hay un anclaje total cuando las porciones curvas se prolongan a través de porciones rectilíneas de longitud por lo menos igual a:

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

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

- En barras lisa, el gancho normal y la patilla normal están formados por una semicircunferencia o cuarto de circunferencia, respectivamente, de diámetro interior igual a 5ϕ y una prolongación recta de la longitud 2ϕ .
- En barras corrugadas, la patilla normal se forma con diámetros interiores iguales a 7ϕ y prolongaciones rectas de 2ϕ .

Figura 2.10. Diversos tipos de anclajes de barras



Fuente: Hormigón Armado Tomo I. 13va Edición Jiménez Montoya.

2.5.3.2.6 Empalme de armaduras

Las barras de acero que se comercializan están entre 10 y 12 m de largo, cuando se tiene una pieza estructural de un mayor tamaño es necesario hacer un empalme para cubrir las solicitaciones determinadas en los diagramas. Otras veces se dispone en obra de un pedazo de armadura que se puede reutilizar junto con las otras armaduras respetando las longitudes de empalme. Los empalmes podrán realizarse por traslapo o por soldadura, de acuerdo a la (Norma Boliviana CBH-87).

2.5.3.2.6.1 Empalme por traslapo

Es el tipo de empalme más común.

No es utilizado en barras de acero cuyo diámetro sea mayor a 25 mm y explícitamente está prohibido utilizarlo en tirantes.

La idea básica es transferir esfuerzo de una barra a la otra por medio de la adherencia en una longitud igual a la de anclaje, corregida por un coeficiente Ψ que lleva en cuenta la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región.

La ecuación para determinar el empalme por traslapo o solape es:

$$lv = \psi * lb$$

Con ganchos, para aceros corrugados:

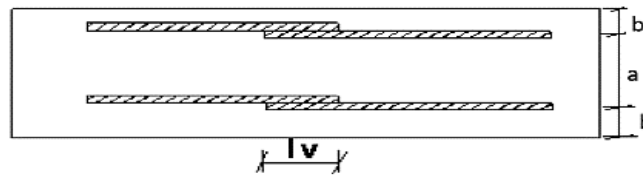
$$lv = (\psi * lb - 10 \phi) \geq \begin{bmatrix} 20 \text{ cm} \\ 10 \phi \\ 0,5 lb1 \end{bmatrix}$$

Donde:

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

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

Figura 2.11 Empalme de barras



Fuente: Elaboración propia

Tabla 2.13 Valores del coeficiente ψ

Distancia		Porcentaje máximo de barras empalme				
a	b	20%	25%	33%	50%	>50%
$a \leq 10\emptyset$	$b \leq 5\emptyset$	1,2	1,4	1,6	1,8	2
$a \geq 10\emptyset$	$b > 5\emptyset$	1	1	1,2	1,3	1,4

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

Existen varios tipos de empalmes, pero sólo nos limitamos a explicar el tipo de empalme por traslape porque es el más utilizado en este proyecto.

2.5.3.2.7 Distancia a los paramentos

Se denomina recubrimiento geométrico de una barra a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza. El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego. Las diferentes normas establecen para los recubrimientos unas limitaciones más o menos coincidentes con las que se recomiendan a continuación:

- (a) Cuando se trate de armaduras principales, el recubrimiento o distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una barra y el paramento más próximo de la pieza será igual o superior al diámetro de dicha barra o a los seis quintos ($6/5$) del tamaño máximo del árido. En el caso de grupos de barras, para la determinación de esta distancia, se partirá del diámetro equivalente, (**véase capítulo 12.5.2 de CBH-87**).
- (b) Para cualquier clase de armaduras (incluso estribos), la distancia mencionada en el párrafo anterior, no será inferior a los valores que, en función de las condiciones ambientales, se indican en la siguiente tabla:

Tabla 2.14 Recubrimientos mínimos, en mm

Valores Básicos			Correcciones para			
Condiciones Ambientales			Armaduras Sensibles a la corrosión	Losas o Láminas	Hormigón	
No severas	Moderadamente severas	Severas			H12,5	H40
					H15	H45
					H17,5	H50
					H20	H55
15	25	35	10	-5	5	-5

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

Tabla 2.15 Recubrimientos mínimos

Recubrimientos mínimos	
Para losas y paredes en el interior de los edificios	1,5 cm
Para losas y paredes al aire libre	1,5 cm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1,5 cm
Para vigas y pilares al aire libre	2,0 cm
Para piezas en contacto con el suelo	3,0 cm
Para hormigón en un medio fuertemente agresivo	4,0 cm

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

- (c) En las estructuras prefabricadas bajo riguroso control, y siempre que la resistencia característica del hormigón sea superior a 25 MPa, podrá omitirse la limitación del párrafo (a), relativa al tamaño máximo del árido y reducirse en 5 mm los valores del párrafo (b).
- (d) La distancia libre entre las armaduras exteriores y las paredes del encofrado no será mayor de 4 cm, pudiendo prescindirse de esta limitación en elementos enterrados si se construye previamente una capa de regularización.
- (e) La distancia libre de los parámetros a las barras dobladas no será inferior a dos diámetros, medida en dirección perpendicular al plano de la curva.
- (f) Los elementos de cimentación que vayan a estar sometidos a la acción de aguas subterráneas deberán protegerse superficialmente con una impermeabilización adecuada para evitar la corrosión de las armaduras.

2.5.3.2.8 Disposiciones de las armaduras

2.5.3.2.8.1 Distancia entre barras

Las distintas barras que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben de tener separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden vacíos.

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

- Dos centímetros
- El diámetro de la barra más gruesa
- 1,25 veces el tamaño máximo del. árido

La distancia vertical libre ente dos barras consecutivas debe ser igual o mayor que el mayor de los dos valores siguientes:

- Dos centímetros
- El diámetro de la barra más gruesa

En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse dos barras de la armadura principal de $\leq 32\varnothing mm$ en contacto, una sobre otra, siempre que sean de adherencia mejorada.

En columnas y otros elementos verticales pueden colocarse dos o tres barras de la armadura principal en contacto, siempre que sean de adherencia mejorada. Tanto en este caso como en el anterior, se recomienda que los grupos de barras vayan bien sujetos por estribos o armaduras transversales análogas. **(Norma Boliviana CBH-1987).**

2.5.3.2.9 Cuantías geométricas mínimas

En la tabla 2.17 se indican los valores de las cuantías geométricas mínimas de armaduras, que deben disponerse en elementos estructurales, en función del tipo de acero utilizado.

Tabla 2.16 Cuantías geométricas mínimas referidas a la sección total del hormigón, en tanto por mil

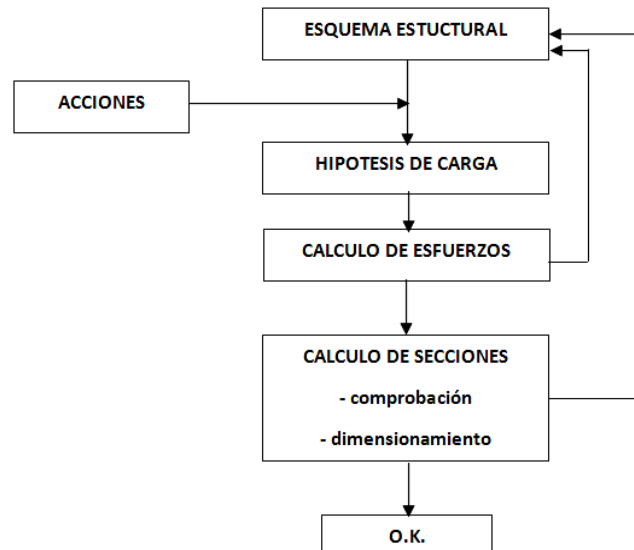
Elemento	Posición	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares (*)		8	6	5	4
Losa (**)		2	1,8	1,5	1,4
Vigas (***)		5	3,3	2,8	2,3
Muros (****)	Horizontal	2,5	2	1,6	1,4
	Vertical	1,5	1,2	0,9	0,8

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

2.5.3.3 Bases de cálculo para el hormigón armado

El cálculo de una estructura consiste esencialmente en comprobar que satisfagan las condiciones de equilibrio de esfuerzos y de compatibilidad de deformaciones. (Jiménez, 2008).

Figura 2.12 Proceso de cálculo de una estructura.



Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 15° edición

2.5.3.3.1 Estados límite

El proceso general de cálculo prescrito en la norma a utilizar corresponde al método de los estados límites. Dicho cálculo trata de reducir a un valor, suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura o de una parte de la misma, tales que, de alcanzarse ponen la estructura fuera de servicio.

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite, consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura correspondiente a la situación límite en estudio. Comparando estas dos magnitudes, siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior a la respuesta correspondiente al estado límite, podrá afirmarse que está asegurado el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

En consecuencia, el proceso de cálculo consiste en:

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

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

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

$$R_d \geq S_d$$

Donde:

S_d = Valor de cálculo de la sollicitación actuante.

R_d = Valor de cálculo de la resistencia de la estructura.

En los métodos de cálculo desarrollados en la norma CBH-87, la seguridad se introduce a través de coeficientes: dos de minoración (de resistencia del hormigón y de resistencia de acero) y otros de ponderación de las cargas y acciones en general.

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad para el estudio de los estados límites últimos, son los siguientes: (**Norma Bolivia CBH-1987**).

Tabla 2.17 Estados límites últimos - Coeficientes de minoración de la resistencia

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s=1,15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c=1,50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0,10
En el caso de las piezas hormigonadas en vertical, la resistencia del proyecto del hormigón deberá, además, minorarse en un 10 %.			
(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto del hormigón mayor de 15 MPa.			
(2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.			

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

Tabla 2.18 Estados límites últimos - Coeficientes de ponderación de las acciones

Coefficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$Y_f=1,60$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0,20
		Normal	0
		Intenso	-0,10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	-0,10
		Medios	0
		Muy importantes	+0,20

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

2.5.3.3.2 Hipótesis de carga más desfavorable.

Para determinar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma partiendo de las acciones de cálculo deducidas según el punto 7.4.1 de la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

Para cada estado límite de que se trate, se considerarán las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable, excepción hecha de la Hipótesis III, que sólo se utilizará en las comprobaciones relativas de los estados límites últimos.

En cada hipótesis, deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

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

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

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

Donde:

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

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

W_{eq} = Valor característico de la carga de viento durante la acción sísmica, en general se tomará.

W_{eq} = 0.

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

2.5.3.3 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 (3) puntos, A, B o C definidos en la figura 2.17.

Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir los siguientes dominios: **(Jiménez, 2000)**.

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.

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.

Dominio 3: Flexión simple o compuesta: la resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B,

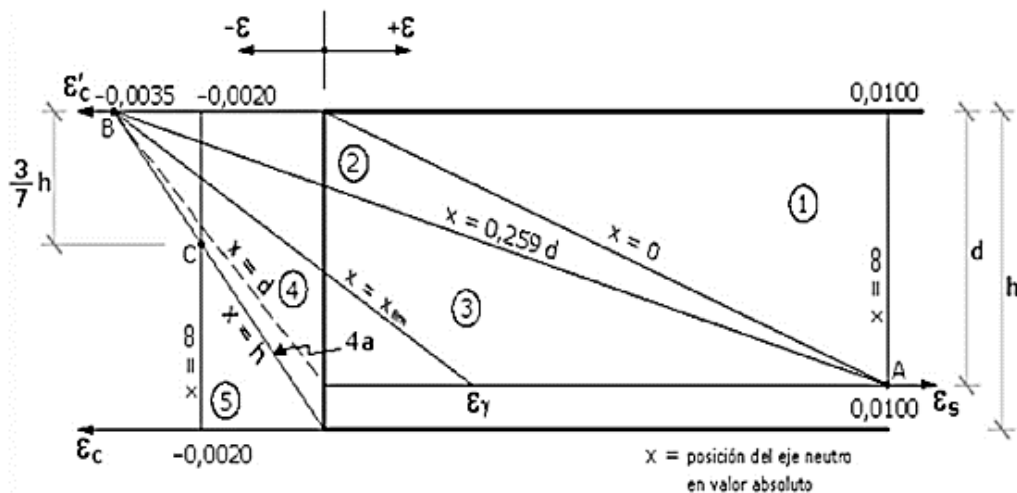
correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón: $\epsilon_{cu} = 3,5$ por mil. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y ϵ_y , siendo ϵ_y el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

Dominio 4: Flexión simple o compuesta: las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ϵ_y y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3,5 por mil.

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

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

Figura 2.13 Dominios de deformación



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

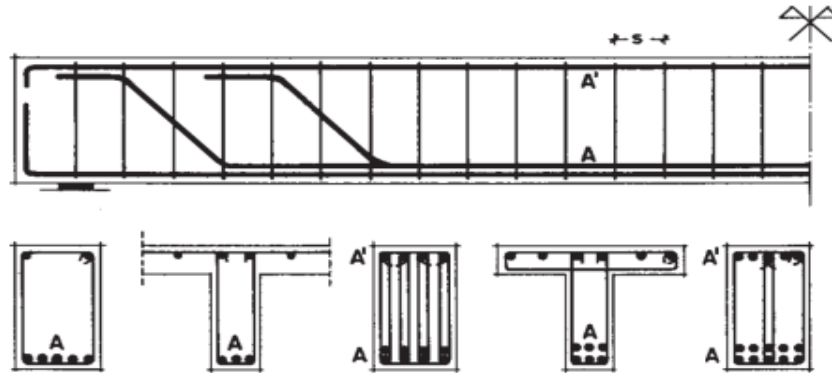
2.5.3.4 Diseño de elementos estructurales de hormigón armado

2.5.3.4.1 Vigas de H ° A °

Las vigas son elementos estructurales lineales sometidos esencialmente a esfuerzos de flexión, con fibras comprimidas y traccionadas.

Se recomienda además que las áreas de las secciones de cada una de las armaduras, tanto de tracción como de compresión, no sobrepasen el 4 % de la sección total del hormigón.

Figura 2.14 Disposición de armadura longitudinal y transversal en vigas



Fuente: Hormigón Armado (Tomo I) 13va Edición. pp.171 - P. Jiménez Montoya

2.5.3.4.1.1 Armadura longitudinal de vigas rectangulares

El procedimiento de cálculo es el siguiente: **(Jiménez, 2000)**.

- Inicialmente se realiza un pre-dimensionamiento, es decir un procedimiento previo al cálculo del dimensionado antes de poder calcular con precisión los esfuerzos actuantes, y así poder establecer dimensiones orientativas de la sección transversal de las vigas, que sirven de base para un cálculo de comprobación y reajuste de las dimensiones definitivas de las secciones. En el pre-dimensionamiento se usa diferentes valores en función de la longitud del elemento y de algunos criterios se han llegado a tomar rangos usuales para dimensionar vigas de marcos de hormigón que presentan resultados aceptables. Estos rangos son:

$$\frac{l}{10} \geq \frac{1}{14}; \quad \frac{h}{2} \leq b \leq \frac{2h}{3}$$

Donde:

l= Longitud no apoyada de la viga.

h= Altura de la viga.

b= Base de la viga.

- Se calcula la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada (también llamado “canto útil” $\rightarrow d = H - d1$)

- Se determina el momento de cálculo o momento mayorado (Md):

$$Md = M_{\text{máx}} * \gamma f$$

Donde:

γf = Coeficiente de seguridad de ponderación de las acciones o solicitaciones (véase Tabla 2.19).

- Se determina el momento reducido (μd):

$$\mu d = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd}$$

Donde:

bw = Ancho de la viga

d = Canto útil

fcd = Resistencia de cálculo del hormigón ($fcd = fck / \gamma_s$).

- Se verifica si la sección requiere armadura a compresión. Se compara el valor obtenido en (4) con el momento reducido límite $\mu_{\text{lím}}$ (véase tabla 2.20).

$\mu d > \mu_{\text{lím}} \rightarrow$ Se necesita armadura de compresión y tracción.

$\mu d \leq \mu_{\text{lím}} \rightarrow$ No se necesita armadura de compresión.

Tabla 2.19 Valores límite (Calculados con $\gamma_s = 1,15$)

f_y (kp/cm ²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
f_{yd} (kp/cm ²)	1910	2090	3480	3650	4000	4350
$\xi_{\text{lím}}$	0,793	0,779	0,679	0,668	0,648	0,628
$\mu_{\text{lím}}$	0,366	0,362	0,335	0,332	0,326	0,319
$\omega_{\text{lím}}$	0,546	0,536	0,467	0,460	0,446	0,432

Fuente: Hormigón Armado (Tomo I). Pp 284. 13va Edición-Jiménez Montoya.

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite ($\mu d \leq \mu_{\text{lím}}$), la pieza no necesita armadura de compresión, por tanto, se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción la cual corresponde al mayor valor de las siguientes expresiones:

$$A_s = w_s * bw * d * \frac{fcd}{f_{yd}}$$

$$A_{s\text{min}} = \frac{0,04 * bw * d * fcd}{f_{yd}}$$

Donde:

A_s = Área de la armadura a tracción.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

ω_s = Cuantía mecánica, en función al valor de μ_d (Véase tabla 2.21).

$A_{s\text{ mín}}$ = Área mínima de la armadura a tracción. (Véase apartado 8.1.7.1 de CBH-87)

$\omega_{s\text{ mín}}$ = Cuantía geométrica mínima (véase tabla 2.22).

Se debe aclarar que para el cálculo práctico de secciones rectangulares se ha establecido la tabla universal de cálculo (véase tabla 2.21) que facilita notablemente, la resolución de los problemas más comunes en el dimensionamiento de elementos y es la tabla que se utilizará en la comprobación de elementos (ver cap. 3).

Tabla 2.20 Tabla Universal para flexión simple o compuesta

ξ	μ	w	$w/f_{cd} \times 10^3$		
0.089	0.03	0.031		DOMINIO 2	
0.1042	0.04	0.0415			
0.1181	0.05	0.0522			
0.1312	0.06	0.063			
0.1438	0.07	0.0739			
0.1561	0.08	0.0849			
0.1667	0.0886	0.0945			
0.1685	0.09	0.0961			
0.181	0.1	0.1074			
0.1937	0.11	0.1189			
0.2066	0.12	0.1306			
0.2197	0.13	0.1425			
0.233	0.14	0.1546			
0.2466	0.15	0.1669			
0.2593	0.1592	0.1785			
0.2608	0.16	0.1795			
0.2796	0.17	0.1924			
0.2987	0.18	0.2055			
0.3183	0.19	0.219			
0.3382	0.2	0.2327			
0.3587	0.21	0.2468			
0.3797	0.22	0.2613			
0.4012	0.23	0.2761			
0.4233	0.24	0.2913			
0.4461	0.25	0.307			
0.45	0.2517	0.3097			
0.4696	0.26	0.3231			
0.4938	0.27	0.3398			
0.5189	0.28	0.3571			
0.545	0.29	0.375			
0.5722	0.3	0.3937			
0.6005	0.31	0.4132			
0.6168	0.3155	0.4244	0.0929	DOMINIO 3	
0.6303	0.32	0.4337	0.1006		
0.6617	0.33	0.4553	0.1212		
0.668	0.3319	0.4596	0.1258		
0.6951	0.34	0.4783	0.1483		
0.7308	0.35	0.5029	0.1857		
0.7695	0.36	0.5295	0.2404		
0.7892	0.3648	0.543	0.2765		
0.8119	0.37	0.5587	0.3282		
0.8596	0.38	0.5915	0.4929		
0.9152	0.39	0.6297	0.9242		
0.9844	0.4	0.6774	5.8238		
					DOMINIO 4

Fuente: Hormigón Armado. 14va Edición. pp. 278- P. Jiménez Montoya

Tabla 2.21 Cuantías geométricas mínimas (Referidas a la sección total del hormigón)

ELEMENTO ESTRUCTURAL		AE-22	AE-42	AE-50	AE-60
Soportes	Armadura total	0.008	0.006	0.005	0.004
	Con 2 armaduras A1 y A2	0.004	0.003	0.0025	0.002
Vigas	Armadura en tracción	0.005	0.0033	0.0028	0.0023
Losas	En cada dirección	0.002	0.0018	0.0015	0.0014
Muros	Armadura horizontal total	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	Armadura horizontal en una cara	0.0008	0.0007	0.0006	0.0005
	Armadura vertical	0.0015	0.0012	0.0009	0.0008
	Armadura vertical en una cara	0.0005	0.0004	0.0003	0.0003

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite ($\mu_d > \mu_{\text{lím}}$), se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de compresión (A_{s2}).

$$A_{s2} = w_{s2} * bw * d * \frac{fcd}{fyd} \qquad A_{s1} = w_{s1} * bw * d * \frac{fcd}{fyd}$$

$$w_{s2} = \frac{ud - ulim}{1 - \frac{d2}{d}} \qquad w_{s1} = w_{xlim} + w_{s2} \qquad d_2 = d_1$$

Donde:

w_{s1} = Cuantía mecánica para la armadura de tracción.

w_{s2} = Cuantía mecánica para la armadura de compresión.

$w_{s \text{ lím}}$ = Valor límite de cuantía (véase tabla 2.20).

d_1 = Recubrimiento mecánico.

d_2 = Distancia de la fibra más comprimida del hormigón, al centro de gravedad de la armadura de compresión.

2.5.3.4.1.2 Armadura transversal de vigas rectangulares

El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, las armaduras transversales están constituidas por estribos y barras longitudinales levantadas. Los estribos son armaduras independientes de las longitudinales y las barras levantadas son armaduras longitudinales que dejan de ser necesarias para resistir los momentos flectores, se doblan y suben hasta la cabeza comprimida donde se la ancla.

RESISTENCIA A ESFUERZO CORTANTE DE ELEMENTOS LINEALES: Las prescripciones dadas en el **capítulo 8.2 (Resistencia a esfuerzo cortante) de la norma CBH87** se aplican exclusivamente a elementos lineales sometidos a esfuerzos combinados de flexión, cortante y axiales de tracción o compresión. Se consideran como elementos lineales aquellos cuya distancia entre puntos de momento nulo es igual o superior a dos veces su canto total, cuyo ancho es igual o inferior a cinco veces dicho canto pudiendo ser su directriz recta o curva.

ESFUERZO CORTANTE REAL: Las comprobaciones relativas al estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante pueden llevarse a cabo a partir del esfuerzo cortante real de cálculo V_{rd} dado por la siguiente expresión:

$$V_{rd} = V_d + V_{cd}$$

Donde:

V_d = Valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores.

V_{cd} = En piezas de sección variable el valor de cálculo de la componente paralela a la sección de la resultante de tensiones normales tanto de tracción como de compresión sobre las fibras longitudinales de hormigón.

COMPROBACIONES QUE HAY QUE REALIZAR: El estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante puede alcanzarse ya sea por agotarse la resistencia a compresión oblicua del alma o por agotarse su resistencia a tracción oblicua. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente.

- a) Obtención de V_{U1} : El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del hormigón del alma, se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{U1} = 0,30 * f_{cd} * (1 + \cotg \alpha) * d \leq 0,45 * f_{cd} * b * d$$

En el caso de armadura transversal formada por estribos normales al eje de la pieza, dicha expresión se reduce a:

$$V_{U1} = 0,30 * f_{cd} * b * d$$

Esta comprobación no se exige en el eje del apoyo, sino en su borde.

- b) Obtención de V_{u2} : El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción oblicua en el alma, vale:

$$V_{u2} = V_{su} - V_{cu}$$

Donde:

V_{su} = Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante en el estado límite último siendo:

$$V_{su} = \frac{A_s}{s} * 0,90 * f_{yd} * d$$

V_{cu} = Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante, en estado último. En general se tomará:

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d \quad f_{cv} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}}$$

Donde:

d = Canto útil de la sección.

b_w = Ancho del alma de la viga.

f_{cv} = Resistencia de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante dada en kg/cm^2

La comprobación correspondiente a V_{u2} se efectuará para una sección situada a una distancia del borde del apoyo directo igual al canto útil de la pieza hacia el centro de la luz y la armadura necesaria que resulte se llevará hasta el apoyo.

DISPOSICIONES RELATIVAS A LAS ARMADURAS TRANSVERSALES: La separación S_t entre cercos o estribos deberá cumplir las condiciones:

$$S_t = \left(\begin{array}{l} \leq 30 \text{ cm} \\ \leq 0,85 * d \\ \leq 3 * b \end{array} \right)$$

Además de las siguientes prescripciones:

El diámetro de las armaduras transversales debe ser al menos igual a 6 mm, o a la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.

La separación “s”, entre estribos, no debe sobrepasar a la menor de las tres cantidades siguientes:

- 12 veces el diámetro mínimo de las barras longitudinales
- La menor dimensión del núcleo de la sección, limitado por el borde exterior de la armadura transversal
- 300 mm

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

Todas las armaduras transversales deberán quedar perfectamente ancladas. La cuantía mínima de dichas armaduras debe ser tal que se cumpla la relación.

$$A_{smín} = 0,02 * bw * S * \frac{fcd}{fyd}$$

PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

(1) Se calculan las resistencias de cálculo de los materiales:

$$fcd = \frac{fck}{\gamma_c} \quad fcy = \frac{fyk}{\gamma_s}$$

(2) Se determina el esfuerzo cortante de cálculo V_d , el esfuerzo cortante resistente del hormigón V_{cu} y el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del hormigón del alma V_{u1} :

$$V_d = \gamma_f * V \quad V_{cu} = f_{cv} * bw * d \quad f_{cv} = 0,50 * \sqrt{fcd}$$

$$V_{u1} = 0,30 * fcd * bw * d$$

(3) Se realizan las siguientes comparaciones:

CASO 1 → $V_d < V_{cu}$ → El refuerzo transversal corresponde el área mínima ($A_{mín}$), debido a que el H° resiste satisfactoriamente el esfuerzo cortante.

CASO 2 → $V_{cu} < V_d < V_{u1}$ → Se calcula A_s y $A_{smín}$ y se escoge el valor mayor.

CASO 3 → $V_{u2} > V_{u1}$ → Ninguno de los casos anteriores, por tanto, se debe aumentar la sección transversal de la viga.

(4) Se calcula el área transversal requerida:

CASO 1: $A_{smín} = 0,02 * bw * S * \frac{fcd}{fyd}$

CASO 2: Se escoge el valor mayor de las siguientes expresiones:

$$V_{su} = V_{u2} - V_{cu}$$

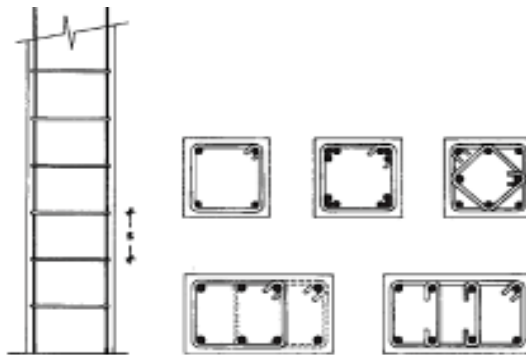
$$A_{smín} = 0,02 * bw * S * \frac{fcd}{fyd} \quad A_s = \frac{V_{su} * S}{0,90 * d * fyd}$$

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 se debe dividir el área encontrada entre el número de piernas, por ejemplo, para 2 piernas: $A_s = A_{\emptyset} / 2$.

2.5.3.4.2 Columnas de H° A°

Las columnas son elementos estructurales generalmente de hormigón armado donde el esfuerzo principal es el normal. Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada y la rectangular. La armadura está constituida por barras longitudinales que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y armadura transversal (estribos) que tiene la función de evitar la rotura por deslizamiento, evitar el pandeo de la armadura longitudinal y absorber los esfuerzos cortantes. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta. (Jiménez, 2000).

Figura 2.15 Disposición de armaduras longitudinal y transversal en columnas



Fuente: Hormigón Armado (Tomo I) 13va Edición. Pp.171- P. Jiménez Montoya.

2.5.3.4.2.1 Compresión simple

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

Para el caso del análisis de columnas en estructuras aporticadas se debe tener en cuenta los siguientes datos de entrada:

Datos necesarios.

b, h = Son las dimensiones de la sección del pilar.

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

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

N_d = Fuerza normal de cálculo.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

Cálculo de la longitud de pandeo: $l_0 = \alpha \cdot l$

Donde:

α = Coeficiente de pandeo que puede obtenerse con el monograma para pórticos traslacionales.

l = Longitud real del elemento considerado.

2.5.3.4.2.2 Longitud de pandeo

La longitud de pandeo “ l_0 ” de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. En pórticos, las longitudes de pandeo en el plano considerado son función de las rigideces relativas de las vigas y soportes que concurren en los nudos extremos del elemento en compresión considerado y se pueden determinar como:

Longitud de pandeo $l_0 = k \cdot L$

Donde “ k ” se obtiene de los nomogramas correspondientes entrando con el valor de “ ψ ”.

$$\psi_A = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{I} \text{ de todos los pilares que concurren en A}}{\sum \frac{E \cdot I}{I} \text{ de todas las vigas que concuren en A}}$$

De la misma manera se calcula ψ_B .

Donde:

ψ_A = Relación de rigideces de las columnas a las vigas en el extremo “A” de la columna considerada.

E_c = Módulo de elasticidad del material que compone la columna.

l_c = Longitud real de la columna.

I_c = Inercia bruta de la sección de la columna.

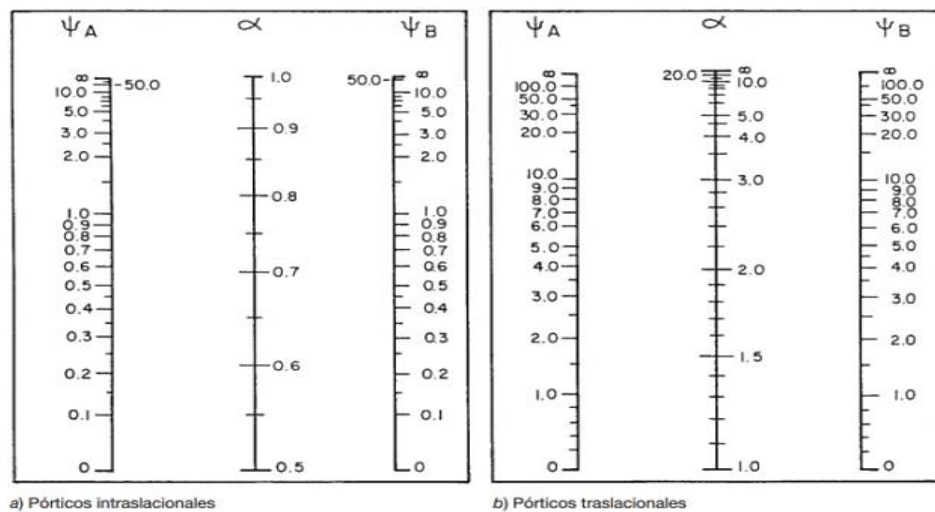
E_v = Módulo de elasticidad del material que compone la viga.

l_v = Longitud real de la viga.

I_v = Inercia bruta de la sección de la viga.

k = Puede obtenerse de los monogramas siguientes:

Figura 2.16 Nomograma para coeficiente de pandeo.



a) Pórticos intraslacionales

b) Pórticos traslacionales

Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya.15ª edición.

2.5.3.4.2.3 Clasificación de la columna por su esbeltez

Las columnas ofrecen el problema del pandeo o flexión lateral que hace que pierdan capacidad resistente. Es de esta forma que las columnas pueden clasificarse en: columnas cortas y largas. La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada con su esbeltez. Si la esbeltez mecánica es menor que 35 se trata de una columna corta, y si es mayor se trata de una columna larga. **La norma CBH-87**, define dos esbelteces:

Esbeltez geométrica:

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

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i} = \frac{\alpha_x \cdot l}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} \quad ; \quad \lambda_y = \frac{l_{oy}}{i} = \frac{\alpha_y \cdot l}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}}$$

Los valores límites para la esbeltez son los siguientes:

- (1) $\lambda < 35$ ($\lambda_g < 10$) Se desprecian los efectos de segundo orden.
- (2) $35 \leq \lambda \leq 100$ ($10 \leq \lambda_g \leq 29$) Puede calcularse excentricidad adicional (efic.).
- (3) $100 \leq \lambda \leq 200$ ($29 \leq \lambda_g \leq 35$) Véase método general prescrito en 8.3.2.1. de CBH-87.
- (4) $\lambda > 200$ ($\lambda > 58$) Esbelteces mecánicas no recomendables.

2.5.3.4.2.4 Procedimiento de cálculo

Procedimiento basado en libro de, **(Jiménez, 2000)**.

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

$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad ; \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

- Excentricidad de primer orden:

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

- Excentricidad accidental:

$$e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2cm$$

- Excentricidad de segundo orden:

$$e_{fic} = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + 0.0035) * \frac{h + 20e_o}{h + 10e_o} * \frac{l_0^2}{50 * i}$$

- Excentricidad final:

$$e_{(x,y) \max} = e_{o(x,y)} + e_a + e_{fic}$$

- Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón:

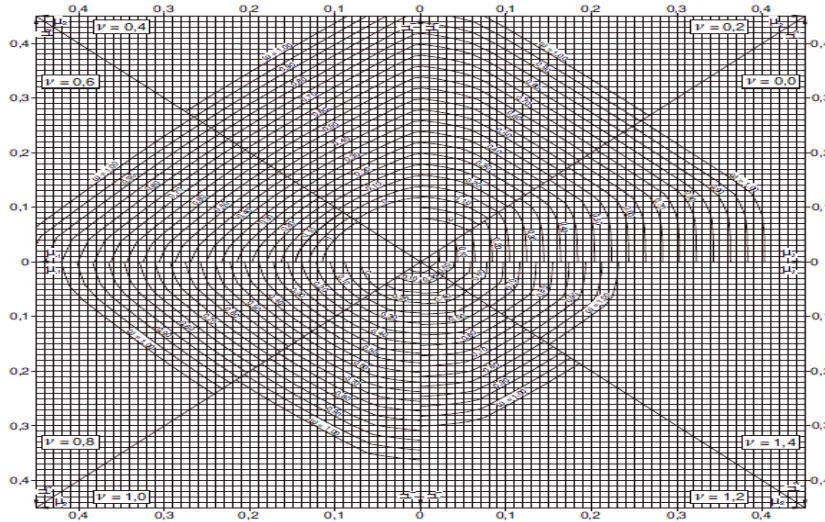
$$U_c = f_{cd} * A_c$$

- Determinación de los valores reducidos:

$$v = \frac{N_d}{U_c}; \quad \mu_x = \frac{N_d \cdot e_{Tx}}{U_c \cdot h}; \quad \mu_y = \frac{N_d \cdot e_{Ty}}{U_c \cdot b}$$

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

Figura 2.17 Ábaco en roseta para flexión esviada.



Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 15ª edición.

- Determinación de la armadura mínima ($A_{s\text{mín}}$):

$$A_{s\text{mín}} = 0.005 \cdot b \cdot h$$

$$A_s > A_{s\text{mín}}$$

- Cálculo de la armadura transversal de la columna.

- El diámetro del estribo será:

$$\Phi_{\text{Estribo}} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal mas gruesa}} \\ \rightarrow 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones:

$$S \leq \begin{cases} 0.85 * d \\ 30cm \\ \rightarrow 12 * \phi_{\text{de la armadura longitudinal mas delgada}} \end{cases}$$

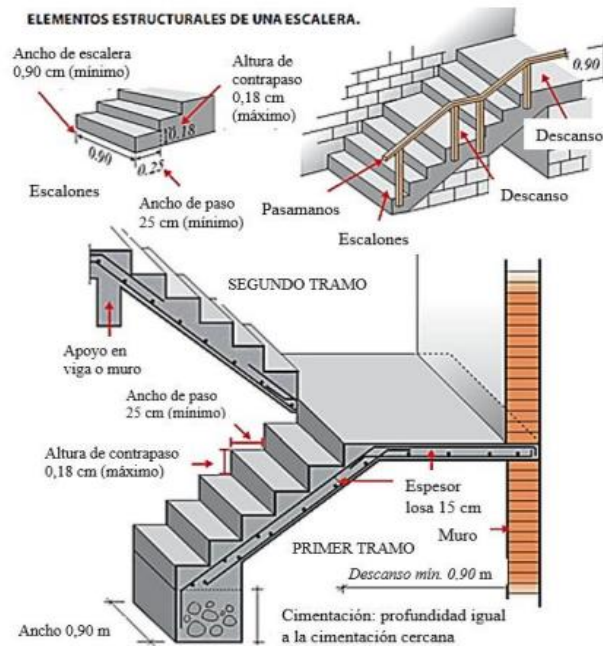
2.5.4 Estructura complementaria

2.5.4.1 Escaleras de hormigón armado

La escalera es uno de los recursos arquitectónicos que con más frecuencia se utiliza para comunicar espacios situados en diferentes planos. 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”.
- Tramo: Es una serie de peldaños continuados. Si la escalera es de varios tramos termina en una superficie horizontal llamada meseta o rellano.
- Caja de escalera: Es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio. Cuando este espacio es ocupado por completo por el conjunto se llama escalera ciega y cuando hay un espacio central, éste recibe el nombre de ojo de escalera.
- Arranque de escalera: Es la parte donde se apoya la escalera en su comienzo. El ancho o ámbito de una escalera es el espacio comprendido entre las caras exteriores de las zancas o la longitud del peldaño en un tramo recto. La anchura mínima que debe tener es de 60 cm, mientras que para el cruce de dos personas deberá tener como mínimo 80 cm, aunque en escaleras para viviendas el ancho mínimo que se utiliza es de 1 m.
- El Ancho o huella de un peldaño, suele oscilar entre los 25 y 30 cm para que pueda apoyarse el pie por completo. La altura de la contrahuella está comprendida entre los 11 y 22 cm, siendo cómodas las que tienen entre 11 y 17 cm.

Figura 2.18 Elementos de una escalera



Fuente: [d80cf2be5ce1f88bb51315d8e4f3f2ba--tangga-stairs.jpg \(441x492\)](https://www.pinning.com) (pinimg.com)

2.5.4.1.1 Diseño estructural

El diseño se realizará con ayuda del software Cypecad (versión 2019) y la verificación de las armaduras se detallará en el capítulo III.

2.5.4.2 Losas

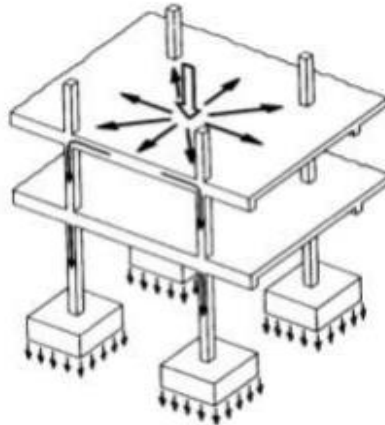
2.5.4.2.1 Introducción

La losa es un elemento estructural, generalmente horizontal, que recibe directamente las cargas y las transmite a los restantes elementos de la estructura. **(Florentino 2003)**.

Funciones de la losa:

- Recibir las cargas y transmitirlas a las vigas y/o pilares y, a través de éstos, a la cimentación y al terreno (figura 2.23).
- Dar rigidez transversal a las vigas.
- Cuando se asocian monólicamente a las vigas, incrementar la capacidad resistente a flexión y torsión de éstas.
- Solidarizar horizontalmente los entramados a nivel de cada planta.

Figura 2.19 transmisión de carga de losa



Fuente: [La armadura de la capa de compresión se calcula en losas](#)

El proyecto se elaborará con losa plana (reticular).

2.5.4.2.2 Losa plana

Una losa plana es una losa de concreto reforzado que se apoya directamente sobre las columnas, de manera que transmite las cargas de forma directa hacia las columnas, generalmente sin la ayuda de vigas. Estas losas se refuerzan en dos direcciones y pueden tener un peralte uniforme o tener engrosamientos en un área cuadrada simétrica llamado ábaco, en las columnas se suelen aumentar el tamaño de su extremo superior formando una cabeza acampanada conocida como capitel. Se utilizan vigas donde la losa sufre interrupciones, como alrededor de ductos de escaleras y en los bordes discontinuos de la losa.

2.5.4.2.3 Diseño estructural

El diseño se realizará con ayuda del software Cypcad (versión 2019) y las armaduras se detallará en los planos.

2.5.5 Cimentación

Se llama cimentación al elemento estructural que transmite las cargas de las columnas y muros al terreno. La resistencia del suelo es menor que la resistencia del concreto, por ello, la cimentación tiene mayor área que su respectiva columna o muro para así reducir los esfuerzos que se transmiten al terreno.

El terreno debe trabajar bajo una carga tal que no se altere su estado de equilibrio, o sea, que no se produzcan deformaciones o asentamientos perceptibles que repercutan en los diferentes

elementos de la estructura, produciéndoles tensiones parásitas para las cuales no han sido diseñados.

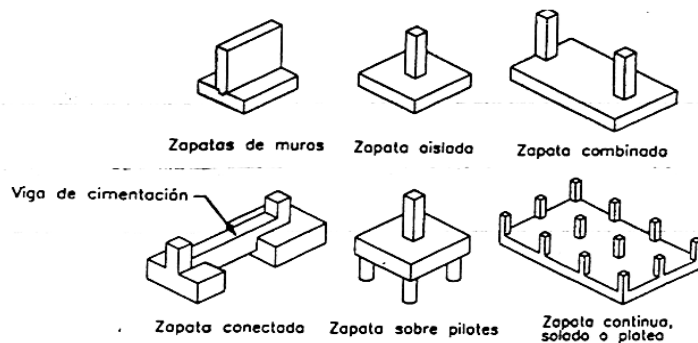
2.5.5.1 Tipos de cimentaciones

El tipo de cimentación apropiado para cada situación depende de varios factores entre los cuales se tiene:

1. La resistencia y compresibilidad de los estratos del suelo.
2. La magnitud de las cargas de las columnas.
3. La ubicación de la napa freática.
4. La profundidad de cimentación de las edificaciones vecinas.

En la figura 2.24 se muestran los diferentes tipos de cimentación: zapata de muro o cimiento corrido, zapata aislada, zapata combinada, zapata conectada, zapata sobre pilotes y zapatas continuas, solados o plateas.

Figura 2.20 Tipos de cimentaciones



Fuente: *Diseño de estructuras de concreto armado 3ra edición Teodoro Harmsen.*

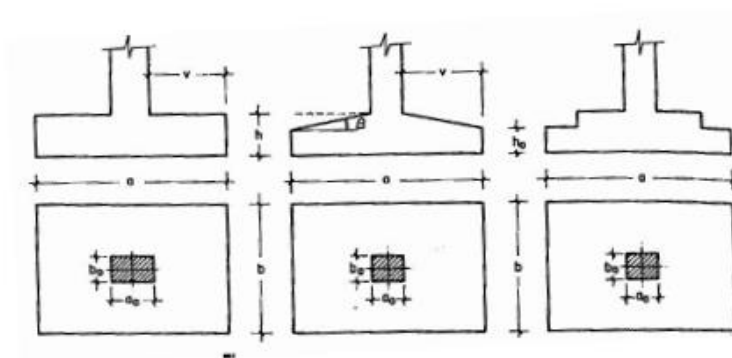
Para la elaboración del proyecto se opta por usar zapatas del tipo: **zapatas aisladas y zapatas combinadas como así vigas centradoras**, por ello solo se mencionará a las zapatas dichas anteriormente.

2.5.5.1.1 Zapatas aisladas

Las zapatas aisladas son losas rectangulares o cuadradas que sirven de apoyo a columnas. Tiene peralte constante o variable, disminuyendo hacia los bordes.

A continuación, se muestra los tipos de zapatas aisladas.

Figura 2.21 Tipos de zapatas aisladas



Fuente: *Hormigón Armado Tomo I (14va Edición)*. Pp.492 -Jiménez Montoya

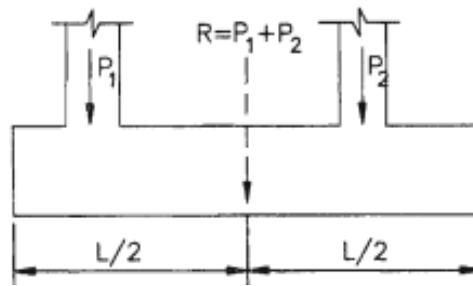
Las zapatas aisladas son el tipo más usual de cimentación pues son las más económicas. La columna puede ser centrada o excéntrica, aunque el primer caso es el más común. Si la cimentación se ubica en el límite de propiedad, la excentricidad de las cargas aplicadas puede ser tan elevada que la capacidad portante del suelo es superada. En estos casos se hace uso de las zapatas conectadas o combinadas.

2.5.5.1.2 Zapatas combinadas

Las zapatas combinadas consisten en una zapata común a dos o más columnas alineadas. Se utilizan cuando la distancia entre éstas es reducida o cuando la capacidad portante del terreno es tan baja que se requieren zapatas de gran área lo que ocasiona que estas se traslapen.

Las dimensiones de las zapatas de las columnas exteriores de una edificación están condicionadas por los límites de propiedad, generándose, por lo general, excentricidades en la zapata que no pueden ser resistidas por la columna. La presión del suelo no es uniforme y en muchos casos, es imposible conseguir que los esfuerzos sean menores que la capacidad portante del terreno. En estos casos, es conveniente usar zapatas combinadas que unan la columna exterior con la interior adyacente. Con objeto de eliminar dicha excentricidad y conseguir que la reacción del suelo sea uniforme.

Figura 2.22 Zapata combinada



Fuente: *Diseño de estructuras de concreto armado 3ra edición Teodoro Harmsen.*

2.5.5.1.3 Vigas centradoras

La viga centradora une zapatas de medianería o de esquina redistribuyendo las cargas y presiones sobre el terreno. A esta viga también se le suele llamar viga de equilibrio.

para conseguir el equilibrio en la zapata debido a excentricidades elevadas, habrá que aumentar las dimensiones de la zapata, lo que normalmente puede llevar a tamaños desproporcionados.

Por ello una viga centradora tiene sobre la zapata un efecto similar a un apoyo en el punto que impide el desplazamiento y el giro de la zapata, lo que se traduce en dos aspectos fundamentales:

- Al restringir el giro, la zapata deja de tender a levantarse, de manera que la distribución de tensiones tiende a hacerse uniforme, hasta el punto de que todo el momento flector transmitido por el pilar pasa a la viga centradora. La distribución de tensiones uniforme es mucho más favorable tanto desde el punto de vista del comportamiento estructural de la zapata como del agotamiento del terreno, lo que implicará unas dimensiones notablemente menores del cimiento.
- Al impedir total o parcialmente el desplazamiento horizontal, la viga centradora colabora con la zapata en la estabilidad horizontal (deslizamiento) de la misma. Hay que tener en cuenta que una viga centradora que impide que una zapata deslice, transmitirá una fuerte carga horizontal a otra zapata que debe vencerse por rozamiento con el terreno.

2.5.5.2 Diseño estructural

2.5.5.2.1 Zapatas medianería con viga centradora

Se seguirá los siguientes pasos para su cálculo y diseño: (Jiménez, 2000).

- Dimensionamiento.
- Clasificación de la zapata.
- Cálculo del peso propio de la zapata.

Dimensionamiento:

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 que llega a la zapata (N).

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

$$P \cdot P_{\text{zapata}} = 0.05 \cdot N$$

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

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

Escogemos un área mayor a la necesaria, y determinamos las dimensiones tentativas de a y b, estos deben ser valores en múltiplos de 5 por fines constructivos.

Para que la zapata no trabaje a tracción, se recomienda que el $\sigma_{\text{min}} \geq 0$

Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con la siguiente fórmula.

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

Donde:

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

$$\gamma_f = 1.6$$

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

El σ_{real} puede ser el $\sigma_{m\acute{a}x}$ ó el σ_{adm} .

Asumimos recubrimiento de la zapata de 0.05 m.

Por lo tanto, la altura de la zapata será igual a $d + 0.05$ m.

La altura mínima que deberá tener una zapata es de 0.30 m.

Clasificación de zapatas:

$$V = \frac{(a - a_0)}{2}$$

Donde:

a = Lado de la base mayor de la zapata

a₀ = Lado de la columna.

h = Canto total de la zapata

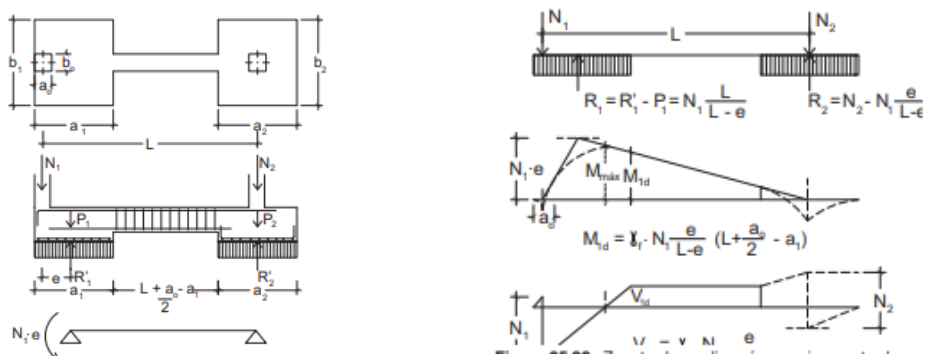
Para saber si es una zapata rígida o flexible se determina si:

$V \leq 2 \cdot h$ se trata de una zapata rígida

$V \geq 2 \cdot h$ se trata de una zapata flexible

Cculo de esfuerzos: Aplicar las ecuaciones que se muestran en la figura 2.27.

Figura 2.23 Zapata de medianería con viga centradora



Fuente: Hormigón armado Jiménez Montoya ed. 2008

Para la viga centradora:

$$R_{1d} = N_{1d} * \frac{I}{(I - e)} \quad R_{2d} = N_{2d} - N_{1d} * \frac{e}{(I - e)}$$

Para la zapata medianería:

Realizar el cálculo a flexión como zapatas continuas, la verificación a cortante será:

$$V_d = \gamma_f * 1,1 * \sigma_t * (v - d) \leq V_u$$

Para la zapata interior:

Realizar el cálculo como si fuese una zapata aislada.

Zapata aislada rígida:

$$A_s * f_{yd} = (x_1 - 0,25a) \frac{R_{1d}}{0,85d}$$

$$R_{1d} = N_d * \frac{(1 + 3n)}{2} \quad x_1 = a * \frac{1 + 4n}{14 + 12n}$$

Armadura en zapatas rígidas:

$$A_s * f_{yd} = (a - a_0) \frac{N_d}{6,8d}$$

Diseño de armadura a Flexión:

Determinación del momento reducido de cálculo:

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

Si: $\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: (Ws) de la tabla universal para flexión simple o compuesta.

Determinación de la armadura: (As)

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

Determinación de la armadura mínima: (As) $w_{min} = 0,0015$

$$A_{s \min} = w_{\min} * b_w * d$$

$$A_s < A_{s \min}$$

Determinación separación de las barras dentro de la pieza

$$s = \frac{b_w - (N^{\circ} \text{ de barras} \Phi_{16}) * \phi_{long} - 2 * r_g}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

2.6 ESTRATEGIA PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO

2.6.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas son los documentos en los cuales se definen las normas, exigencias y procedimientos a ser empleados y aplicados en todos los trabajos de construcción de obras, elaboración de estudios, fabricación de equipos, etc.

Las Especificaciones Técnicas pueden dividirse en generales y específicas.

a) Especificaciones técnicas generales: Abarcando los siguientes puntos:

- Trabajos preliminares, como, por ejemplo: implementación del campamento de obras, señalización de la obra, limpieza y desbroce del área de trabajo, etc.
- Movimientos de tierra, como: excavaciones, mecánicas o manuales, rellenos con o sin compactación, con materiales seleccionados o no, etc.
- Hormigones, ya sea armado o no, aquí se define, para cada caso, la calidad de los agregados finos, medianos y gruesos, el tipo de cemento que se requiere usar. Se define el tipo y calidad del acero para las armaduras, etc.

b) Especificaciones técnicas particulares.: Las especificaciones técnicas particulares completan y detallan las especificaciones técnicas generales y cubren los siguientes ítems es:

- Definición: Donde se describe en forma concisa a que ítem de la obra o estructura se refieren las especificaciones.
- Materiales y herramientas: Utilizados para ejecutar la tarea específica.
- Procedimiento de ejecución: Donde se describe la forma en que debe ejecutarse este rubro de la obra.
- Medición: Donde se describe con precisión como se efectuará la medición de este rubro, una vez ejecutado para proceder al pago correspondiente.
- Forma de pago: Donde se detalla cómo será pagado.

2.6.2 Cálculos métricos

Los cálculos métricos se reducen a la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, recurriendo para ello a la aplicación de fórmulas geométricas y trigonométricas.

2.6.3 Precios unitarios

Un precio unitario se halla formado por la adición de los siguientes rubros:

- Costo de materiales.
- Costo de mano de obra.
- Costo de equipos, maquinaria y herramientas.
- Gastos generales y administrativos, utilidad.

La suma del costo de materiales y costo de mano de obra forman el costo directo, la suma de los costos de equipos, maquinarias y herramientas forman el costo indirecto. Integran el o precio neto al que adicionado la utilidad totaliza el precio total del ítem.

2.6.4 Presupuesto

El presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una edificación al ser terminada, su exactitud dependerá del desglose de los componentes que constituyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado por una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil evaluación, mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

2.6.5 Planeamiento y cronograma

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajo completo pueda terminarse. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado.

El cronograma se representará gráficamente mediante el diagrama de Gantt, donde se muestran las actividades en modo de barras sujetas al tiempo, pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie, es decir, una tras otra.

El diagrama de Gantt es un gráfico donde las unidades de obra (partidas) resultantes de las mediciones y del presupuesto vienen representadas con una barra cuya longitud representa la duración temporal prevista para la ejecución. El diagrama debe reportar las cantidades parciales y progresivas que se prevén pagar durante el período de referencia.

CAPÍTULO III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

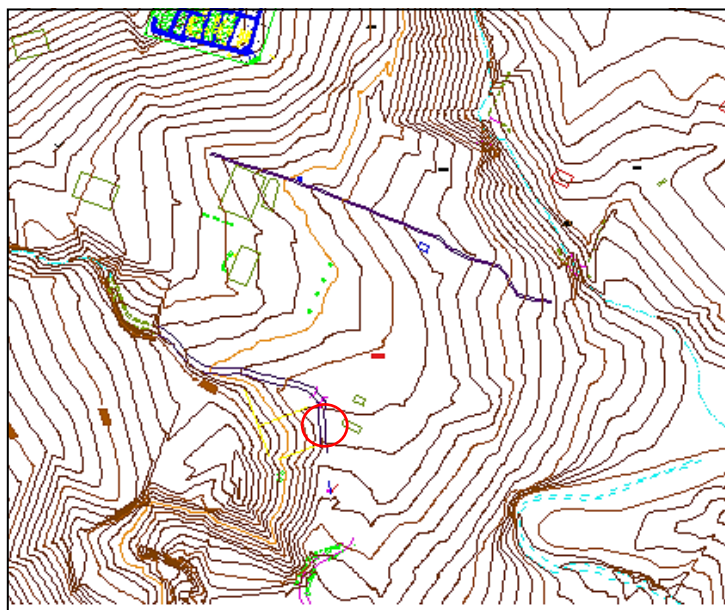
3.1 ANÁLISIS DE LA TOPOGRAFÍA

El terreno donde se emplazará la nueva edificación del “Mercado Central de Padcaya”, no presenta desniveles (topografía plana), ya que se encuentra una obra existente construida (Mercado Central).

La construcción del nuevo mercado abarca un área de 307,09 m², con coordenadas 21°53'15.6"S 64°42'44.9"W.

Para apreciar mejor la topografía del municipio de Padcaya (**ver anexo A-1**).

Figura 3.1 Topografía del Mercado Central de Padcaya



Fuente: Elaboración propia

3.2 ANÁLISIS DEL ESTUDIO DE SUELOS

El estudio de suelos fue realizado en el Municipio de Padcaya en el “Mercado Central”, al existir una estructura en el lugar de estudio, se realizó la perforación de un solo pozo para poder determinar la capacidad portante del suelo con equipo para ensayos normales de penetración (SPT), además de la previa inspección visual y elección adecuada de la ubicación del pozo.

La profundidad máxima alcanzada en la perforación fue de 2,50 m dando lugar a un suelo GM (grava limosa con arena).

A continuación, se muestra una tabla de resumen de los resultados obtenidos en el laboratorio de suelos de la U.A.J.M.S., en el estudio de suelos del Mercado Central de Padcaya.

Tabla 3.1 Tipos de suelo encontrado en el pozo de estudio

Ensayo SPT	Profundidad (m)	Humedad Natural %	Tipo de suelo encontrado (a profundidad del ensayo)	
Ensayo 1	1	17,91	Suelo limo arenoso	
	1,5	21,19	Suelo arena limo arcillosa con grava	
	2	18,14	Suelo arena limosa	
	2,5	22,58	Suelo grava limosa con arena	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.2 Resultado de los ensayos de laboratorio “SPT”

Ensayo	Prof. (m)	Nro. Golpes (30cm)	Resist. Adm. (Nat. Kg/cm ²)	Limite liquido	Limite Plastico	Indice plasticidad	Clasificacion de suelos	Clasificacion de suelos	Descripcion del suelo
							AASHTO	SUCS	
Pozo 1	1	7	0,830	25,2	21,3	3,9	A-4	ML	Limo arenoso
	1.50	10	1,540	29,0	24,5	4,5	A-4	SM-SC	Arena limo arcillosa con grava
	2	5	0,370	20,8	19,2	1,5	A-4	SM	Arena limosa
	2.50	12	1,680	20,1	17,3	2,8	A-1-b	GM	Grava limosa con arena

Fuente: Elaboración propia

Para verificar los resultados obtenidos de la capacidad portante del suelo a través del ensayo “SPT”. Se realizó una verificación por la teoría de (Terzaghi) y (Meyerhof). Que se muestra a continuación Tabla 3.3.

Tabla 3.3 Comparación de la capacidad portante del suelo a través del "SPT" y teoría de Terzaghi

Ensayo	Prof. (m)	Nro. Golpes (30cm)	Clasificación de suelos	Descripción del suelo	Peso Especifico (kg/m ³)
			SUCS		
Pozo 1	1	7	ML	Limo arenoso	1700
	1,5	10	SM-SC	Arena limo arcillosa con grava	1750
	2	5	SM	Arena limosa	1667
	2,5	12	GM	Grava limosa con arena	1740

Densidad relativa (Dr)	ángulo de rozamiento (φ)	FACTORES			Sobrecarga (q) (Kg/m ²)	qult (Kg/cm ²)	Factor de seguridad(FS)	Capacidad admisible del suelo Kg/cm ²	Resist. Adm. (Nat. Kg/cm ²) "SPT"
		Nc	Nq	Nγ					
31	23,10	21,75	10,23	6	1700	2,07	3	0,69	0,830
35	24,68	23,36	11,4	7,08	2625	3,39	3	1,13	1,540
15	21,85	18,92	8,26	4,31	3334	2,98	3	0,99	0,370
35	25,61	25,13	12,72	8,34	4350	6,00	3	2,00	1,680

Fuente: Elaboración propia

NOTA: Los cálculos realizados para la clasificación de los suelos y para la obtención de la capacidad portante del suelo se podrá apreciar en el **anexo A-2**.

3.3 ANÁLISIS DEL DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico fue proporcionado por el Secretario de Obras Publicas del Municipio de Padcaya. El proyecto tiene un área construida de 307,093 m², la edificación consta de dos niveles y está destinada a ambientes comerciales y baños públicos en ambos niveles, ver **anexo A-3**.

3.4 PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL

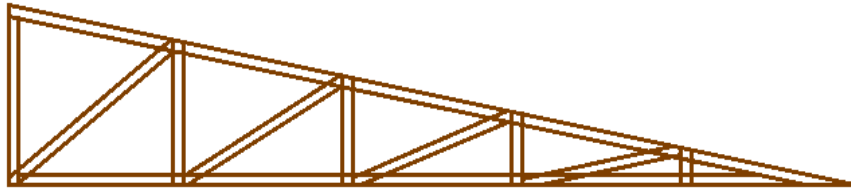
El modelo estructural del proyecto se compone por un sistema de cubierta de madera, y una estructura aporticada de sustentación de hormigón armado.

3.4.1 Estructura de cubierta

La estructura de sustentación de la cubierta es una armadura de madera, y su diseño se realizará con base a la norma del Manual de Diseño de Maderas del Grupo Andino.

Para la estructura de soporte de la cubierta se usará cerchas de madera tipo diente de sierra (véase figura 3.2), el material de cubierta es calamina galvanizada tipo teja.

Figura 3.2 Cercha diente de sierra



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.3 Vista en planta de la cubierta Mercado Central de Padcaya



Fuente: Elaboración propia

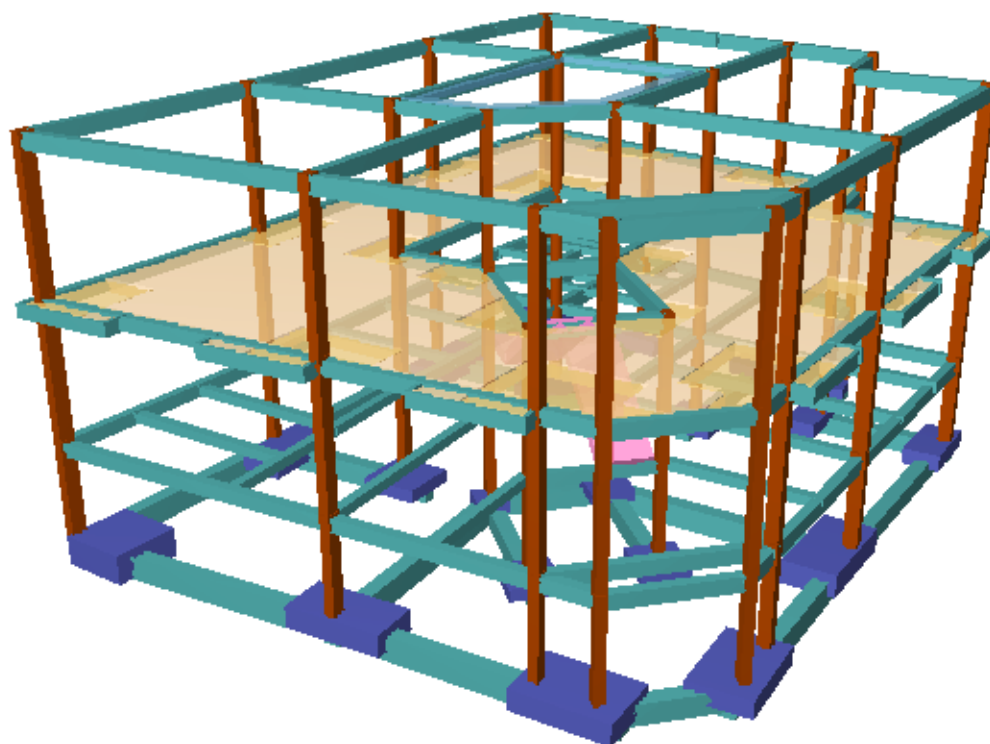
3.4.2 Estructura de la edificación

Estructura aporticada con elementos estructurales de H°A°. El diseño estructural del mercado se diseñará con ayuda del programa Cypecad (versión 2019), ver figura 3.4.

Los elementos estructurales que se diseñan en el proyecto son los siguientes:

- Losa reticular
- Vigas rectangulares de H°A°.
- Columnas de H°A°.
- Zapatas aisladas y combinadas de H°A°.
- Vigas centradoras de H°A°
- Escalera de H°A°

Figura 3.4 Vista 3d del Mercado Central de Padcaya

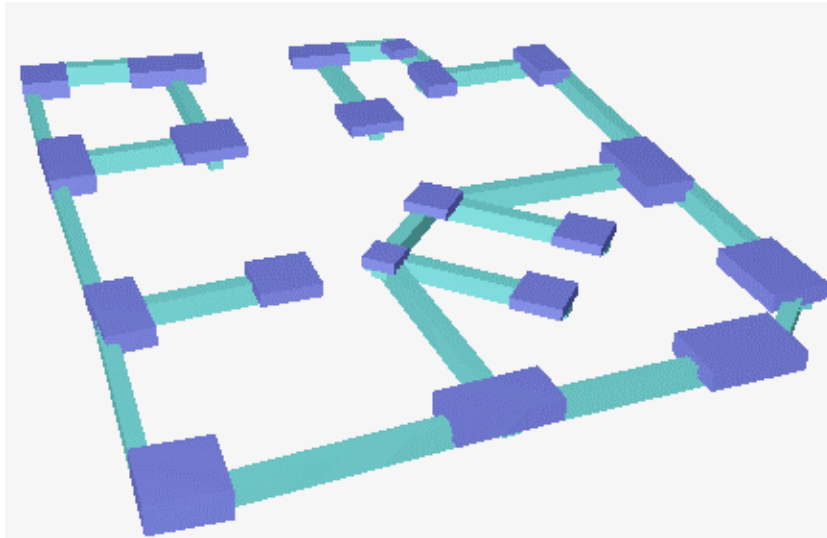


Fuente: Software Cypecad (Versión 2019).

3.4.4 Fundaciones

Se realiza el diseño de zapatas aisladas, zapatas combinadas y vigas centradoras, el diseño se realiza con ayuda del programa Cypecad (versión 2019), ver figura 3.5.

Figura 3.5 Zapatas empleadas en el diseño



Fuente: Software Cypecad (Versión 2019).

3.5 DATOS GENERALES DEL PROYECTO

3.5.1 Estructuras de hormigón

Para el diseño de los elementos estructurales se empleó el método de los estados límites últimos empleando el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87.

Tabla 3.4 Características de los materiales

CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES				
Materiales Empleados	Peso Especifico (Kg/m^3)	Resistencia caracteristica a compresion (Mpa)	Resistencia caracteristica a traccion (Mpa)	Coefficientes de minoracion para la resistencia de los materiales (γ_c - γ_s)
HORMIGON	2500	25	-	1,5
ACERO	7850	-	400	1,15

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.5 Cargas a considerar en el diseño

CARGAS A CONSIDERAR					
Cargas Permanentes kg/m				Cargas Vivas	
Piso	muros		sobre piso y acabados (Kg/m^2)	Sobre carga de uso	
	externos	internos	Baldosa ceramica o hidraulica incluido relleno de 3cm de espesor	oficinas y comercios (NBE-AE-88) (Kg/m^2)	Balcones (NBE-AE-88) (kg/m)
Planta baja	765,86	238,94		88	
Primer piso	687,03	238,94	50 (NBE-AE-88)	300	200

Fuente: Elaboración propia

3.5.2 Estructura de madera

Tabla 3.6 Características del material

CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL
Madera: Yesquero Colorado G-B
Peso específico: 570 kg/m^3
Módulo de elasticidad: 7500 kg/cm^2

Fuente: Elaboración propia

3.6 ANÁLISIS, CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

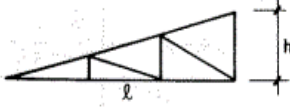
3.6.1 Estructura de sustentación de cubierta

La cubierta se diseñará de acuerdo a la norma del “Manual de Diseño Para Madera del Grupo Andino”.

Consideraciones a tomar en cuenta:

- Pendiente de cercha 20%
- Ángulo de inclinación de la cercha: 11,31 grados
- Tipo de cercha a emplear diente de sierra

Figura 3.6 Características de la cercha empleada

FORMA	LUCES APROPIADAS, m	$\frac{h}{l}$
	4 - 8	$\frac{1}{4} - \frac{1}{1.5}$
diente de sierra		

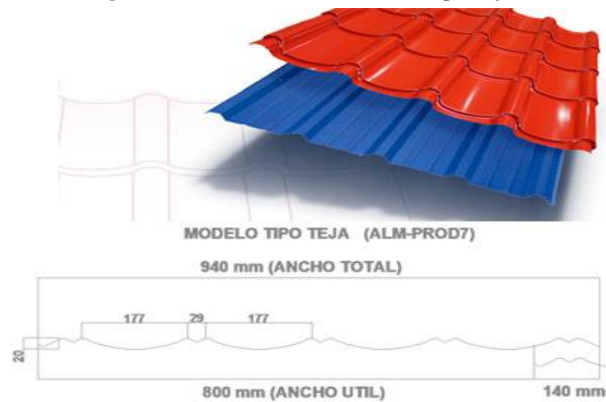
Fuente: Manual de diseño de maderas del grupo andino

3.6.1.1 Cargas a considerar:

Cubierta:

Especificaciones Técnicas de la calamina tipo teja# 26 (importadora campera), ver figura 3.7.

Figura 3.7 Cobertura calamina tipo teja



Fuente: Revista importadora campero

Características:

- ancho útil 80 cm
- ancho total 94 cm
- espesor 0,41 mm
- peso 3,1 kg/m

Determinación de la carga muerta:

Peso de la cubierta:

$$\frac{3,10 \text{ kg/m}}{0,80 \text{ m}} = 3,875 \text{ kg/m}^2$$

peso de cubierta proyectada al plano horizontal: $3,87 * \cos 11,31 = 3,79$

peso de cubierta 3,8 kg/m²

Carga viva:

Granizo

para poder obtener la carga de granizo se consideró un espesor de 10cm.

- peso específico hielo 9,0 kN/ m³ 900 kg/m³ (NBE AE-88 pág. 6)

Proyectado en el plano horizontal = $90 * \cos 11,31 = 88,25 \text{ kg/m}^2$

sobre carga de servicio: **50kg/m²** (Manual del pacto andino pág. 13-3).

Viento

$$P = C * q$$

donde:

P = presión del viento en

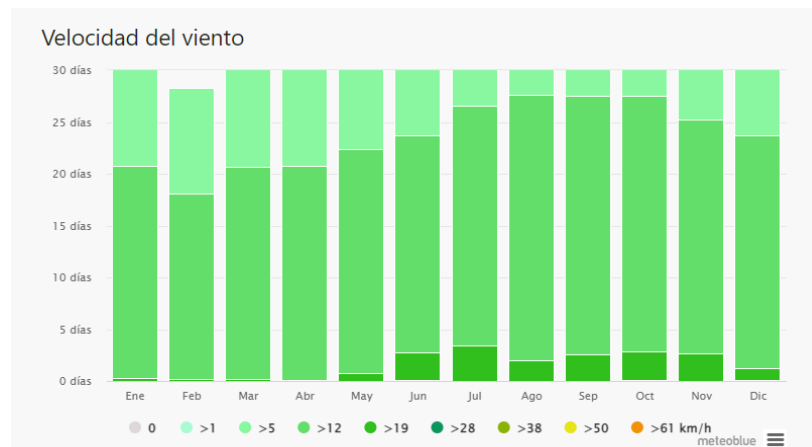
C = coeficiente que depende de la posición en inclinación del techo

q = presión en función a la velocidad del viento $\rightarrow q = 0,00483 * V^2 \text{ kg/m}^2$

V = velocidad de viento en km/h

La máxima velocidad de viento para el municipio de Padcaya se obtuvo de la página de METEOBLUE, ver figura 3.8.

Figura 3.8 Max. Velocidad de viento (datos grabados) Municipio de Padcaya



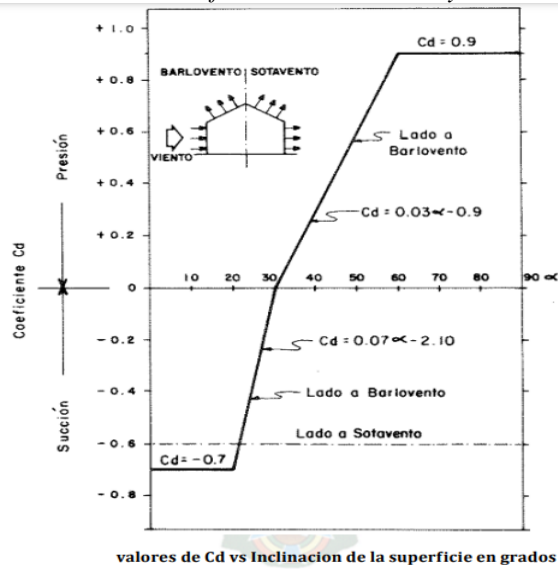
Fuente: https://www.meteoblue.com/es/tiempo/historyclimate/climatemodelled/padcaya-municipality_bolivia_10400565

De acuerdo a la tabla la velocidad de viento máx. llegó a 61km/h, para nuestro cálculo tomaremos una **velocidad máx. 65 km/h.**

$$q = 0,00483 * 65^2 = 20,41 \text{ kg/m}^2$$

Valores de coeficientes de acuerdo a la tabla:

Tabla 3.7 Coeficientes de sotavento y barlovento



Fuente: Manual de diseño de madera del grupo andino pág. 13-15

para 11,31 grados se tiene:

(Barlovento) $C1 = -0,7$ (Sotavento) $C2 = -0,6$

$P1 = -0,7 * 20,41 = -14,287 \text{ kg/m}^2$ succión

$P2 = -0,6 * 20,41 = -12,246 \text{ kg/m}^2$ succión

Proyectado en plano horizontal:

$P1 = -14,29 * \text{COS } 11,31 = -14,01 \text{ kg/m}^2$ SUCCION

$P2 = -12,25 * \text{COS } 11,31 = -12,01 \text{ kg/m}^2$ SUCCION

3.6.1.2 Diseño de correas

madera a usar grupo B

esfuerzo máximo en flexión (fm) 150 kg/cm^2

ángulo de inclinación 11,31°

espaciamiento entre cercha 1 m

para el diseño considero una escuadría de 2 x 3 pulgadas, teniendo los siguientes valores:

escuadría 2x3 pulg

cm^2

Área	26	
Inercia X	91,5	cm ⁴
Zx	28,2	cm ³
Inercia Y	34,7	cm ⁴
Zy	17,3	cm ³
Peso propio	2,34	kg/m

Combinación de cargas:

Cargas actuantes sobre correas		unidad
sobre carga de diseño	50	kg/m ²
peso de cubierta	3,8	kg/m ²
peso propio de correa	2,34	kg/m
carga de granizo	89	kg/m ²
carga de viento	-14,012	kg/m ²

Para realizar un análisis de cargas adecuado se tomará como referencia el Manual de Diseño de Maderas CIRSOC601, debido a que el Manual del Pacto Andino no hace referencia, y en nuestro medio no existe una norma Boliviana para el diseño de estructuras de madera.

De acuerdo al Reglamento estructural de Maderas CIRSOC601 (cap1-3) recomienda la siguiente combinación de cargas:

$$(D + F) + \sum Li \text{ ó } W \text{ ó } T \quad (1)$$

$$(D + F) + 0,7 [(\sum Li + W) \text{ ó } (W + T) \text{ ó } (\sum Li + T)] \quad (2)$$

$$(D + F) + 0,6\sum Li + 0,6W + 0,6T \quad (3)$$

Donde:

$$\sum Li = (L + Lr + S + R + H)$$

D: las acciones permanentes debidas al peso propio de la estructura, de todo componente de construcción previsto con carácter permanente.

F: las acciones permanentes debidas a líquidos con presiones definidas y presencia continuada.

L: las acciones variables debidas a la ocupación, al uso y montaje en pisos.

Lr: las acciones variables en techos debidas al uso, montaje y mantenimiento.

S: las acciones variables debidas a la nieve y el hielo.

R: las acciones variables debidas al agua de lluvia o el hielo sin considerar los efectos producidos por la acumulación de agua.

H: las acciones variables debidas al peso y el empuje lateral del suelo y del agua contenida en el mismo.

W: las acciones variables debidas al viento.

T: las acciones variables debidas a deformaciones impuestas sin carácter permanente, tales como la contracción y expansión originadas por variaciones térmicas o en el contenido de humedad.

COMBINACIONES:		Unidad
$\sum L_i = (L_r + S) =$	139	kg/m ²
(1) $Q = (D + \sum L_i) =$	142,8	kg/m²
(2) $Q = (D + 0,7(\sum L_i + W)) =$	91,2916	kg/m ²
(3) $Q = (D + 0,6*\sum L_i + 0,6*W) =$	78,7928	kg/m ²

Para dimensionar las correas encontramos la carga distribuida que actúa sobre ellas, multiplicando por la dimensión de área de influencia.

carga total **142,8 kg/m²**

longitud de influencia **1,23 m**

carga distribuida sobre la correa **175,644 kg/m**

$$\text{carga total} = 175,64 \text{ kg/m} + 2,34 \text{ kg/m} = 177,984 \text{ kg/m}$$

como las correas trabajan a flexión esviada, descomponemos las cargas en dirección X y Y.

$$P_x = q_x = 177,984 * \text{sen } 11,31 = 34,906 \text{ kg/m}$$

$$P_y = q_y = 177,984 * \text{cos } 11,31 = 174,528 \text{ kg/m}$$

DISEÑO DE CORREAS

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN:

Donde:

f_m = Esfuerzo admisible a flexión (Grupo B) = 150 kg/cm²

L = longitud de separación entre cerchas = 1 m

Dirección X

Momento máximo positivo

$$M_{max} = \frac{q_x * L^2}{8}$$

$$M_{max} = 4,363 \text{ kg*m}$$

El módulo resistente mínimo es:

$$Z_x = \frac{M_{max}}{f_m}$$

$$Z_x = 2,909 \leq 28,2 \text{ cm}^3 \quad \text{OK!}$$

Con la sección obtenida verificamos a la flexión:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_x} \leq f_m$$

$$\sigma = 15,47 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ kg/cm}^2$$

Dirección Y

Momento máximo positivo

$$M_{max} = \frac{q_y * L^2}{8}$$

$$M_{max} = 21,8159 \text{ kg*m}$$

El módulo resistente mínimo es:

$$Z_y = \frac{M_{max}}{f_m}$$

$$Z_y = 14,5440 \text{ cm}^3 \leq 17,3 \text{ cm}^3 \quad \text{OK!}$$

Con la sección obtenida verificamos a la flexión:

$$\sigma' = \frac{M_{max}}{Z_x} \leq f_m$$

$$\sigma = 126,104 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICACIÓN A CORTE

Donde:

Esfuerzo máximo admisible a corte f_v (Grupo B) = 12 kg/cm²

Dirección X

Cortante máximo será

$$V_{max} = \frac{q_x * L}{2}$$

$$V_{max} = 17,453 \text{ kg}$$

Verifico:

$$\tau = \frac{V * 3}{2 * b * h} \leq f_v$$

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

$$h = 6,5 \text{ cm}$$

$$\tau = 1,007 \text{ kg/cm}^2 \leq 12 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

Dirección Y

Cortante máximo será

$$V_{max} = \frac{q_x * L}{2}$$

$$V_{max} = 87,264 \text{ kg}$$

Verifico:

$$\tau = \frac{V * 3}{2 * b * h} \leq f_v$$

$$\tau = 5,03 \text{ kg/cm}^2 \leq 12 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

VERIFICACIÓN A LA FLECHA

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

Dirección en X

$$I_y = 34,7 \text{ cm}^4$$

$$q_x = 34,91 \text{ kg/m}$$

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

Del manual de diseño de Maderas del Grupo Andino, obtenemos para una deflexión máxima, aplicando la carga viva + cargas permanentes, sin cielo raso de yeso:

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{k}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{250}$$

$$\Delta_{\max} = 0,4 \text{ cm}$$

Verifico

$$\Delta = \frac{5 * q_x * L^4}{384 * E * I_y} \leq \Delta_{\max}$$

$$0,17\text{cm} \leq 0,4\text{cm}$$

Dirección en Y

$$I_y = 91,5 \text{ cm}^4$$

$$q_x = 174,528 \text{ kg/m}$$

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

Deflexión:

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{k}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{250}$$

$$\Delta_{\max} = 0,4 \text{ cm}$$

Verifico

$$\Delta = \frac{5 * q_x * L^4}{384 * E * I_y} \leq \Delta_{max}$$

$$0,33\text{cm} \leq 0,4\text{cm}$$

Para el diseño de las correas se usará escuadrías de 2x3 pulgadas del G-B.

3.6.1.3 Diseño de cerchas

Como la cubierta presenta 5 caídas, se diseñará una cercha de cada caída tomando en cuenta la más desfavorable.

Para hacer la combinación de cargas se tendrá que suponer los casos más desfavorables. Por ejemplo: habrá carga por mantenimiento siempre y cuando las condiciones climáticas sean apropiadas para éste o sea que sólo podrá presentarse una de las cargas entre la carga de granizo y la de mantenimiento, entonces escogemos la más desfavorable que será la de granizo.

Diseño de cercha caída-1

Peso propio de la cercha: para un pre dimensionamiento del peso propio de la cercha se tomará como referencia la fórmula de H.S. Jacoby (libro diseño de estructuras de madera Ing. José Rodrigo Lea Plaza), una vez calculada cercha, se deberá corregir si la diferencia es significativa.

$$w = 2,4 SL + 1,2 SL^2$$

Donde:

W = peso total de la cercha en kg

S = separación entre cerchas en m

L = luz de la armadura en m

Datos:

S = 1 m

L = 5,55 m

$$W = 50,283 \text{ kg}$$

area tributaria del peso de cercha		
	Atrib. = S * L	
Atrib =	5,55	m²
Peso de cercha distribuido en el area		
Wdis = W / Atrib =	9,06 Kg/m²	

$$\text{Peso de cercha (kg/m)} = 9,06 \text{ kg/m}$$

Considerando las siguientes cargas:

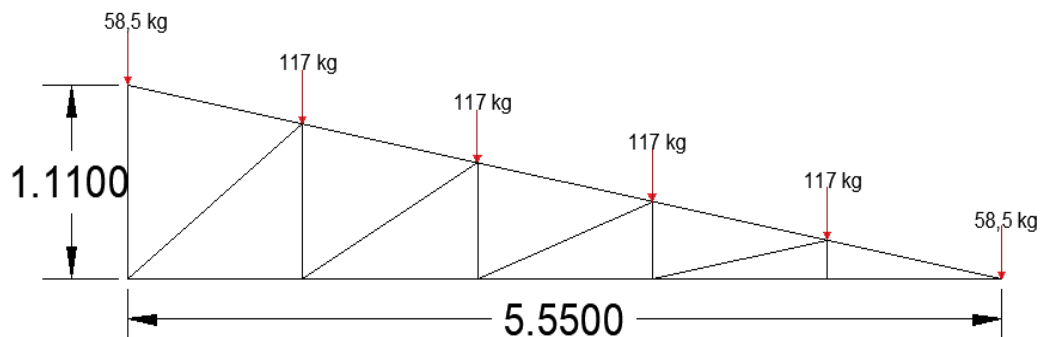
- Peso cubierta: $P_{\text{Cubierta}} = 3,8 \text{ kg/m}^2$.
- Peso de las correas: $P_{\text{Correas}} = 2,34 \text{ kg/m}$.
- Total, carga muerta por m de cobertura $\rightarrow (3,8 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m}) + 2,34 \text{ kg/m} = 6,14 \text{ kg/m}$
- Proyectado al plano horizontal $\rightarrow 6,14 \text{ kg/m} \cdot \cos 11,31^\circ = 6,020 \text{ kg/m}$
- Peso propio de la armadura aproximado $\approx 9,06 \text{ kg/m}$
- Peso por granizo: $P_{\text{granizo}} = 90 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m} = 90 \text{ kg/m}$

CARGA ACTUANTE EN LA CUERDA SUPERIOR

Las cargas concentradas equivalentes sobre la cuerda superior serán:

$$P = Q \cdot L/6 = (6,020 + 9,06 + 90) \text{ kg/m} \cdot 5,55\text{m} / 5 = 116,64 \approx 117 \text{ kg}$$

Figura 3.9 Carga sobre la cuerda superior cercha C-1



Fuente: Elaboración propia

CARGAS ACTUANTE EN LA CUERDA INFERIOR

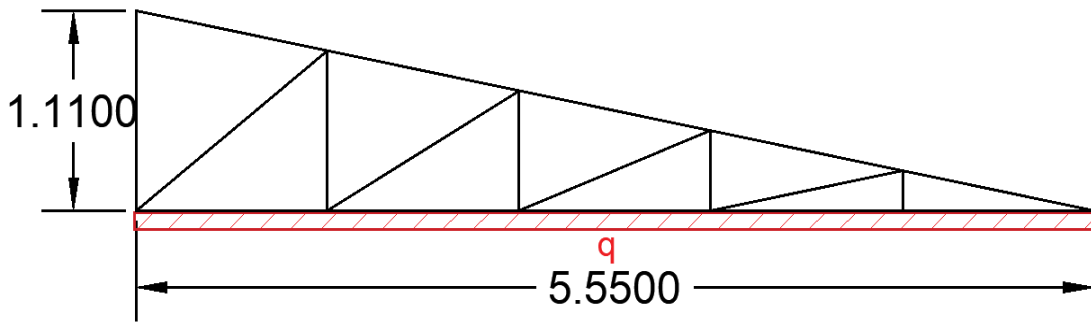
cielo raso (tablero de madera de 2,5cm) = 15 kg/m^2

NBR -AE-88 pag.7

W_i = carga de cielo raso * espaciamiento de cercha

$$W_i = 15 * 1 = 15 \text{ kg/m}$$

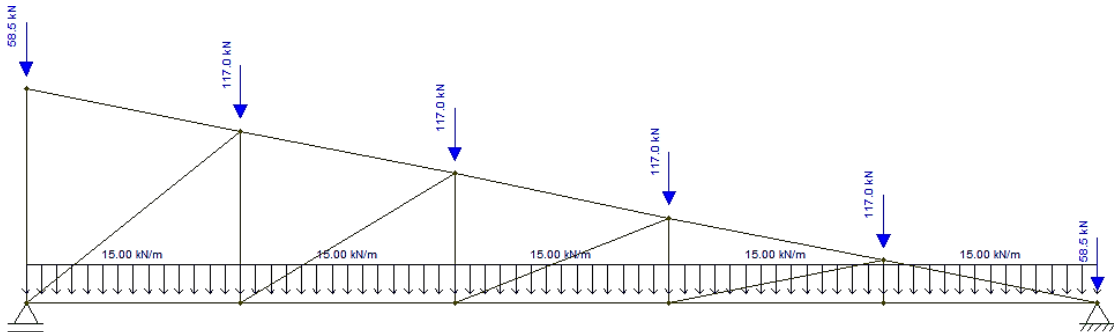
Figura 3.10 Carga distribuida en la cuerda inferior de la cercha C-1



Fuente: Elaboración propia

Cargas actuantes en la cercha ver figura 3.11.

Figura 3.11 Cargas actuantes en la cercha C-1

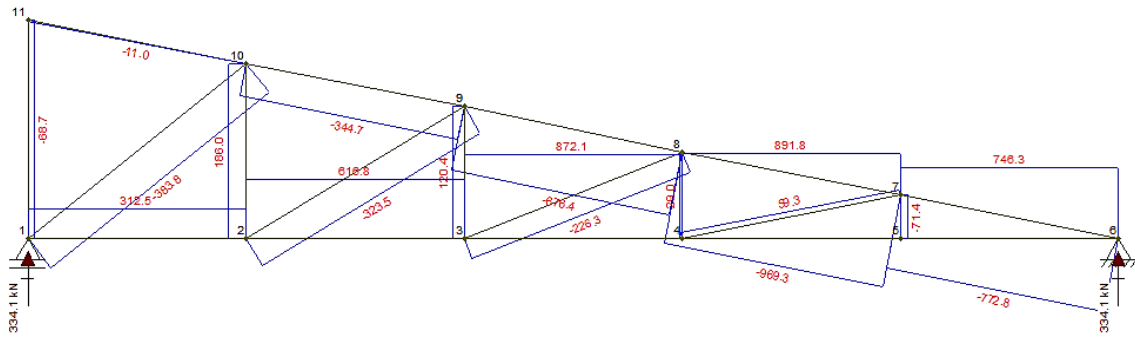


Fuente: ftool

CÁLCULO DE ESFUERZOS INTERNOS: con ayuda de un programa (ftool)

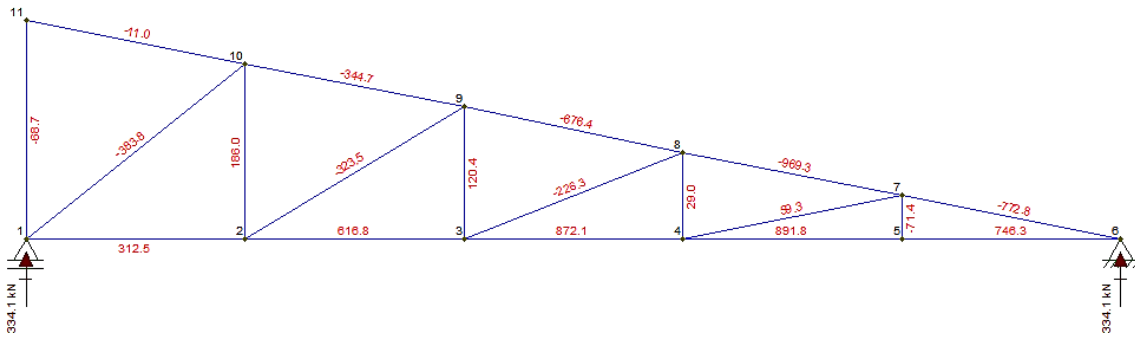
calculamos las fuerzas internas de la cercha ver imagen 3.12 y 3.13.

Figura 3.12 Diagrama de esfuerzos internos en la cercha C-1



Fuente: ftool

Figura 3.13 Esfuerzos internos en la cercha C-1



Fuente: ftool

Para apreciar mejor resultados ver tabla 3.8.

Tabla 3.8 Valores de esfuerzos internos de la cercha C-1

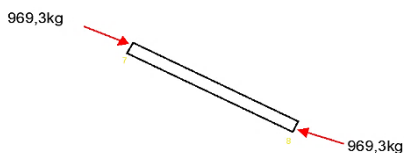
TABLA DE VALORES		
Nudo	Valor	Tipo de esfuerzo
1 a 2	312,5	Tensión
2 a 3	616,8	Tensión
3 a 4	872,1	Tensión
4 a 5	891,8	Tensión
5 a 6	746,3	Tensión
1 a 11	-68,7	Compresión
2 a 10	186	Tensión
3 a 9	120,4	Tensión
4 a 8	29	Tensión
5 a 7	-71,4	Compresión
1 a 10	-383,8	Compresión
2 a 9	-323,5	Compresión
3 a 8	-226,3	Compresión
4 a 7	99,3	Tensión
11 a 10	-11	Compresión
10 a 9	-344,7	Compresión
9 a 8	-676,4	Compresión
8 a 7	-969,3	Compresión
7 a 6	-772,8	Compresión

Fuente: Elaboración propia

DETERMINAMOS SECCIONES DE LA CERCHA EN LOS PUNTOS CRÍTICOS:

CUERDA SUPERIOR:

Tramo 8 a 7 -969,3kg (compresión)



Madera a usar G - B

Módulo de elasticidad mínimo 75000 kg/cm²

Esfuerzo admisible a compresión paralela 110 kg/cm²

Longitud de barra 1,23 m

Longitud efectiva según el manual de diseño del grupo andino pág. 11 -12, tabla 11.1 puede ser tomada como: (ver tabla 3.9)

Tabla 3.9 Longitud efectiva

Elemento	d	L _{ef}
Cuerda	h	0.4(L ₁ +L ₂) ó 0.4(L ₂ +L ₃) *
Sector de cuerda entre correas	b	L _c
Montante o diagonal	b	0.8L _d
* Nota: Si la longitud efectiva de uno de ellos es menor que 0.80 de la longitud efectiva de la adyacente, se tomará como longitud efectiva de cálculo 0.90 de la longitud mayor; en caso contrario se tomará el mayor promedio de las luces adyacentes.		

Fuente: "Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino"

$$l_{efc} = 0,4 (l_1 + l_2)$$

$$l_{efc} = 0,4 (1,23 + 1,23)$$

$$\text{longitud efectiva} = \mathbf{0,98m}$$

Escogemos una sección:

2" x 3"

base 4 cm

altura 6,5 cm

área 26 cm²

Se tiene una esbeltez igual a:

$$d = h \quad \lambda = \frac{L_{efe}}{d} = \frac{98}{6,25} = \mathbf{15.14}$$

Cálculo de la esbeltez límite:

$$Ck = 0,7025 \sqrt{\frac{E}{fc}} = 0,7025 \sqrt{\frac{75000}{110}} = \mathbf{18,34} \quad \text{para madera del G-B}$$

$$\mathbf{15,14 \leq 18,34}$$

Como λ es mayor a 10 y menor a 18,34 la columna es intermedia.

La fórmula que corresponde para hallar la carga admisible para una columna intermedia:

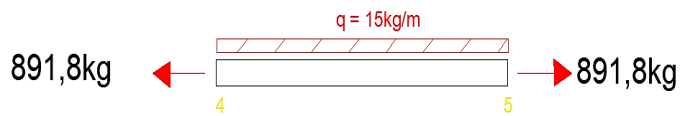
$$N_{adm} = f_c \cdot A \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{\lambda}{C_k} \right)^4 \right]$$

$$N_{adm} = 110 \cdot 26 \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{15,14}{18,34} \right)^4 \right]$$

$$N_{adm} = 2417,77 \text{ kg} \geq 969,3 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

CUERDA INFERIOR:

Tramo 4 - 5 891,8kg (Flexo -Tracción)



Madera a usar G - B

Módulo de elasticidad mínimo 75000 kg/cm²

Esfuerzo admisible a tracción paralela 105 kg/cm²

Esfuerzo a flexión f_m 150 kg/cm²

Longitud de barra 1,11 m

cuerda inferior tabla 11.2 cálculo del momento

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{15 \cdot 1,11^2}{8} = 2,31 \text{ kg} \cdot \text{m} = 231 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

de la tabla de secciones escogemos un área mayor al área crítica, escojo una sección:

2" x 3"

base 4 cm

Zx 28,2 cm³

altura 6,5 cm

área 26 cm²

Verificando la sección:

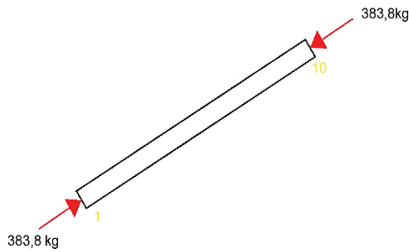
$$\frac{N}{f_t \cdot A} + \frac{M}{z \cdot f_m} < 1$$

$$\frac{891,8}{105 \cdot 26} + \frac{231}{28,2 \cdot 150} < 1$$

0,38 < 1 CUMPLE

DISEÑO DE DIAGONAL:

Tramo 1 - 10 -383,8 kg (compresión)



Madera a usar G - B

Módulo de elasticidad mínimo 75000 kg/cm²

Esfuerzo admisible a compresión paralela 110 kg/cm²

Longitud de barra 1,42 m

La longitud efectiva para este elemento será **0.8 · l_d**, (tabla 11.1, manual de diseño del grupo andino pág. 11-12).

$$l_{efc} = 0,8 \cdot (l_d)$$

$$l_{efc} = 0,8 \cdot 1,42$$

$$l_{efc} = 1,14\text{m}$$

Escogemos una sección:

2" x 3"

base 4 cm

altura 6,5 cm

área 26 cm²

Se tiene una esbeltez igual a: d = b

$$\lambda = \frac{L_{efe}}{d} = \frac{114}{4} = 28,14$$

Cálculo de la esbeltez límite:

$$Ck = 0,7025 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 0,7025 \sqrt{\frac{75000}{110}} = 18,34$$

$$28,40 \geq 18,34$$

Como λ es mayor que 18,34 la columna es larga.

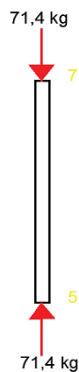
La fórmula que corresponde para hallar la carga admisible para una columna larga es:

$$N_{adm} = 0,329 * \frac{E * A}{\lambda^2} \qquad N_{adm} = 0,329 * \frac{75000 * 26}{28,40^2}$$

$$N_{adm} = 795,42 \text{ kg} \geq 383,8 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

DISEÑO DE MONTANTE :

Tramo 5 - 7 **-71,4 kg** (Compresión)



Madera a usar G - B

Módulo de elasticidad mínimo 75000 kg/cm²

Esfuerzo admisible a compresión paralela 110 kg/cm²

Longitud de barra 1,11 m

La longitud efectiva para este elemento será **0.8 · l_d**, (tabla 11.1, manual de diseño del grupo andino pág. 11-12).

$$l_{efc} = 0,8 * 1,11$$
$$l_{efc} = 0,8 * (l_d)$$

$$l_{efc} = 0,89 \text{ m}$$

Escogemos una sección:

2" x 3"

base 4 cm

altura 6,5 cm

área 26 cm²

Se tiene una esbeltez igual a:

d = b

$$\lambda = \frac{L_{\text{efe}}}{d} = \frac{89}{4} = 22,20$$

Cálculo de la esbeltez límite:

$$C_k = 0,7025 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 0,7025 \sqrt{\frac{75000}{110}} = 18,34$$

$$22,20 \geq 18,34$$

Como λ es mayor que 18,34 la columna es larga.

La fórmula que corresponde para hallar la carga admisible para una columna larga es:

$$N_{adm} = 0,329 * \frac{E * A}{\lambda^2}$$

$$N_{adm} = 0,329 * \frac{75000 * 26}{22,20^2}$$

$$N_{adm} = 1301,74 \text{ kg} \geq 71,4 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

Las secciones calculadas y a usarse serán las que se muestran a continuación en la tabla.

Tabla 3.10 Secciones calculadas de la madera para cercha C-1

Elemento	SECCION A USARSE			Madera del G - B	
	Sección		longitudes (m)	peso kg/m	peso de barra kg
	real b x h (cm)	comercial b x h (pulg)			
1 a 2	4 x 6,5	2 x 3	1,11	2,6	2,89
2 a 3	4 x 6,5	2 x 3	1,11	2,6	2,89
3 a 4	4 x 6,5	2 x 3	1,11	2,6	2,89
4 a 5	4 x 6,5	2 x 3	1,11	2,6	2,89
5 a 6	4 x 6,5	2 x 3	1,11	2,6	2,89
1 a 11	4 x 6,5	2 x 3	1,11	2,6	2,89
2 a 10	4 x 6,5	2 x 3	0,89	2,6	2,31
3 a 9	4 x 6,5	2 x 3	0,67	2,6	1,74
4 a 8	4 x 6,5	2 x 3	0,44	2,6	1,14
5 a 7	4 x 6,5	2 x 3	0,22	2,6	0,57
1 a 10	4 x 6,5	2 x 3	1,42	2,6	3,69
2 a 9	4 x 6,5	2 x 3	1,29	2,6	3,35
3 a 8	4 x 6,5	2 x 3	1,2	2,6	3,12
4 a 7	4 x 6,5	2 x 3	1,13	2,6	2,94
11 a 10	4 x 6,5	2 x 3	1,23	2,6	3,20
10 a 9	4 x 6,5	2 x 3	1,23	2,6	3,20
9 a 8	4 x 6,5	2 x 3	1,23	2,6	3,20
8 a 7	4 x 6,5	2 x 3	1,23	2,6	3,20
7 a 6	4 x 6,5	2 x 3	1,23	2,6	3,20
TOTAL					52,18

Fuente: Elaboración propia

NOTA: Como para el pre-dimensionamiento del peso de la cercha se usó la fórmula de H.S. Jacoby nos dio un peso de, 50,28kg y el peso de la cercha es de 52,18kg se mantendrá las secciones y el peso debido a que la diferencia de carga es mínima, por lo tanto, es despreciable.

Diseño de cercha caída-2

Peso propio de la cercha: para un pre dimensionamiento del peso propio de la cercha se tomará como referencia la fórmula de H.S. Jacoby (libro diseño de estructuras de madera Ing. José Rodrigo Lea Plaza), una vez calculada cercha, se deberá corregir si la diferencia es significativa.

$$w = 2,4 SL + 1,2 SL^2$$

Donde:

W = peso total de la cercha en kg

S = separación entre cerchas en m

L = luz de la armadura en m

Datos:

S = 1 m

L = 4,43 m

W = 34,2 kg

area tributaria del peso de cercha
Atrib. = S * L
Atrib = 4,43 m²
Peso de cercha distribuido en el area
Wdis = W / Atrib = 7,72 Kg/m²

Peso de cercha (kg/m) = 7,72 kg/m

Considerando las siguientes cargas:

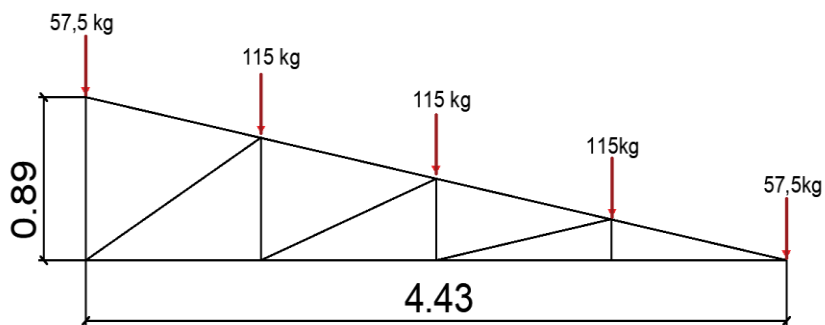
- Peso cubierto: $P_{\text{Cubierta}} = 3,8 \text{ kg/m}^2$.
- Peso de las correas: $P_{\text{Correas}} = 2,34 \text{ kg/m}$.
- Total, carga muerta por m de cobertura $\rightarrow (3,8 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m}) + 2,34 \text{ kg/m} = 6,14 \text{ kg/m}$
- Proyectado al plano horizontal $\rightarrow 6,14 \text{ kg/m} \cdot \cos 11,31^\circ = \mathbf{6,020 \text{ kg/m}}$
- Peso propio de la armadura aproximado $\approx \mathbf{7,72 \text{ kg/m}}$
- Peso por granizo: $P_{\text{granizo}} = 90 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m} = \mathbf{90 \text{ kg/m}}$

CARGA ACTUANTE EN LA CUERDA SUPERIOR

Las cargas concentradas equivalentes sobre la cuerda superior serán:

$P = Q \cdot L/4 = (6,020 + 7,72 + 90) \text{ kg/m} \cdot 4,43\text{m} / 4 = 114,89 \approx \mathbf{115 \text{ kg}}$

Figura 3.14 Carga puntual sobre la cuerda superior en la cercha C-2



Fuente: Elaboración propia

CARGAS ACTUANTE EN LA CUERDA INFERIOR

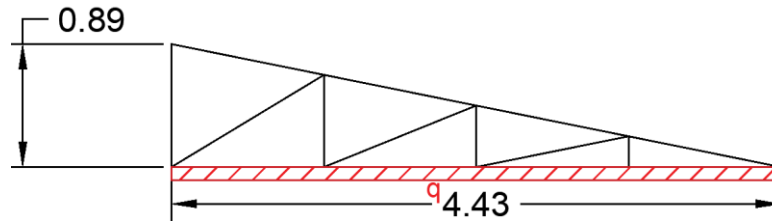
cielo raso (tablero de madera de 2,5cm) = 15 kg/m^2

NBR -AE-88 pag.7

W_i = carga de cielo raso * espaciamiento de cercha

$$W_i = 15 * 1 = 15 \text{ kg/m}$$

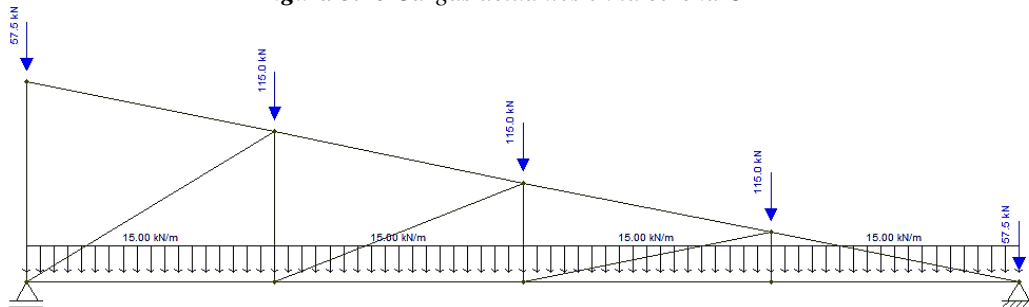
Figura 3.15 Carga distribuida en la cuerda inferior de la cercha C-2



Fuente: Elaboración propia

Cargas actuantes en la cercha ver figura 3.16

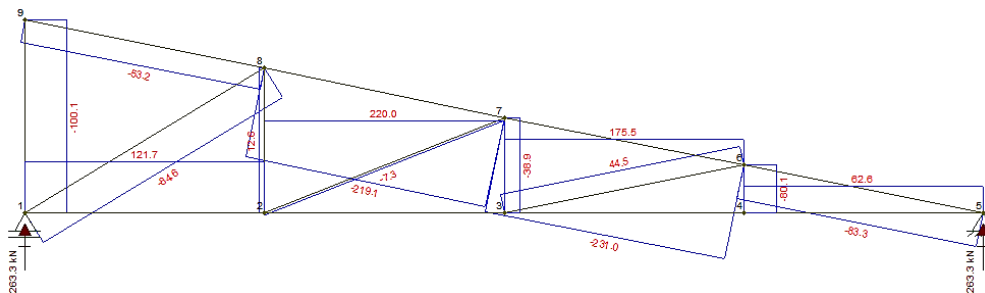
Figura 3.16 Cargas actuantes en la cercha C-2



Fuente: ftool

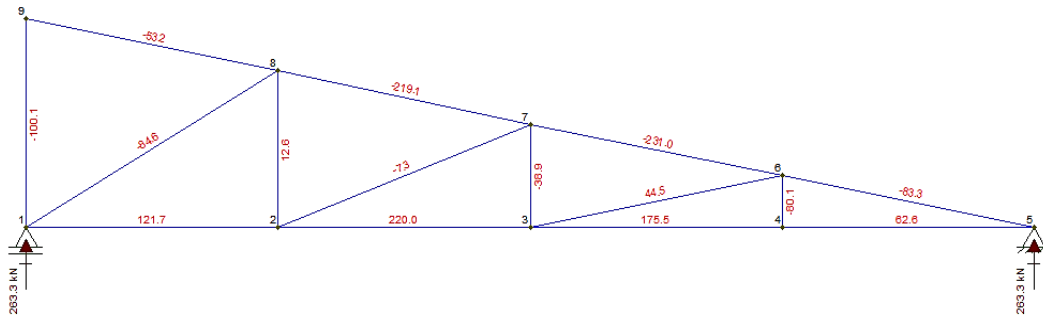
CÁLCULO DE ESFUERZOS INTERNOS: con ayuda de un programa (ftool) calculamos las fuerzas internas de la cercha ver figura 3.17 y 3.18.

Figura 3.17 Diagrama de esfuerzos internos en la cercha C-2



Fuente: ftool

Figura 3.18 Esfuerzos internos en la cercha C-2



Fuente: ftool

Para apreciar mejor resultados ver tabla 3.11

Tabla 3.11 Valores de esfuerzos internos de la cercha C-2

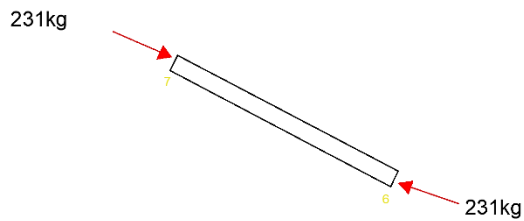
TABLA DE VALORES		
Nudo	Valor	Tipo de esfuerzo
1 a 2	121,7	Tensión
1 a 9	-100,1	Compresión
1 a 8	-84,6	Compresión
2 a 8	12,6	Tensión
2 a 7	-7,3	Compresión
2 a 3	220	Tensión
3 a 4	175,5	Tensión
3 a 6	44,5	Tensión
3 a 7	-38,9	Compresión
4 a 5	62,6	Tensión
4 a 6	-80,1	Compresión
9 a 8	-53,2	Compresión
8 a 7	-219,1	Compresión
7 a 6	-231	Compresión
6 a 5	-83,3	Compresión

Fuente: Elaboración propia

DETERMINAMOS SECCIONES DE LA CERCHA EN LOS PUNTOS CRÍTICOS:

CUERDA SUPERIOR:

Tramo 7 a 6 **-231 kg** (compresión)



Madera a usar G - B

Módulo de elasticidad mínimo 75000 kg/cm²

Esfuerzo admisible a compresión paralela 110 kg/cm²

Longitud de barra 1,13 m

Longitud efectiva según el manual de diseño del grupo andino pág. 11 -12, tabla 11.1
puede ser tomada como:

$$l_{efc} = 0,4 (l_1 + l_2)$$

$$l_{efc} = 0,4 (1,13 + 1,13)$$

longitud efectiva = 0,90m

Escogemos una sección:

2" x 3"

base 4 cm

altura 6,5 cm

área 26 cm²

Se tiene una esbeltez igual a:

$$d = h \quad \lambda = \frac{L_{efe}}{d} = \frac{90}{6,5} = 13,85$$

Cálculo de la esbeltez límite:

$$Ck = 0,7025\sqrt{\left(\frac{E}{f_c}\right)} = 0,7025\sqrt{\left(\frac{75000}{110}\right)} = 18,34 \quad \text{para madera del G - B}$$

$$13,85 \leq 18,34$$

Como λ es mayor a 10 y menor a 18,34 la columna es intermedia.

La fórmula que corresponde para hallar la carga admisible para una columna intermedia:

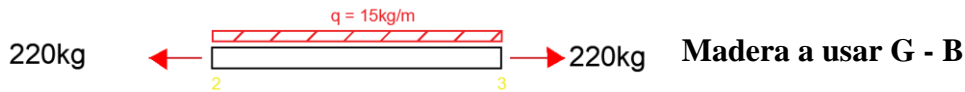
$$N_{adm} = f_c \cdot A \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{\lambda}{C_k} \right)^4 \right]$$

$$N_{adm} = 110 \cdot 26 \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{13,85}{18,34} \right)^4 \right]$$

$$N_{adm} = 2549,94 \text{ kg} \geq 231 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

CUERDA INFERIOR:

Tramo 2 - 3 220 kg (Flexo -Tracción)



Módulo de elasticidad mínimo 75000 kg/cm²

Esfuerzo admisible a tracción paralela 105 kg/cm²

Esfuerzo admisible a flexión fm 150 kg/cm²

Longitud de barra 1,11 m

cuerda inferior tabla 11.2 cálculo del momento

$$M = \frac{q * l^2}{8} = \frac{15 * 1,11^2}{8} = 2,31 \text{ kg} * m = 231 \text{ kg} * cm$$

de la tabla de secciones escogemos un área mayor al área crítica, escojo una sección:

2" x 3"

base 4 cm

Zx 28,2 cm³

altura 6,5 cm

área 26 cm²

Verificando la sección:

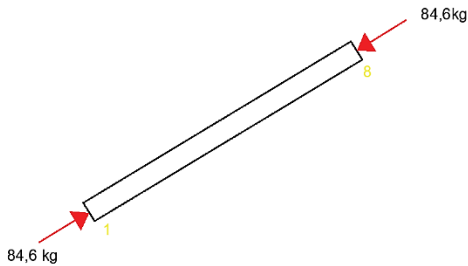
$$\frac{N}{f_t \cdot A} + \frac{M}{z \cdot fm} < 1$$

$$\frac{220}{105 \cdot 26} + \frac{231}{28,2 \cdot 150} < 1$$

0,13 < 1 CUMPLE

DISEÑO DE DIAGONAL:

Tramo 1 - 8 -84,6 kg (compresión)



Madera a usar G - B

Módulo de elasticidad mínimo 75000 kg/cm²

Esfuerzo admisible a compresión paralela 110 kg/cm²

Longitud de barra 1,29 m

La longitud efectiva para este elemento será **0.8 · l_d**, (tabla 11.1, manual de diseño del grupo andino pág. 11-12)

$$l_{efc} = 0,8 * (l_d)$$

$$l_{efc} = 0,8 * 1,29$$

$$l_{efc} = 1,03m$$

Escogemos una sección:

2" x 3"

base 4 cm

altura 6,5 cm

área 26 cm²

Se tiene una esbeltez igual a: d = b

$$\lambda = \frac{L_{efe}}{d} = \frac{103}{4} = 25,80$$

Cálculo de la esbeltez límite:

$$Ck = 0,7025 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 0,7025 \sqrt{\frac{75000}{110}} = 18,34$$

$$25,80 \geq 18,34$$

Como λ es mayor que 18,34 la columna es larga.

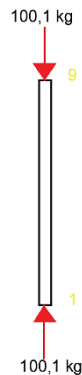
La fórmula que corresponde para hallar la carga admisible para una columna larga es:

$$N_{adm} = 0,329 * \frac{E * A}{\lambda^2}$$
$$N_{adm} = 0,329 * \frac{75000 * 26}{25,80^2}$$

$$N_{adm} = 963,81 \text{ kg} \geq 84,6 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

DISEÑO DE MONTANTE :

Tramo 1 - 9 -100,1 kg (Compresión)



Madera a usar G - B

Módulo de elasticidad mínimo 75000 kg/cm²

Esfuerzo admisible a compresión paralela 110 kg/cm²

Longitud de barra 0,89 m

La longitud efectiva para este elemento será **0.8 · l_d**, (tabla 11.1, manual de diseño del grupo andino pág. 11-12).

$$l_{efc} = 0,8 * (l_d)$$

$$l_{efc} = 0,8 * 0,89$$

$$l_{efc} = 0,71 \text{ m}$$

cómo es menor a 0,80 se usará **0,80** como longitud efectiva

Escogemos una sección:

2" x 3"

base 4 cm

altura 6,5 cm

área 26 cm²

Se tiene una esbeltez igual a: d = b

$$\lambda = \frac{L_{efe}}{d} = \frac{80}{4} = 20$$

Cálculo de la esbeltez límite:

$$C_k = 0,7025 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 0,7025 \sqrt{\frac{75000}{110}} = 18,34$$

$$20 \geq 18,34$$

Como λ es mayor que 18,34 la columna es larga.

La fórmula que corresponde para hallar la carga admisible para una columna larga es:

$$N_{adm} = 0,329 * \frac{E * A}{\lambda^2}$$

$$N_{adm} = 0,329 * \frac{75000 * 26}{20^2}$$

$$N_{adm} = 4875 \text{ kg} \geq 100,1 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

Las secciones calculadas y a usarse serán las que se muestran a continuación en la tabla.

Tabla 3.12 Secciones calculadas de la madera para cercha C-2

Elemento	SECCION A USARSE		longitudes (m)	Madera del G - B	
	Seccion			peso kg/m	peso de barra kg
	real b x h (cm)	comercial b x h (pulg)			
1 a 2	4 x 6,5	2 x 3	1.11	2.6	2.89
2 a 3	4 x 6,5	2 x 3	1.11	2.6	2.89
3 a 4	4 x 6,5	2 x 3	1.11	2.6	2.89
4 a 5	4 x 6,5	2 x 3	1.11	2.6	2.89
1 a 9	4 x 6,5	2 x 3	0.89	2.6	2.31
2 a 8	4 x 6,5	2 x 3	0.67	2.6	1.74
3 a 7	4 x 6,5	2 x 3	0.45	2.6	1.17
4 a 6	4 x 6,5	2 x 3	0.22	2.6	0.57
1 a 8	4 x 6,5	2 x 3	1.29	2.6	3.35
2 a 7	4 x 6,5	2 x 3	1.19	2.6	3.09
3 a 6	4 x 6,5	2 x 3	1.13	2.6	2.94
9 a 8	4 x 6,5	2 x 3	1.13	2.6	2.94
8 a 7	4 x 6,5	2 x 3	1.13	2.6	2.94
7 a 6	4 x 6,5	2 x 3	1.13	2.6	2.94
6 a 5	4 x 6,5	2 x 3	1.13	2.6	2.94
			peso total de cercha	38.48	

Fuente: Elaboración propia

NOTA: Como para el pre-dimensionamiento del peso de la cercha se usó la fórmula de H.S. Jacobi nos dio un peso de, 34,18kg y el peso de la cercha es de 38,48kg se mantendrá las secciones debido a que la incrementación es insignificante.

Diseño de cercha caída-3

Peso propio de la cercha: para un pre dimensionamiento del peso propio de la cercha se tomará como referencia la fórmula de H.S. Jacoby (libro diseño de estructuras de madera Ing. José Rodrigo Lea Plaza), una vez calculada cercha, se deberá corregir si la diferencia es significativa.

$$w = 2,4 SL + 1,2 SL^2$$

Donde:

W = peso total de la cercha en kg

S = separación entre cerchas en m

L = luz de la armadura en m

Datos:

S = 1 m

L = 6,71 m

W = 70,13 kg

area tributaria del peso de cercha
Atrib. = S * L
Atrib = 6,71 m ²
Peso de cercha distribuido en el area
Wdis = W / Atrib = 10,45 Kg/m ²

Peso de cercha (kg/m) = 10,452 kg/m

Considerando las siguientes cargas:

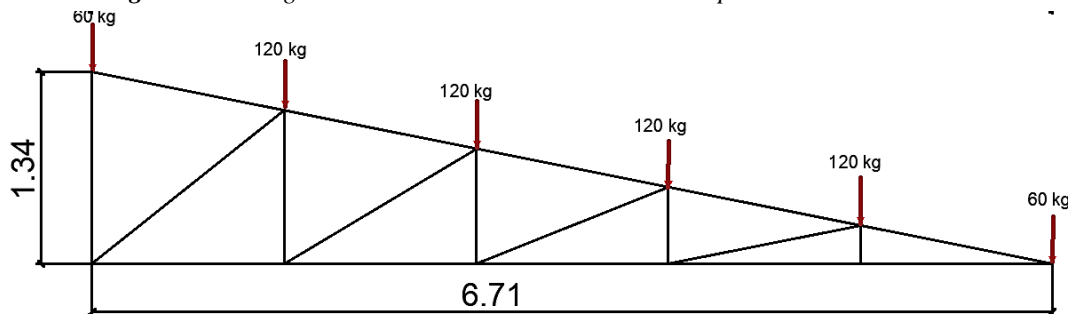
- Peso cubierto: P_{Cubierta} = 3,8 kg/m².
- Peso de las correas: P_{Correas} = 2,34 kg/m.
- Total, carga muerta por m de cobertura → (3,8 kg/m² * 1m) + 2,34 kg/m = 6,14 kg/m
- Proyectado al plano horizontal → 6,14 kg/m * cos 11,31° = **6,020 kg/m**
- Peso propio de la armadura aproximado ≈ **10,452 kg/m**
- Peso por granizo: P_{granizo} = 90 kg/m² * 1m = **90 kg/m**

CARGA ACTUANTE EN LA CUERDA SUPERIOR

Las cargas concentradas equivalentes sobre la cuerda superior serán:

$P = Q \cdot L/4 = (6,020 + 10,452 + 90) \text{ kg/m} \cdot 6,71 \text{ m} / 4 = 119,07 \approx \mathbf{120 \text{ kg}}$

Figura 3.19 Carga actuante en los nodos de la cuerda superior de la cercha C-3



Fuente: Elaboración propia

CARGAS ACTUANTE EN LA CUERDA INFERIOR

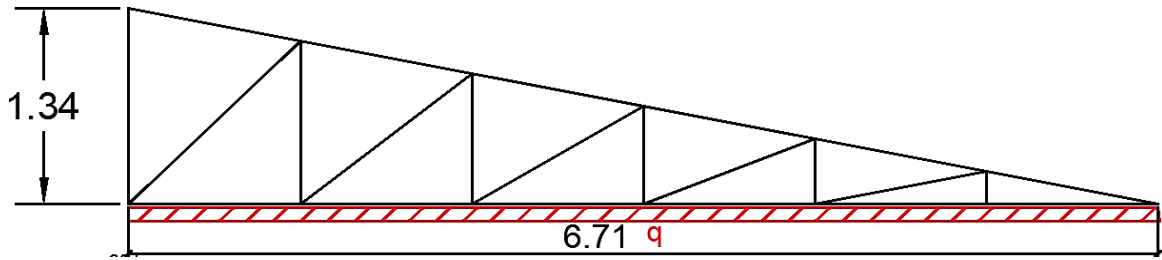
cielo raso (tablero de madera de 2,5cm) = 15 kg/m²

NBR -AE-88 pag.7

W_i = carga de cielo raso * espaciamento de cercha

$$W_i = 15 \text{ kg/m}$$

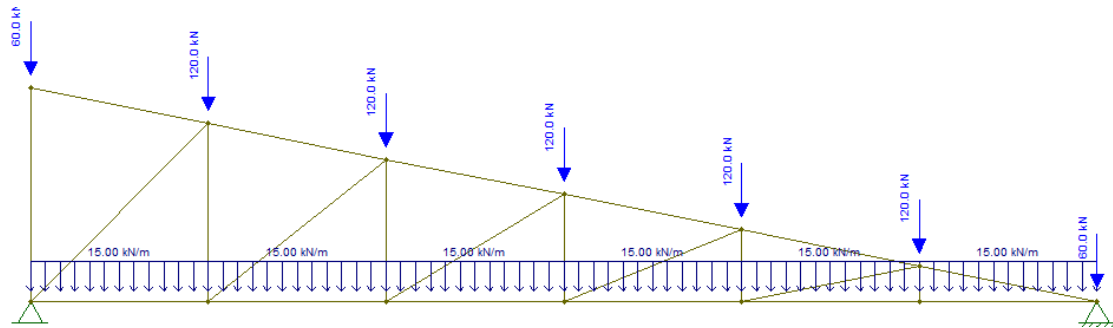
Figura 3.20 Carga distribuida en la cuerda inferior de la cercha C-3



Fuente: Elaboración propia

Cargas actuantes en la cercha ver figura 3.21

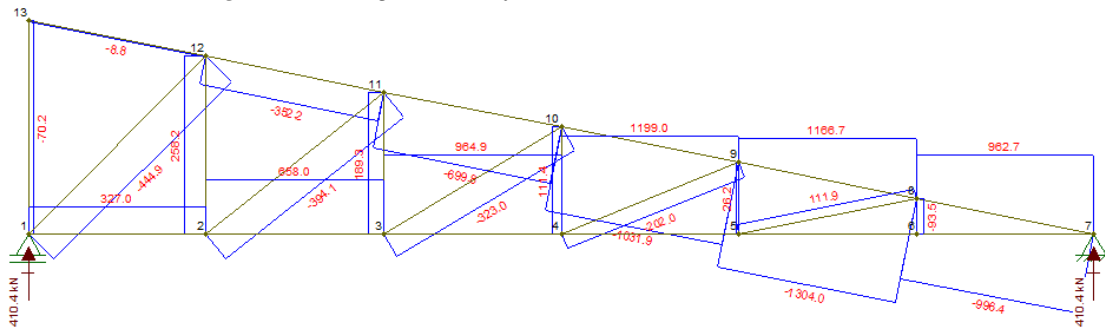
Figura 3.21 Cargas actuantes en la cercha C-3



Fuente: ftool

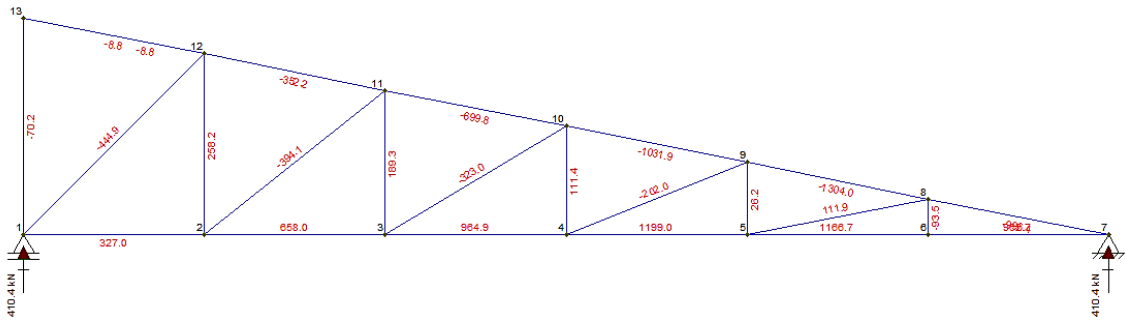
CÁLCULO DE ESFUERZOS INTERNOS: con ayuda de un programa (ftool) calculamos las fuerzas internas de la cercha ver figura 3.22 y 3.23

Figura 3.22 Diagrama de esfuerzos internos en la cercha C-3



Fuente: ftool

Figura 3.23 Esfuerzos internos en la cercha C-3



Fuente: ftool

Para apreciar mejor resultados ver tabla 3.13.

Tabla 3.13 Valores de esfuerzos internos de la cercha C-3

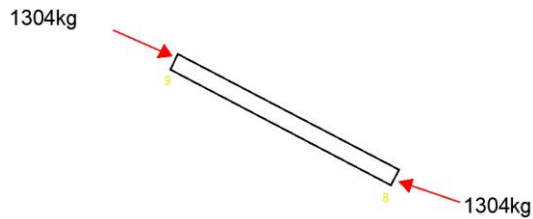
TABLA DE VALORES		
Nudo	Valor	Tipo de esfuerzo
1 a 2	327	Tracción
2 a 3	658	Tracción
3 a 4	964,9	Tracción
4 a 5	1199	Tracción
5 a 6	1166	Tracción
6 a 7	962,7	Tracción
7 a 8	-996,4	Compresión
8 a 9	-1304	Compresión
9 a 10	-1031,4	Compresión
10 a 11	-699,8	Compresión
11 a 12	-352,2	Compresión
12 a 13	-8,8	Compresión
1 a 13	-70,2	Compresión
2 a 12	258,2	Tracción
3 a 11	189,3	Tracción
4 a 10	11,4	Tracción
5 a 9	26,2	Tracción
6 a 8	-93,5	Compresión
1 a 12	-444,9	Compresión
2 a 11	-394,1	Compresión
3 a 10	-323	Compresión
4 a 9	-202	Compresión
5 a 8	111,9	Tracción

Fuente: Elaboración propia

DETERMINAMOS SECCIONES DE LA CERCHA EN LOS PUNTOS CRITICOS:

CUERDA SUPERIOR:

Tramo 9 a 8 **-1304 kg** (compresión)



Madera a usar G - B

Módulo de elasticidad mínimo 75000 kg/cm²

Esfuerzo admisible a compresión paralela 110 kg/cm²

Longitud de barra 1,14 m

Longitud efectiva según el manual de diseño del grupo andino pág. 11 -12, tabla 11.1 puede ser tomada como:

$$l_{efc} = 0,4 (l_1 + l_2)$$

$$l_{efc} = 0,4 (1,14 + 1,14)$$

longitud efectiva = 0,91m

Escogemos una sección:

2" x 3"

base 4 cm

altura 6,5 cm

área 26 cm²

Se tiene una esbeltez igual a:

$$d = h \quad \lambda = \frac{L_{efe}}{d} = \frac{91}{6,25} = 14,03$$

Cálculo de la esbeltez límite:

$$Ck = 0,7025 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 0,7025 \sqrt{\frac{75000}{110}} = 18,34$$

para madera del G-B

$$14,03 \leq 18,34$$

Como λ es mayor a 10 y menor a 18,34 la columna es intermedia.

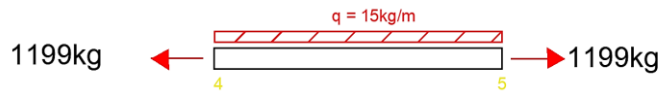
La fórmula que corresponde para hallar la carga admisible para una columna intermedia:

$$N_{adm} = f_c \cdot A \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{\lambda}{C_k} \right)^4 \right] \quad N_{adm} = 110 \cdot 26 \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{14,03}{18,34} \right)^4 \right]$$

$$N_{adm} = 2533,67 \text{ kg} \geq 1304 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

CUERDA INFERIOR:

Tramo 4 - 5 1199 kg (Flexo -Tracción)



Madera a usar G - B

Módulo de elasticidad mínimo 75000 kg/cm²

Esfuerzo admisible a tracción paralela 105 kg/cm²

Longitud de barra 1,12 m

Esfuerzo admisible a flexión fm 150 kg/cm²

cuerda inferior tabla 11.2 cálculo del momento

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{15 \cdot 1,12^2}{8} = 2,35 \text{ kg} \cdot \text{m} = 235 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

de la tabla de secciones escogemos un área mayor al área crítica, escojo una sección:

2" x 3"

base 4 cm

Zx 28,2 cm³

altura 6,5 cm

área 26 cm²

Verificando la sección:

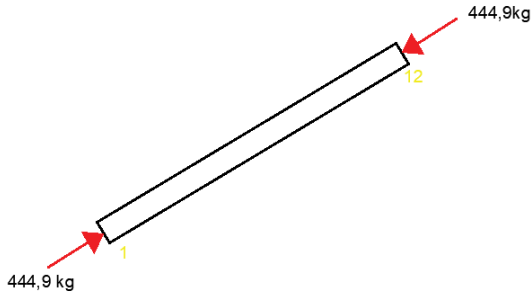
$$\frac{N}{f_t \cdot A} + \frac{M}{z \cdot f_m} < 1$$

$$\frac{1199}{150 \cdot 26} + \frac{235}{28,2 \cdot 150} < 1$$

0,36 < 1 CUMPLE

DISEÑO DE DIAGONAL:

Tramo 1 - 12 -444,9 kg (compresión)



Madera a usar G - B

Módulo de elasticidad mínimo 75000 kg/cm²

Esfuerzo admisible a compresión paralela 110 kg/cm²

Longitud de barra 1,58 m

La longitud efectiva para este elemento será **0.8 · ld**, (tabla 11.1, manual de diseño del grupo andino pág. 11-12).

$$l_{efc} = 0,8 \cdot (l_d)$$

$$l_{efc} = 0,8 \cdot 1,58$$

$$l_{efc} = 1,26\text{m}$$

Escogemos una sección:

2" x 3"

base 4 cm

altura 6,5 cm

área 26 cm²

Se tiene una esbeltez igual a: d = b

$$\lambda = \frac{L_{efc}}{d} = \frac{126}{4} = 31,60$$

Cálculo de la esbeltez límite:

$$C_k = 0,7025 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 0,7025 \sqrt{\frac{75000}{110}} = 18,34$$
$$31,60 \geq 18,34$$

Como λ es mayor que 18,34 la columna es larga.

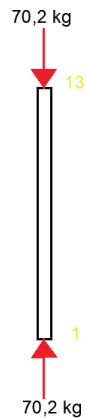
La fórmula que corresponde para hallar la carga admisible para una columna larga es:

$$N_{adm} = 0,329 * \frac{E * A}{\lambda^2}$$
$$N_{adm} = 0,329 * \frac{75000 * 26}{31,60^2}$$

$$N_{adm} = 642,48 \text{ kg} \geq 444,9 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

DISEÑO DE MONTANTE :

Tramo 1 - 13 -70,2 kg (Compresión)



Madera a usar G - B

Módulo de elasticidad mínimo 75000 kg/cm²

Esfuerzo admisible a compresión paralela 110 kg/cm²

Longitud de barra 1,34 m

La longitud efectiva para este elemento será **0.8 · l_d**, (tabla 11.1, manual de diseño del grupo andino pág. 11-12).

$$l_{efc} = 0,8 * (l_d)$$

$$l_{efc} = 0,8 * 1,34$$

$$l_{efc} = 1,07 \text{ m}$$

Escogemos una sección:

$$2'' \times 3''$$

$$\text{base } 4 \text{ cm}$$

$$\text{altura } 6,5 \text{ cm}$$

$$\text{área } 26 \text{ cm}^2$$

Se tiene una esbeltez igual a:

$$d = b$$

$$\lambda = \frac{L_{efe}}{d} = \frac{107}{4} = 26,80$$

Cálculo de la esbeltez límite:

$$Ck = 0,7025 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 0,7025 \sqrt{\frac{75000}{110}} = 18,34$$

$$26,80 \geq 18,34$$

Como λ es mayor que 18,34 la columna es larga.

La fórmula que corresponde para hallar la carga admisible para una columna larga es:

$$N_{adm} = 0,329 * \frac{E * A}{\lambda^2}$$

$$N_{adm} = 0,329 * \frac{75000 * 26}{26,80^2}$$

$$N_{adm} = 893,23 \text{ kg} \geq 70,2 \text{ kg CUMPLE}$$

Las secciones calculadas y a usarse serán las que se muestran a continuación en la tabla 3.14.

Tabla 3.14 Secciones calculadas de la madera para cercha C-3

SECCION A USARSE			longitudes (m)	Madera del G - B	
Elemento	Seccion			peso kg/m	peso de barra kg
	real b x h (cm)	comercial b x h (pulg)			
1 a 2	4 x 6,5	2 x 3	1,12	2,6	2,91
2 a 3	4 x 6,5	2 x 3	1,12	2,6	2,91
3 a 4	4 x 6,5	2 x 3	1,12	2,6	2,91
4 a 5	4 x 6,5	2 x 3	1,12	2,6	2,91
5 a 6	4 x 6,5	2 x 3	1,12	2,6	2,91
6 a 7	4 x 6,5	2 x 3	1,12	2,6	2,91
7 a 8	4 x 6,5	2 x 3	1,14	2,6	2,96
8 a 9	4 x 6,5	2 x 3	1,14	2,6	2,96
9 a 10	4 x 6,5	2 x 3	1,14	2,6	2,96
10 a 11	4 x 6,5	2 x 3	1,14	2,6	2,96
11 a 12	4 x 6,5	2 x 3	1,14	2,6	2,96
12 a 13	4 x 6,5	2 x 3	1,14	2,6	2,96
1 a 13	4 x 6,5	2 x 3	1,34	2,6	3,48
2 a 12	4 x 6,5	2 x 3	1,12	2,6	2,91
3 a 11	4 x 6,5	2 x 3	0,89	2,6	2,31
4 a 10	4 x 6,5	2 x 3	0,67	2,6	1,74
5 a 9	4 x 6,5	2 x 3	0,45	2,6	1,17
6 a 8	4 x 6,5	2 x 3	0,22	2,6	0,57
1 a 12	4 x 6,5	2 x 3	1,58	2,6	4,11
2 a 11	4 x 6,5	2 x 3	1,43	2,6	3,72
3 a 10	4 x 6,5	2 x 3	1,3	2,6	3,38
4 a 9	4 x 6,5	2 x 3	1,2	2,6	3,12
5 a 8	4 x 6,5	2 x 3	1,14	2,6	2,96
			peso total de cercha	64,74	

Fuente: Elaboración propia

NOTA: Como para el pre-dimensionamiento del peso de la cercha se usó la fórmula de H.S. Jacobi nos dio un peso de ,70,13kg y el peso de la cercha es de 64,74kg se mantendrá las secciones y el peso debido a que la diferencia de carga es mínima, por lo tanto, es despreciable.

Diseño de cercha caída-4

Peso propio de la cercha: para un pre dimensionamiento del peso propio de la cercha se tomará como referencia la fórmula de H.S. Jacoby (libro, diseño de estructuras de madera Ing. José Rodrigo Lea Plaza), una vez calculada cercha, se deberá corregir si la diferencia es significativa.

$$w = 2,4 SL + 1,2 SL^2$$

Donde:

W = peso total de la cercha en kg

S = separación entre cerchas en m

L = luz de la armadura en m

Datos:

S = 1 m

L = 9,36 m

W = 137,60 kg

area tributaria del peso de cercha
Atrib. = S * L
Atrib = 9,36 m ²
Peso de cercha distribuido en el area
Wdis = W / Atrib : 13,63 Kg/m²

Peso de cercha (kg/m) = 13,63 kg/m

Considerando las siguientes cargas:

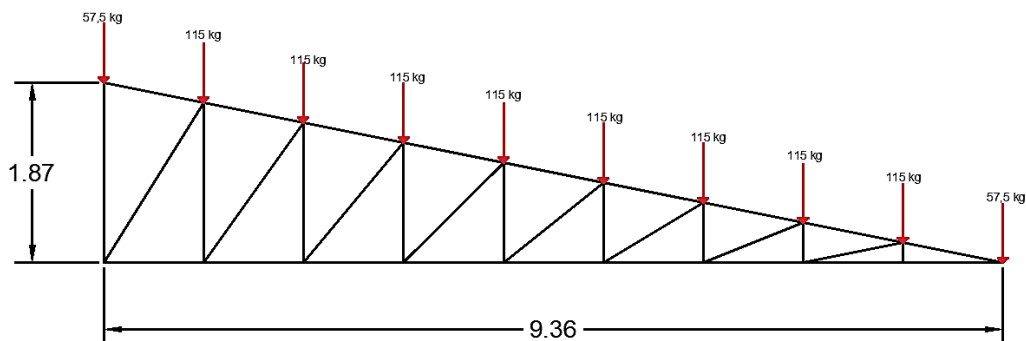
- Peso cubierto: $P_{Cubierta} = 3,8 \text{ kg/m}^2$.
- Peso de las correas: $P_{Correas} = 2,34 \text{ kg/m}$.
- Total, carga muerta por m de cobertura $\rightarrow (3,8 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m}) + 2,34 \text{ kg/m} = 6,14 \text{ kg/m}$
- Proyectado al plano horizontal $\rightarrow 6,14 \text{ kg/m} \cdot \cos 11,31^\circ = \mathbf{6,020 \text{ kg/m}}$
- Peso propio de la armadura aproximado $\approx \mathbf{13,63 \text{ kg/m}}$
- Peso por granizo: $P_{granizo} = 90 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m} = \mathbf{90 \text{ kg/m}}$

CARGA ACTUANTE EN LA CUERDA SUPERIOR

Las cargas concentradas equivalentes sobre la cuerda superior serán:

$P = Q \cdot L/4 = (6,020 + 13,63 + 90) \text{ kg/m} \cdot 9,36\text{m} / 4 = 114,04 \approx \mathbf{115 \text{ kg}}$

Figura 3.24 Carga actuante en los nudos de la cuerda superior de la cercha C-4



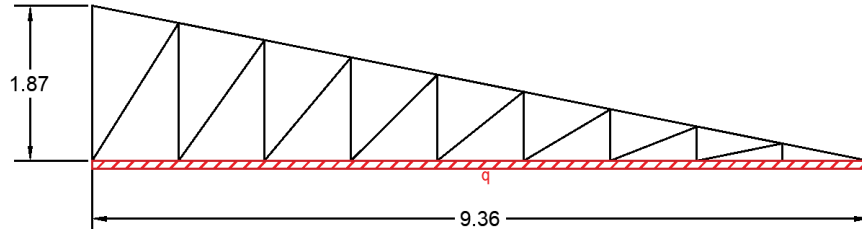
CARGAS ACTUANTE EN LA CUERDA INFERIOR

cielo raso (tablero de madera de 2,5cm) = 15 kg/m^2 **NBR -AE-88 pag.7**

W_i = carga de cielo raso * espaciamento de cercha

$$W_i = 15 \text{ kg/m}$$

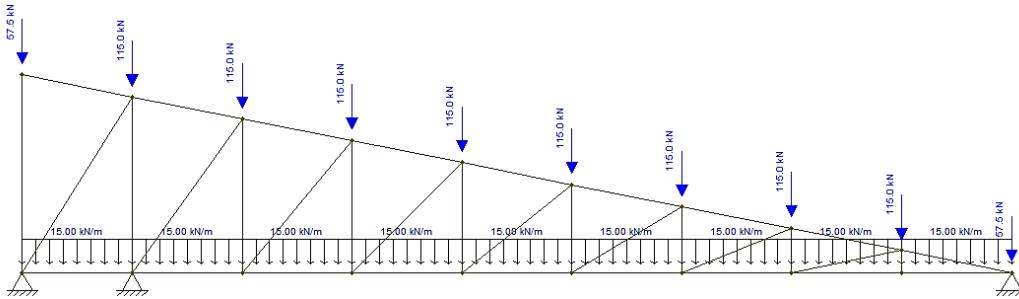
Figura 3.25 Carga distribuida en la cuerda inferior de la cercha C-4



Fuente: Elaboración propia

Cargas actuantes en la cercha ver figura 3.26.

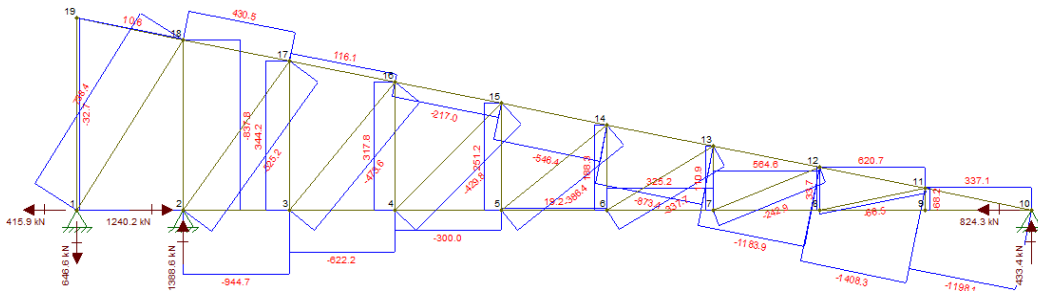
Figura 3.26 Cargas actuantes en los nodos de la cercha C-4



Fuente:ftool

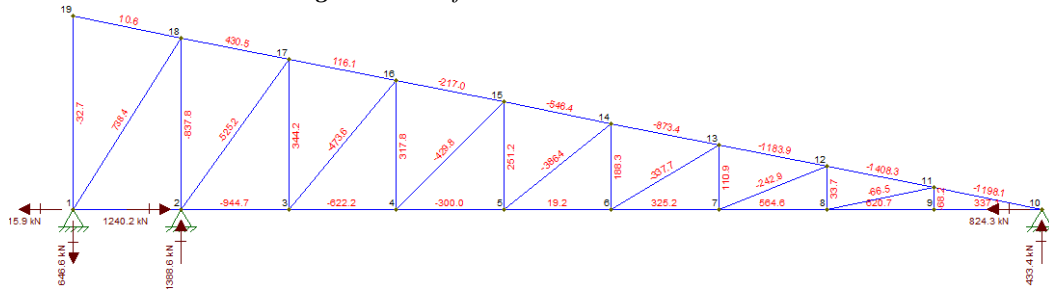
CÁLCULO DE ESFUERZOS INTERNOS: con ayuda de un programa (ftool) calculamos las fuerzas internas de la cercha ver imagen 3.27 y 3.28.

Figura 3.27 Diagrama de esfuerzos internos en la cercha C-4



Fuente: ftool

Figura 3.28 Esfuerzos internos en la cercha C-4



Fuente: fool

Para apreciar mejor los resultados ver tabla 3.15

Tabla 3.15 Valores de esfuerzos internos de la cercha C-4

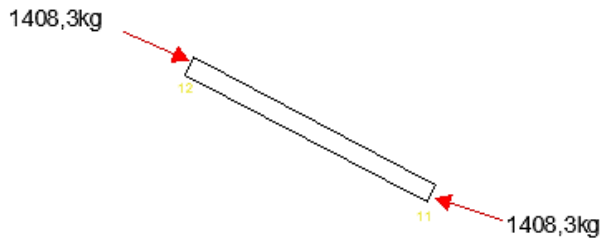
TABLA DE VALORES		
Nudo	Valor	Tipo de esfuerzo
1 a 2	1240,2	Tracción
2 a 3	-944,7	Compresión
3 a 4	-622,2	Compresión
4 a 5	-300	Compresión
5 a 6	19,2	Tracción
6 a 7	325,2	Tracción
7 a 8	564,6	Tracción
8 a 9	620,7	Tracción
9 a 10	337,3	Tracción
10 a 11	-1198,1	Compresión
11 a 12	-1408,3	Compresión
12 a 13	-1183,9	Compresión
13 a 14	-873,4	Compresión
14 a 15	-546,4	Compresión
15 a 16	-271	Compresión
16 a 17	116,1	Tracción
17 a 18	430,5	Tracción
18 a 19	10,6	Tracción
1 a 19	-32,7	Compresión
2 a 18	-837,8	Compresión
3 a 17	344,2	Tracción
4 a 16	317,8	Tracción
5 a 15	251,2	Tracción
6 a 14	188,3	Tracción
7 a 13	110,9	Tracción
8 a 12	33,7	Tracción
9 a 11	-68,2	Compresión
1 a 18	738,4	Tracción
2 a 17	-525,2	Compresión
3 a 16	-473,6	Compresión
4 a 15	-429,8	Compresión
5 a 14	-386,4	Compresión
6 a 13	-337,7	Compresión
7 a 12	-242,9	Compresión
8 a 11	-66,5	Compresión

Fuente: Elaboración propia

DETERMINAMOS SECCIONES DE LA CERCHA EN LOS PUNTOS CRÍTICOS:

CUERDA SUPERIOR:

Tramo 12 a 11 -1408,3 kg (compresión)



Madera a usar G - B

Módulo de elasticidad mínimo 75000 kg/cm²

Esfuerzo admisible a compresión paralela 110 kg/cm²

Longitud de barra 1,10 m

Longitud efectiva según el manual de diseño del grupo andino pág. 11 -12, tabla 11.1

puede ser tomada como:

$$l_{efc} = 0,4 (l_1 + l_2)$$

$$l_{efc} = 0,4 (1,10 + 1,10)$$

longitud efectiva = 0,88m

Escogemos una sección:

2" x 4"

base 4 cm

altura 9 cm

área 36 cm²

Se tiene una esbeltez igual a: **d = h**

$$\lambda = \frac{L_{efe}}{d} = \frac{88}{9} = 9,78$$

Cálculo de la esbeltez límite:

$$Ck = 0,7025 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 0,7025 \sqrt{\frac{75000}{110}} = 18,34 \quad \text{para madera del G - B}$$

$$9,78 \leq 18,34$$

Como λ es menor a 10 y menor a 18,34 la columna es corta.

La fórmula que corresponde para hallar la carga admisible para una columna

intermedia:

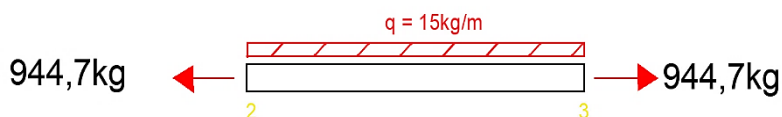
$$N_{adm} = f_c \cdot A$$

$$N_{adm} = 110 \cdot 36$$

$$N_{adm} = 3960 \text{ kg} \geq 1408,3 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

CUERDA INFERIOR:

Tramo 2 - 3 **-944,7** (flexo - compresión)



Madera a usar **G - B**

Módulo de elasticidad mínimo 75000 kg/cm²

Esfuerzo admisible a compresión paralela 110 kg/cm²

Esfuerzo admisible a flexión f_m 150 kg/cm²

Longitud de barra 1,04 m

cuerda inferior tabla 11.2 cálculo del momento

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{15 \cdot 1,04^2}{8} = 2,03 \text{ kg} \cdot \text{m} = \mathbf{203 \text{ kg} \cdot \text{cm}}$$

Para elementos sometidos a flexo compresión se debe satisfacer la siguiente formula:

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{km \cdot |M|}{Z \cdot f_m} < 1$$

Longitud efectiva según el manual de diseño del grupo andino pág. 11 -12, tabla 11.1

puede ser tomada como:

$$l_{efc} = 0,4 (l_1 + l_2)$$

$$l_{efc} = 0,4 (1,04 + 1,04)$$

longitud efectiva = 0,83m

Escogemos una sección:

2" x 4"

base 4 cm

altura 9 cm

Ix 243 cm⁴

Zx 54 cm³

área 36 cm²

Se tiene una esbeltez igual a:

$$d = h \quad \lambda = \frac{L_{efe}}{d} = \frac{83}{9} = 9,22$$

Cálculo de la esbeltez límite:

$$C_k = 0,7025 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 0,7025 \sqrt{\frac{75000}{110}} = 18,34 \quad \text{Para madera del G - B}$$

$$9,22 \leq 18,34$$

Como λ es menor a 10 y menor a 18,34 la columna es corta.

La fórmula que corresponde para hallar la carga admisible para una columna

corta es:

$$N_{adm} = f_c \cdot A$$

$$N_{adm} = 110 \cdot 36$$

$$N_{adm} = \mathbf{3960 \text{ kg}}$$

La fórmula que corresponde para hallar la carga crítica es:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E_{min} * I}{l_{ef}^2}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * 75000 * 243}{83^2} = \mathbf{26110,25 \text{ kg}}$$

$$km = \frac{1}{1 - 1,5 * \frac{N}{Ncr}} = \frac{1}{1 - 1,5 * \frac{944,7}{26110,25}} = 1,06$$

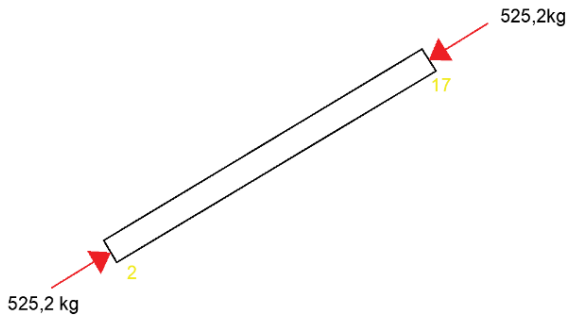
Remplazando a la primera ecuación se tiene:

$$\frac{944,7}{3960} + \frac{1,06 * |203|}{54 * 150} < 1$$

$$0,27 < 1 \quad \text{CUMPLE}$$

DISEÑO DE DIAGONAL:

Tramo 2 -17 -525,2 kg (compresión)



Madera a usar G - B

Módulo de elasticidad mínimo 75000 kg/cm²

Esfuerzo admisible a compresión paralela 110 kg/cm²

Longitud de barra 1,79 m

La longitud efectiva para este elemento será **0.8 · ld**, (tabla 11.1, manual de diseño

del grupo andino pág. 11-12).

$$l_{efc} = 0,8 * (l_d) \quad l_{efc} = 0,8 * 1,79$$

$$l_{efc} = 1,43m$$

Escogemos una sección:

2" x 4"

base 4 cm

altura 9 cm

área 36 cm²

Se tiene una esbeltez igual a:

$$d = b \quad \lambda = \frac{L_{efe}}{d} = \frac{143}{9} = 15,88$$

Cálculo de la esbeltez límite:

$$C_k = 0,7025 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 0,7025 \sqrt{\frac{75000}{110}} = 18,34$$

$$15,88 \geq 18,34$$

Como λ es mayor a 10 y menor a 18,34 la columna es intermedia.

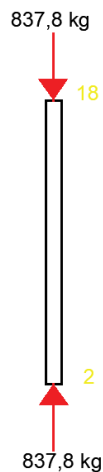
La fórmula que corresponde para hallar la carga admisible para una columna intermedia es:

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

$$N_{adm} = 110 \cdot 36 \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{15,88}{18,34} \right)^4 \right]$$

$$N_{adm} = 3218,04 \text{ kg} \geq 525,2 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

DISEÑO DE MONTANTE : Tramo 2 a 18 -837,8 kg (Compresión)



Madera a usar G - B

Módulo de elasticidad mínimo 75000 kg/cm²

Esfuerzo admisible a compresión paralela 110 kg/cm²

Longitud de barra 1,66 m

La longitud efectiva para este elemento será $0.8 \cdot l_d$, (tabla 11.1, manual de diseño del grupo andino pág. 11-12).

$$l_{efc} = 0,8 * (l_d)$$

$$l_{efc} = 0,8 * 1,66$$

$$l_{efc} = 1,33 \text{ m}$$

Escogemos una sección:

2" x 6"

base 4 cm

altura 14 cm

área 56 cm²

Se tiene una esbeltez igual a:

d = b

$$\lambda = \frac{L_{efe}}{d} = \frac{133}{4} = 33,25$$

Cálculo de la esbeltez límite:

$$Ck = 0,7025 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 0,7025 \sqrt{\frac{75000}{110}} = 18,34$$

$$33,25 \geq 18,34$$

Como λ es mayor que 18,34 la columna es larga.

La fórmula que corresponde para hallar la carga admisible para una columna larga es:

$$N_{adm} = 0,329 * \frac{E * A}{\lambda^2}$$

$$N_{adm} = 0,329 * \frac{75000 * 56}{33,25^2}$$

$$N_{adm} = 1249,86 \text{ kg} \geq 837,8 \text{ CUMPLE}$$

Las secciones calculadas y a usarse serán las que se muestran a continuación en la tabla 3.16

Tabla 3.16 Secciones calculadas de la madera para cercha C-4

Elemento	SECCION A USARSE		longitudes (m)	Madera del G - B	
	Sección			peso	peso de
	real b x h (cm)	comercial			
1 a 2	6,5 x 6,5	2 x 4	1,04	3,6	3,74
2 a 3	6,5 x 6,5	2 x 4	1,04	3,6	3,74
3 a 4	6,5 x 6,5	2 x 4	1,04	3,6	3,74
4 a 5	6,5 x 6,5	2 x 4	1,04	3,6	3,74
5 a 6	6,5 x 6,5	2 x 4	1,04	3,6	3,74
6 a 7	6,5 x 6,5	2 x 4	1,04	3,6	3,74
7 a 8	6,5 x 6,5	2 x 4	1,04	3,6	3,74
8 a 9	6,5 x 6,5	2 x 4	1,04	3,6	3,74
9 a 10	6,5 x 6,5	2 x 4	1,04	3,6	3,74
10 a 11	6,5 x 6,5	2 x 4	1,1	3,6	3,96
11 a 12	6,5 x 6,5	2 x 4	1,1	3,6	3,96
12 a 13	6,5 x 6,5	2 x 4	1,1	3,6	3,96
13 a 14	6,5 x 6,5	2 x 4	1,1	3,6	3,96
14 a 15	6,5 x 6,5	2 x 4	1,1	3,6	3,96
15 a 16	6,5 x 6,5	2 x 4	1,1	3,6	3,96
16 a 17	6,5 x 6,5	2 x 4	1,1	3,6	3,96
17 a 18	6,5 x 6,5	2 x 4	1,1	3,6	3,96
18 a 19	6,5 x 6,5	2 x 4	1,1	3,6	3,96
1 a 19	6,5 x 6,5	2 x 6	1,87	5,6	10,47
2 a 18	6,5 x 6,5	2 x 6	1,66	5,6	9,30
3 a 17	6,5 x 6,5	2 x 6	1,45	5,6	8,12
4 a 16	6,5 x 6,5	2 x 6	1,25	5,6	7,00
5 a 15	6,5 x 6,5	2 x 6	1,04	5,6	5,82
6 a 14	6,5 x 6,5	2 x 6	0,83	5,6	4,65
7 a 13	6,5 x 6,5	2 x 6	0,62	5,6	3,47
8 a 12	6,5 x 6,5	2 x 6	0,42	5,6	2,35
9 a 11	6,5 x 6,5	2 x 6	0,21	5,6	1,18
1 a 18	6,5 x 6,5	2 x 4	1,96	3,6	7,06
2 a 17	6,5 x 6,5	2 x 4	1,78	3,6	6,41
3 a 16	6,5 x 6,5	2 x 4	1,63	3,6	5,87
4 a 15	6,5 x 6,5	2 x 4	1,47	3,6	5,29
5 a 14	6,5 x 6,5	2 x 4	1,33	3,6	4,79
6 a 13	6,5 x 6,5	2 x 4	1,21	3,6	4,36
7 a 12	6,5 x 6,5	2 x 4	1,12	3,6	4,03
8 a 11	6,5 x 6,5	2 x 4	1,07	3,6	3,85
				total	163,35

Fuente: Elaboración propia

NOTA: Como para el pre-dimensionamiento del peso de la cercha se usó la fórmula de H.S. Jacobi dando un peso de: 127,60 kg y el peso de la cercha es de 163,35 kg se mantendrá las secciones calculadas porque no influirá mucho en el resultado de las fuerzas internas.

3.6.1.4 Diseño de uniones

Para las uniones se realizará uniones empernadas con placas metálicas. Ver Anexo A-3.

3.6.2 Estructura de sustentación de la edificación

Para el diseño de la estructura de sustentación se verificará las armaduras mediante los esfuerzos máximos, (Máximo momento flector y Máxima carga cortante), para la Viga y Columna más desfavorables según el cálculo del programa Cypecad 2019.

3.6.2.1 Diseño de la viga

Se verificará la viga del primer piso, que se encuentra entre la columna C-13 y C-12, viga número 53.

Esfuerzos:

Momento máx. (-) = 88,01 kN/m

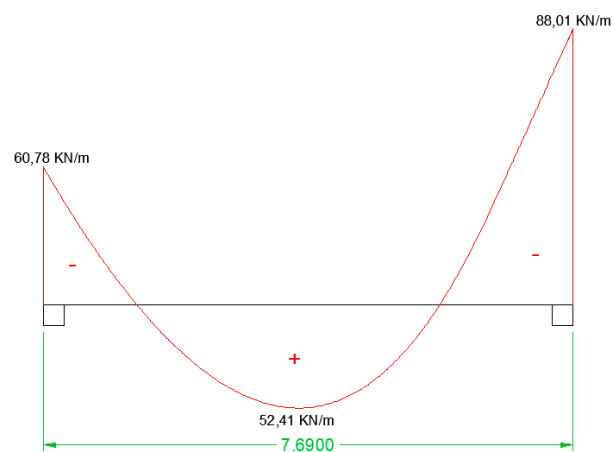
Momento máx. (+) = 52,41 kN/m

Cortante máx. (-) = 191,27 kN/m

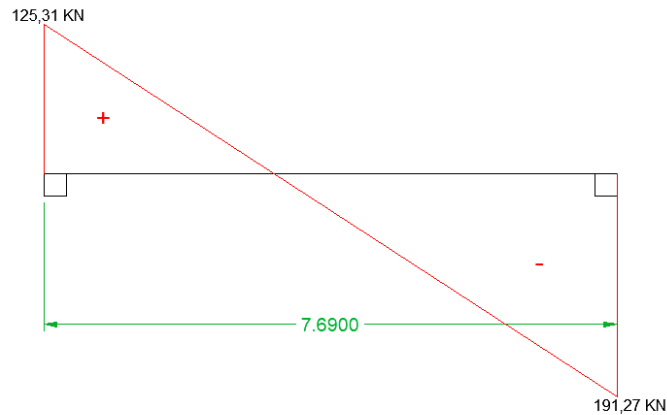
Cortante máx. (+) = 125,31 kN/m

Diagrama de esfuerzos:

Momentos:

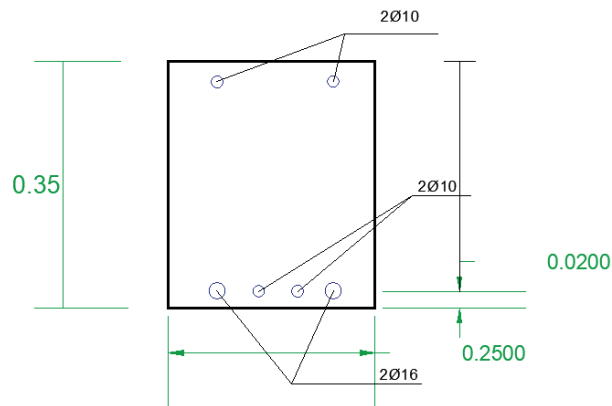


Cortantes:



a) Determinando validez de la armadura:

Se determinará con el momento máximo positivo.



DATOS:

Resistencia característica del H° $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Límite elástico del acero $f_{yk} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia de cálculo:

Acero:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4000}{1,15} = 3478,26 \text{ kg/cm}^2$$

Hormigón:

$$f_{cd} = \frac{f_{yd}}{\gamma_c} = \frac{250}{1,5} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$$

Base = 25 cm

Altura = 35 cm

Momento de diseño $M_d = 52,41 \text{ kN/m} = 524100 \text{ kg/cm}$

Canto útil $d = 35 - 2 = 33$ cm

Cálculo de la cuantía mínimas: como tiene armadura en tracción y compresión se calculará de los dos).

$$U' = A_{s1} * f_{yd}$$

$$U' = A_{s2} * f_{yd}$$

Cálculo de la capacidad mecánica:

- **Compresión**

$$U' = A_{s2} * f_{yd}$$

$$U' = 2 * 0,785 * 3478,26 = 5460 \text{ kg}$$

- **Tracción:**

$$U' = A_{s1} * f_{yd}$$

$$U' = (2 * 2,01 + 2 * 0,785) * 3478,26 = 19443,47 \text{ kg}$$

Despejando ws de la siguiente ecuación:

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

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

Compresión:

$$w_{s2} = \frac{5460,87}{25 * 33 * 166,67} = 0,04$$

Tracción:

$$w_{s1} = \frac{19443,47}{25 * 33 * 166,67} = 0,14$$

Realizo diferencia de cuantías:

$$w_0 = w_{s1} - w_{s2}$$

$$w_0 = 0,14 - 0,004 = 0,102$$

Voy a tabla 16.1 pág. 227 tabla universal para flexión simple (Jiménez Montoya).

Tabla

u	w
0,009	0,0953
X	0,102
0,1	0,1064

$$u_o = 0,182$$

Calculo el máximo momento reducido último que presenta la pieza con ese armado y esa geometría (uu).

$$u_u = u_o + w_{s2} * \left(1 - \frac{d_2}{d}\right)$$

$$u_u = 0,182 + 0,04 * \left(1 - \frac{2}{33}\right)$$

$$u_u = 0,22 \quad \text{DOMINIO 3}$$

Se nos puede presentar dos casos:

Caso a) = $u_u \geq u_d \Rightarrow$ *buenas condiciones de seguridad y resistencia*

Caso b) = $u_u \leq u_d \Rightarrow$ *malas condiciones de seguridad y resistencia*

Verifico:

$$Md = 524100 \text{ kg*cm}$$

$$u_d = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd}$$

$$u_d = \frac{524100}{25 * 33^2 * 166,67} = 0,12$$

$$u_u \geq u_d$$

$0,22 \geq 0,12$ si cumple (Buenas condiciones de seguridad y resistencia).

b) Diseño a flexión

Verificación momento (-) derecho

$$Md = 880100 \text{ kg*cm}$$

$$b = 25$$

$$h = 35$$

$d = 33$

$$u_d = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd}$$
$$u_d = \frac{880100}{25 * 33^2 * 166,67} = 0,19$$

Comparo u_d con u_{lim} :

$u_{lim} = 0,3916$ (tabla 15.3 para acero 400MPa pág. 220 Jiménez Montoya)

$w_{lim} = 0,5344$

$$u_d \leq u_{lim}$$

$0,19 \leq 0,39$ no necesita armadura a compresión

Cálculo de armadura longitudinal (tracción)

$$A_s = w_s * bw * d * \frac{fcd}{f_yd}$$

Para w_s voy a la tabla 16.1 (Jiménez Montoya) y entro con el valor de u_d

$w_s = 0,2134$

$$A_s = 0,2134 * 25 * 33 * \frac{166,67}{3478,26} = \mathbf{8,44cm^2}$$

Cálculo de la cuantía geométrica mínima para AH 400MPa

$$A_{smin} = w_{smin} * b * d$$

$$A_{smin} = 0,0033 * 25 * 33 = 2,72cm^2$$

$$A_{s1} \geq A_{smin} \text{ OK}$$

Escojo diámetro de barras a usar

$$4\emptyset 16 = 4 * 2,01 = 8,04cm^2$$

$$\mathbf{3\emptyset 20 = 3 * 3,14 = 9,42cm^2}$$

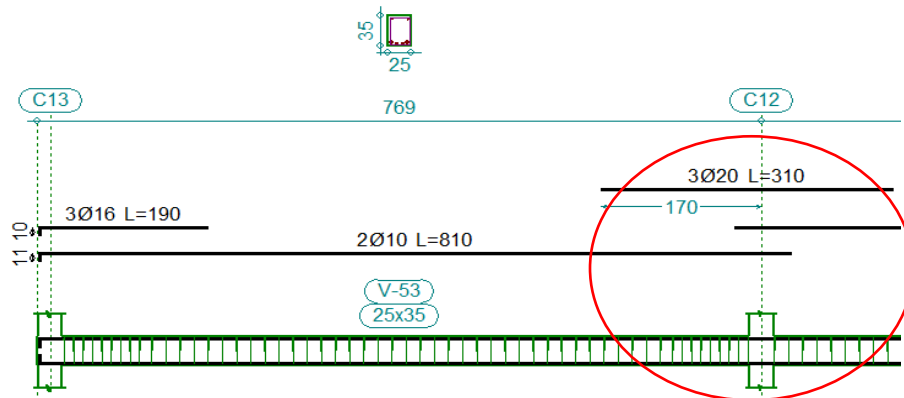
Como 9,42 es mayor a 8,44 se usar 3barras de diámetro 20mm

Separación de barras:

$$s = \frac{bw - Nro\ de\ barras * \phi - 2r}{Nro\ de\ barra - 1}$$

$$s = \frac{25 - 3 * 2 - 2 * 2}{3 - 1} = 7,5cm$$

Verificación con el programa Cypecad 2019



Verificación momento (-) izquierdo

$$M_d = 607800 \text{ kg*cm}$$

$$u_d = \frac{M_d}{bw * d^2 * f_{cd}}$$

$$u_d = \frac{607800}{25 * 33^2 * 166,67} = 0,13$$

Comparo μ_d con μ_{lim} :

$u_{lim} = 0,3916$ (tabla 15.3 para acero 400MPa pág. 220 Jiménez Montoya)

$$u_d \leq u_{lim}$$

$0,13 \leq 0,39$ no necesita armadura a compresión

Cálculo de armadura (tracción)

$$A_s = w_s * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Para w_s voy a la tabla 16.1 (Jiménez Montoya) y entro con el valor de u_d

$$w_s = 0,1425$$

$$A_s = 0,1425 * 25 * 33 * \frac{166,67}{3478,26} = 5,63 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la cuantía geométrica mínima para AH 400MPa

$$A_{smin} = w_{smin} * b * d$$

$$A_{smin} = 0,0033 * 25 * 33 = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} \geq A_{smin} \text{ OK}$$

Escojo diámetro de barras a usar

$$3\emptyset 16 = 3 * 2,01 = 6,03 \text{ cm}^2$$

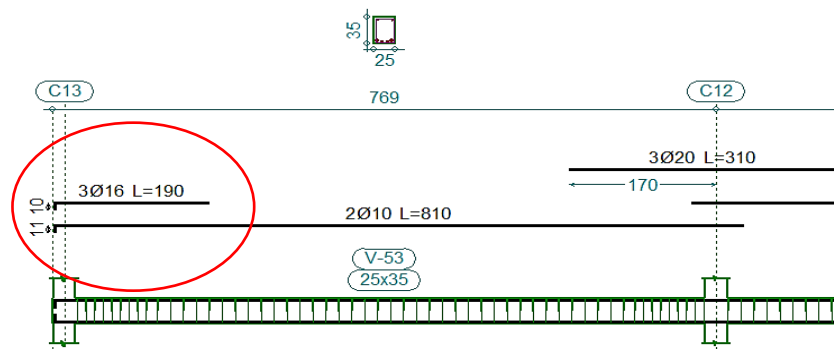
Como 6,03 es mayor a 5,63 se usar 3 barras de diámetro 16 mm

Separación de barras:

$$s = \frac{bw - \text{Nro de barras} * \emptyset - 2r}{\text{Nro de barra} - 1}$$

$$s = \frac{25 - 3 * 1,6 - 2 * 2}{3 - 1} = 8,10 \text{ cm}$$

Verificación con el programa Cypecad 2019.



Verificación momento (+) centro

$$M_d = 524100 \text{ kg*cm}$$

$$u_d = \frac{M_d}{bw * d^2 * fcd}$$

$$u_d = \frac{524100}{25 * 33^2 * 166,67} = 0,12$$

Comparo ud con ulim:

ulim = 0,3916 (tabla 15.3 para acero 400MPa pág. 220 Jiménez Montoya)

$$u_d \leq u_{lim}$$

0,12 ≤ 0,39 no necesita armadura a compresión

Cálculo de armadura longitudinal (tracción)

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

Para ws voy a la tabla 16.1 (Jiménez Montoya) y entro con el valor de ud

$$w_s = 0,1291$$

$$A_s = 0,1291 * 25 * 33 * \frac{166,67}{3478,26} = 5,10 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la cuantía geométrica mínima para AH 400MPa

$$A_{smin} = w_{smin} * b * d$$

$$A_{smin} = 0,0033 * 25 * 33 = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} \geq A_{smin} \text{ OK}$$

Escojo diámetro de barras a usar

$$3\emptyset 12 = 3 * 1,130 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$2\emptyset 12 = 2 * 1,130 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{total} = 5,59$$

Como 5,65 es mayor a 5,10 se usará 5 barras de diámetro 12 mm.

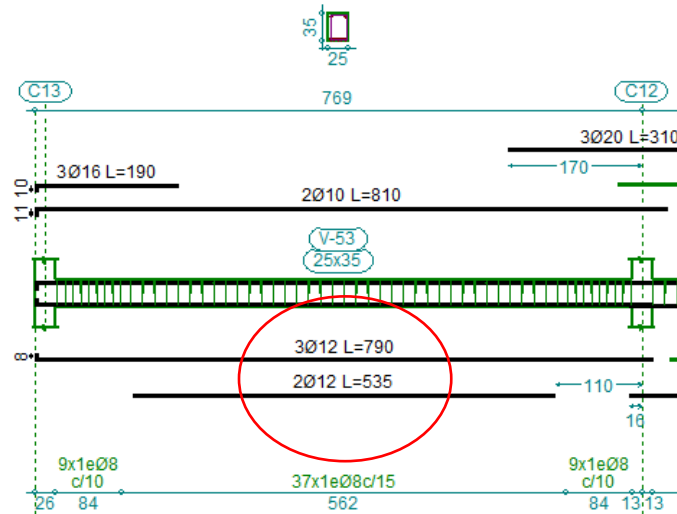
Separación de barras:

$$s = \frac{b_w - Nro \text{ de barras} * \emptyset - 2r}{Nro \text{ de barra} - 1}$$

$$s = \frac{25 - 5 * 1,2 - 2 * 2}{4 - 1} = 5 \text{ cm}$$

Se usará 5 barras de diámetro 12 separadas a cada 5 cm.

Verificación con el programa Cypecad 2019



c) Cálculo de la armadura transversal

Para V_d (+)

$$V_d = 12131 \text{ kg}$$

$$d = 33 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = 3478,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la resistencia de cortante del H^o

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

$$f_{vd} = 0,5\sqrt{166,67} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la cortante resistida del H^o

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

$$V_{cu} = 6,45 * 25 * 33 = 5321,25 \text{ kg}$$

Cálculo de la cortante de agotamiento por compresión del alma

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b * d$$

$$V_{ou} = 0,30 * 166,67 * 25 * 33 = 41250,83 \text{ kg}$$

Se nos puede presentar 3 casos:

Caso 1: utilizar armadura mínima si:

$$V_{cu} \geq V_d \quad \text{no necesita armadura transversal}$$

$$5321,25 < 12131 \text{ kg NO CUMPLE}$$

Caso 2: calcular la armadura transversal si:

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$5321,25 < 12131 < 41250,83 \text{ kg CUMPLE}$$

Caso 3: es necesario aumentar la sección si:

$$V_d > V_{ou}$$

$$12113 > 5321,25 \text{ kg NO CUMPLE}$$

Como estamos en el caso calculamos la armadura transversal

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

$$V_{su} = 12131 - 5321,25 = 6809,75 \text{ kg}$$

Cálculo de la armadura

$$s = 1\text{m} = 100\text{cm}$$

$$A_{ST} = \frac{V_{su} * s}{0,90 * d * f_{yd}}$$

$$A_{ST} = \frac{6809,75 * 100}{0,90 * 33 * 3478,26} = 6,59 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura transversal mínima

$$A_{Smin} = 0,02 * b_w * s * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{Smin} = 0,02 * 25 * 100 * \frac{166,67}{3478,26} = 2,40 \text{ cm}^2$$

Comparo la armadura y adopto el mayor valor de A_s

$$A_s = 6,59 \text{ cm}^2$$

Para una pierna será:

$$A_{st} = \frac{6,59}{2} = 3,30 \text{ cm}^2$$

Adopto un diámetro de 8mm

$$A_{\phi 8} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Cálculo de número de estribos

$$\text{Nro de estribos} = \frac{3,30}{0,503} = 6,56 \text{ aproximado } 7 \text{ estribos}$$

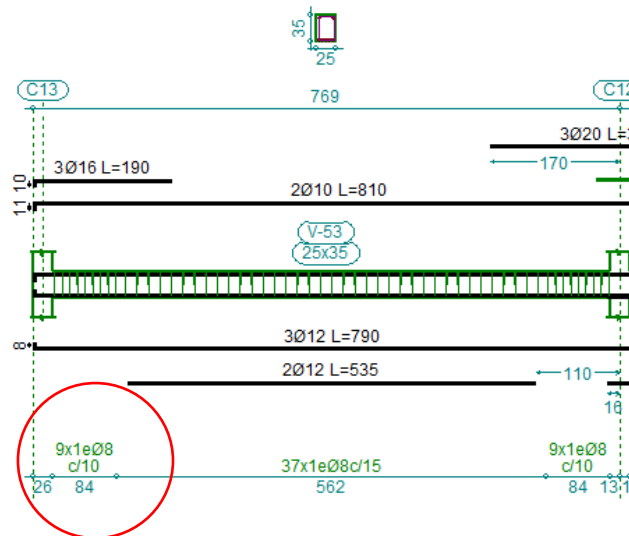
$$\text{armadura de barra} = 7 * 0503 = 3,52 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento:

$$\text{esp.} = \frac{s}{\text{Nro. estribos}} = \frac{100}{7} = 14,2 \text{ cm}$$

Como el espaciamiento no es constructivo se colocará un **espaciamiento** de estribos igual a **10cm** con barras de **diámetro** igual a **8mm**.

Verificación con el programa Cypcad 2019



Para Vd (-)

$$V_d = 19127 \text{ kg}$$

$$d = 33 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = 3478,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la resistencia de cortante del H°

$$fvd = 0,5\sqrt{fcd}$$

$$fvd = 0,5\sqrt{166,67} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la cortante resistida del H°

$$Vcu = fvd * b * d$$

$$Vcu = 6,45 * 25 * 33 = 5321,25 \text{ kg}$$

Cálculo de la cortante de agotamiento por compresión del alma

$$Vou = 0,30 * fcd * b * d$$

$$Vou = 0,30 * 166,67 * 25 * 33 = 41250,83 \text{ kg}$$

Se nos puede presentar 3 casos:

Caso 1: utilizar armadura mínima si:

$$Vcu \geq Vd \quad \text{no necesita armadura transversal}$$

$$5321,25 < 19127 \text{ kg NO CUMPLE}$$

Caso 2: calcular la armadura transversal si:

$$Vcu < Vd < Vou$$

$$5321,25 < 19127 < 41250,83 \text{ kg CUMPLE}$$

Caso 3: es necesario aumentar la sección si:

$$Vd > Vou$$

$$19127 > 5321,25 \text{ Kg NO CUMPLE}$$

Como estamos en el caso calculamos la armadura transversal

$$Vsu = Vd - Vcu$$

$$Vsu = 19127 - 5321,25 = 13805,75 \text{ kg}$$

Cálculo de la armadura

$$s = 1\text{m} = 100\text{cm}$$

$$A_{ST} = \frac{Vsu * s}{0,90 * d * fyd}$$

$$A_{ST} = \frac{13805,75 * 100}{0,90 * 33 * 3478,26} = 13,36 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura transversal mínima

$$A_{smin} = 0,02 * bw * s * \frac{fcd}{fyd}$$

$$A_{smin} = 0,02 * 25 * 100 * \frac{166,67}{3478,26} = 2,40cm^2$$

Comparo la armadura y adopto el mayor valor de A_s

$$A_s = 13,36cm^2$$

Para una pierna será:

$$A_{st} = \frac{13,36}{2} = 6,68cm^2$$

Adopto un diámetro de 8mm

$$A_{\phi 8} = 0,503cm^2$$

Cálculo de numero de estribos

$$Nro\ de\ estribos = \frac{6,68}{0,503} = 13,28\ aproximado\ 13\ estribos$$

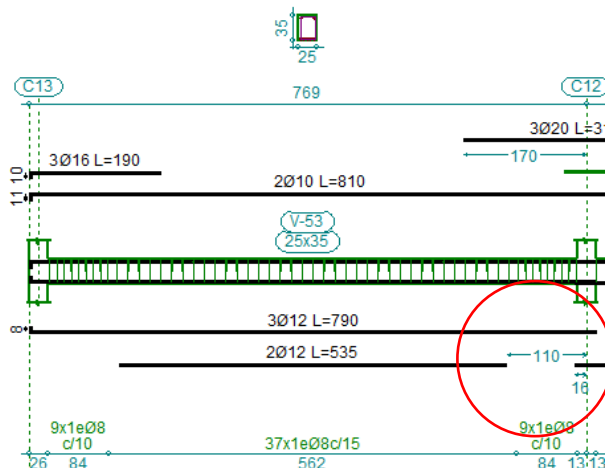
$$armadura\ de\ barra = 13 * 0503 = 6,54cm^2$$

Espaciamiento:

$$esp. = \frac{s}{Nro.\ estribos} = \frac{100}{13} = 7,69\ cm$$

Como el espaciamiento no es constructivo se colocará un **espaciamiento** de estribos igual a **7,5cm** con barras de **diámetro** igual a **8mm**.

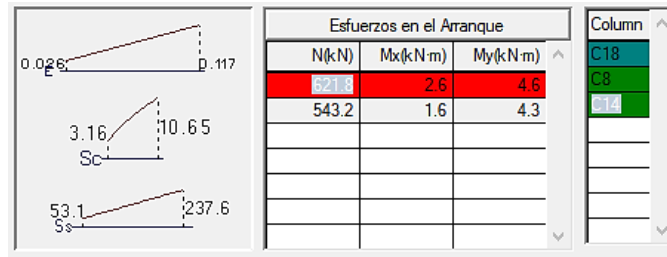
Verificación con el programa Cypecad 2019



3.6.2.2 Diseño de la columna

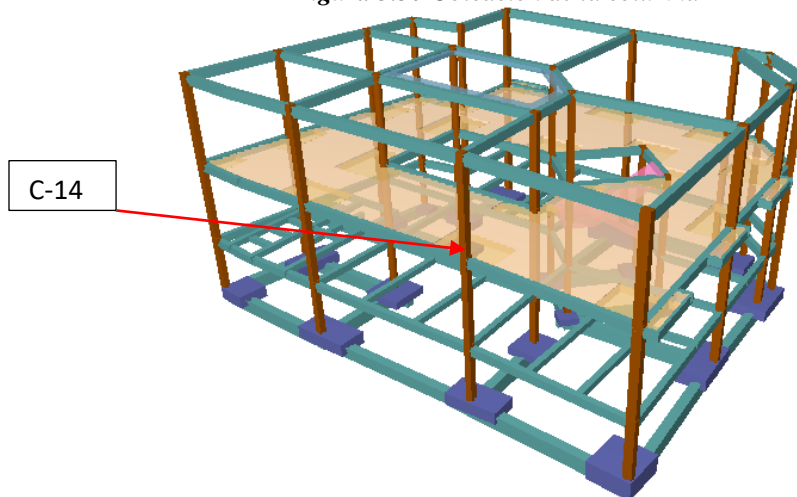
Se verificará la columna C-14 por ser la más desfavorable. (Ver figura 3.29).

Figura 3.29 Esfuerzos desfavorables en la columna 21



Fuente: Programa Cypecad 2019

Figura 3.30 Ubicación de la columna



Fuente: Programa Cypecad 2019

Datos:

$$N = 621,81 \text{ kN}$$

$$M_x = 2,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_y = 4,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

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

$$r = 2 \text{ cm}$$

$$\text{canto útil } d = h - r = 25 - 2 = 23 \text{ cm}$$

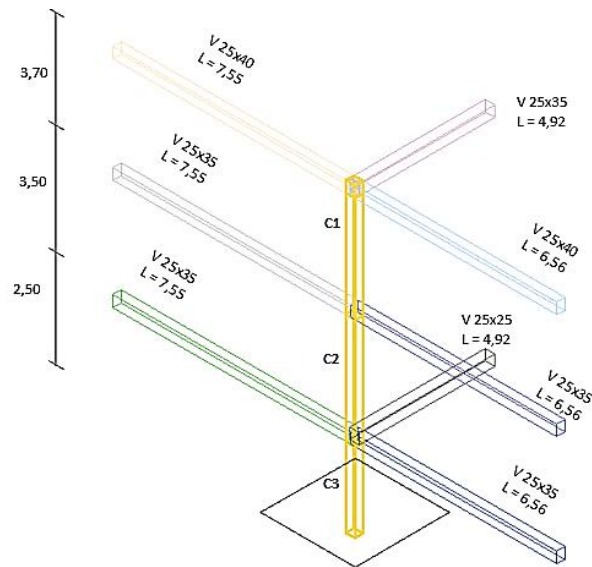
Cálculo de la resistencia de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,50} = \frac{250}{1,50} = 166,67 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{4000}{1,15} = 3478,26 \frac{kg}{cm^2}$$

Longitud de pandeo

Figura 3.31 Vista frontal de los elementos concurrentes en el pilar



Fuente: Elaboración propia

Cálculo de inercias:

Ecuación empleada:

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

MOMENTOS DE INERCIA				
Elemento	base (cm)	altura (cm)	Inercia x cm^4	Inercia y cm^4
columna 1	30	25	39062.50	56250.00
columna 2	30	25	39062.50	56250.00
columna 3	30	25	39062.50	56250.00
viga 1	25	35	89322.92	45572.92
viga 2	25	40	133333.33	52083.33
viga 3	25	40	133333.33	52083.33
viga 4	25	35	89322.92	45572.92

viga 5	25	35	89322.92	45572.92
viga 6	25	35	89322.92	45572.92
viga 7	25	35	89322.92	45572.92
viga 8	25	25	32552.08	32552.08

Determinación del coeficiente de pandeo:

$$\psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todas las columnas}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}$$

$$\psi_B = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todas las columnas}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}$$

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{xV2}}{L_{V2}} + \frac{I_{xV3}}{L_{V3}} + \frac{I_{xV1}}{L_{V1}}} = 0,39 \quad \psi_{AY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{yV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{yV2}}{L_{V2}} + \frac{I_{yV3}}{L_{V3}}} = 1,30$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{xC2}}{L_{C2}} + \frac{I_{xC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{xV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{xV6}}{L_{V6}} + \frac{I_{xV7}}{L_{V7}} + \frac{I_{xV8}}{L_{V8}} + \frac{I_{xV4}}{L_{V4}}} = 0,47$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{I_{yC2}}{L_{C2}} + \frac{I_{yC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{yV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{yV6}}{L_{V6}} + \frac{I_{yV7}}{L_{V7}} + \frac{I_{yV8}}{L_{V8}} + \frac{I_{yV4}}{L_{V4}}} = 1,18$$

Ingresando al monograma obtenemos el coeficiente de pandeo para luego poder calcular la longitud de pandeo, (monograma confeccionado por Jackson y Moreland).

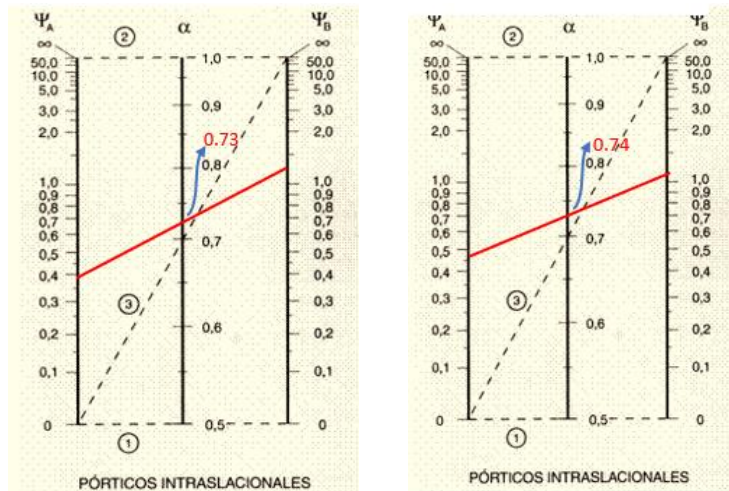
Entramos a la tabla con los valores de:

$$\psi_{AX} = 0,39 \quad \psi_{BX} = 0,47$$

$$\psi_{AY} = 1,30 \quad \psi_{BY} = 1,18$$

Nomograma para determinar la longitud de pandeo

Figura 3.32 Ilustración de Nomograma para Determinar la Longitud de Pandeo



Fuente: Apuntes de Hormigón Armado de Borja Varona Moya.

$$l_{ox} = \alpha_x * l = 0,73 * 350 = 255,5 \text{ cm}$$

$$l_{oy} = \alpha_y * l = 0,74 * 350 = 259 \text{ cm}$$

Determinación de la esbeltez de la columna

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{255,5 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{39062,50 \text{ cm}^4}{750 \text{ cm}^2}}} = 35,40$$

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{259 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{56250 \text{ cm}^4}{750 \text{ cm}^2}}} = 29,91$$

Tenemos la esbeltez mecánica en el eje $\lambda_x = 35,40$ para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$, tratándose de **una columna intermedia** puede aplicarse el método aproximado y tenemos la esbeltez mecánica en el eje $\lambda_y = 29,91$ menor a 35, se trata de **una columna corta**.

Por razones de seguridad se calculará por el método aproximado considerando las excentricidades de 2do orden para columnas intermedias.

Cálculo de exentricidad:

Exentricidad de primer orden:

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{26000}{62181} = 0,42 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{46000}{62181} = 0,74 \text{ cm}$$

Excentricidad mínima accidental:

$$e_c = \frac{h}{20} = \frac{35}{20} = 1,75 \text{ cm} \geq 2 \text{ cm}$$

Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben de ser comprobados independientemente en cada uno de los planos principales, con excentricidades no inferior a la excentricidad accidental.

Adoptó: $e_a = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$

Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden):

$$e_{fy} = \left(3 + \frac{fyd}{3500}\right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_y}{h + 10 \cdot e_y} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{fy} = \left(3 + \frac{fyd}{3500}\right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_y}{h + 10 \cdot e_y} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{fy} = 2,40 \text{ cm.}$$

$$e_{fx} = \left(3 + \frac{fyd}{3500}\right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_x}{b + 10 \cdot e_x} \cdot \frac{l_o^2}{b} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{fx} = 1,83 \text{ cm}$$

Excentricidad total

$$e_{fx} = e_{ox} + e_{fic} + e_a = 0,42 \text{ cm} + 1,83 \text{ cm} + 2 \text{ cm} = 4,25 \text{ cm}$$

$$e_{fy} = e_{oy} + e_{fic} + e_a = 0,74 \text{ cm} + 2,40 \text{ cm} + 2 \text{ cm} = 5,14 \text{ cm}$$

Diseño a flexión esviada

Esfuerzo reducido

$$v = \frac{N_d}{f_{cd} * b * h} = \frac{62181}{166,67 * 30 * 25} = 0,50$$

Momento reducido

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{fx}}{h * b^2 * f_{cd}} = \frac{62181 * 4,25}{25 * (30)^2 * 166,67} = 0,10$$

$$\mu_x = 0.10$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{fy}}{b * h^2 * f_{cd}} = \frac{62181 * 5,14}{30 * (25)^2 * 166,67} = 0,10$$

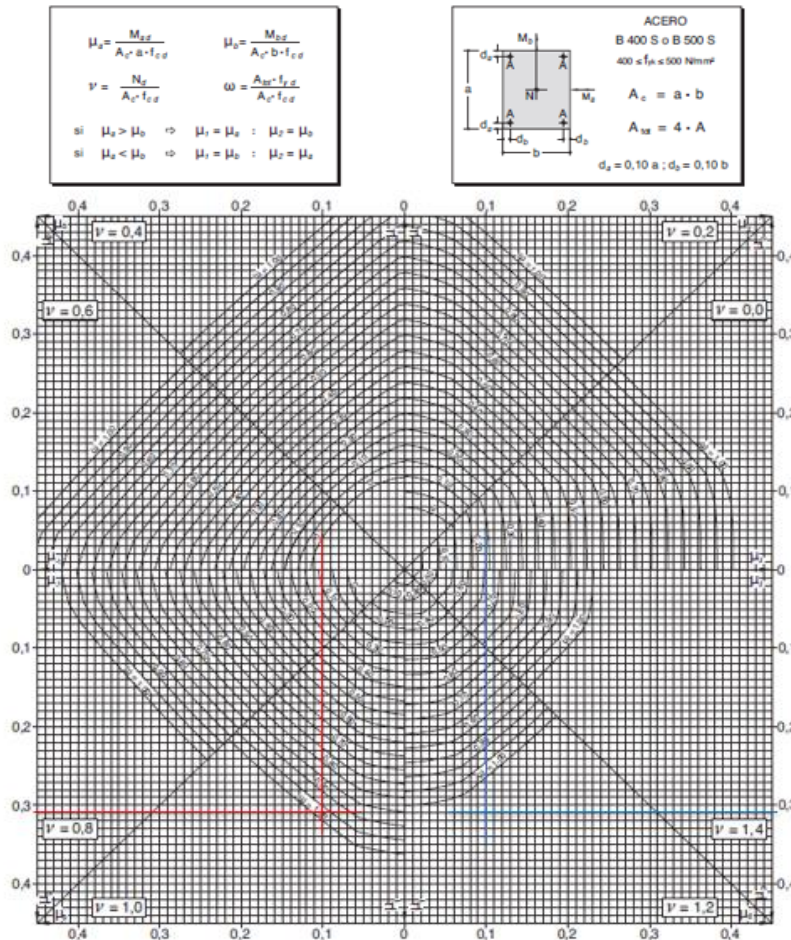
$$\mu_y = 0.10$$

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

$$\mu_1 = 0.10 \qquad \mu_2 = 0.10$$

Cuantía mecánica: Los ábacos en roseta para flexión esviada, están expuestos en el libro de Jiménez Montoya. De donde se elige el diagrama correspondiente en función de la disposición de armadura, recubrimientos relativos, tipo de acero y límite elástico del mismo.

Figura 3.33 Ábaco en roseta para flexión esviada
 ÁBACO EN ROSETA PARA FLEXIÓN ESVIADA



Fuente: Hormigón armado, Jiménez Montoya 15ª edición

Para: $v = 0,40$ _ $w = 0,12$

$v = 0,20$ _ $w = 0,16$

Interpolando se tiene:

v	w
0,20	0,16
0,316	x
0,40	0,12

w = 0,14

Cálculo de la armadura longitudinal

Determinación de la armadura total (A_s):

$$A_{s\ total} = \frac{\omega * b * h * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,14 * 30 * 25 * 166,67}{3478,26}$$

$$A_{s\ total} = 5,03\ cm^2$$

Determinación de la armadura mínima ($A_s\ min$):

$$A_{s\ min} = \frac{5}{1000} * b * h = \frac{5}{1000} * 30\ cm * 25\ cm = 3,75\ cm^2$$

Asumimos como área necesaria el mayor valor.

$$A_s = 5,03\ cm^2$$

Número de fierros:

$$\text{Si: } \emptyset = 12\text{mm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 1,130\ cm^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset 16}} = \frac{5,03\ cm^2}{1,130\ cm^2} = 4,45 \approx 4\ \text{Barras}$$

se podran 4 ϕ 12 mm en las esquinas

Cálculo de la armadura transversal de la columna:

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{Estribo} \geq \begin{cases} \rightarrow \frac{1}{4} * \phi_{\text{de la armadura longitudinal mas gruesa}} \\ \rightarrow 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Según la primera opción: $\phi \geq \frac{1}{4} * 12 \text{ mm} = 3 \text{ mm}$

Según la segunda opción: $\phi \geq 6 \text{ mm}$

Se asume $\phi = 6 \text{ mm}$.

Para la armadura transversal, se empleará estribos cerrados a 2 piernas $\emptyset 6 \text{ mm}$ distanciados al menor entre:

a) 30 cm

b) $0.85 \times d = 0.85 \times 23 \text{ cm} = \mathbf{19.55 \text{ cm}}$

c) $15 \times \phi$ de la barra longitudinal más delgada = $15 \times 1,2 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$

se dispondrá estribos cada 15 cm por cuestiones constructivas.

Para esta columna se usarán estribos de: $\emptyset 6 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$

Verificación de la armadura, columna 12 programa Cypecad 2019.

Figura 3.34 Disposición de la armadura C-12

Referencia:	Esquina		Cara X	Cara Y	Estribos	Fe/Fb(%)
3	0.3	x 0.25	4 $\emptyset 12$	+0	$\emptyset 6$ 15	0.60
2	0.3	x 0.25	4 $\emptyset 12$	+0	$\emptyset 6$ 15	0.60
1	0.3	x 0.25	4 $\emptyset 12$	+0	$\emptyset 6$ 15	0.60
Arranques:		4	$\emptyset 12$	+0		0.60

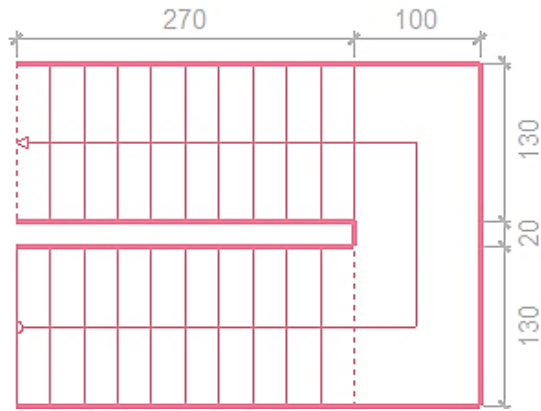
Fuente: Programa Cypecad 2019

3.6.3 Estructuras complementarias

3.6.3.1 Escalera de H°A°

El cálculo de la escalera que compone la estructura del proyecto se calculó con el programa computacional CYPECAD 2019. En este punto se realizará el cálculo de la escalera planta baja-primer piso con fines de poder llegar a la misma armadura que el programa nos proporciona para dicha escalera.

Figura 3.35 Características de la escalera



Fuente: Elaboración propia

Diseño geométrico

Huella = $h = 0,27$ m

ContraHuella = $c = 0,175$ m

Pendiente Huella de la escalera $c/h = 0,65$

Ángulo de inclinación = $\alpha = \arctan (c/h) = 32,95^\circ$

Longitud horizontal del tiro $L = 2,70$ m

Longitud inclinada del tiro $l = L/\cos\alpha = 3,22$ m

Longitud del ámbito $l_x = 1,30$ m

Ancho del descanso $L_1 = 1,00$ m

Desnivel a salvar $H = 3,50$ m

Peso específico de $H^{\circ}A^{\circ} = \gamma_c = 2500$ kg/m^3

Número de escalones = $H/c = 20$

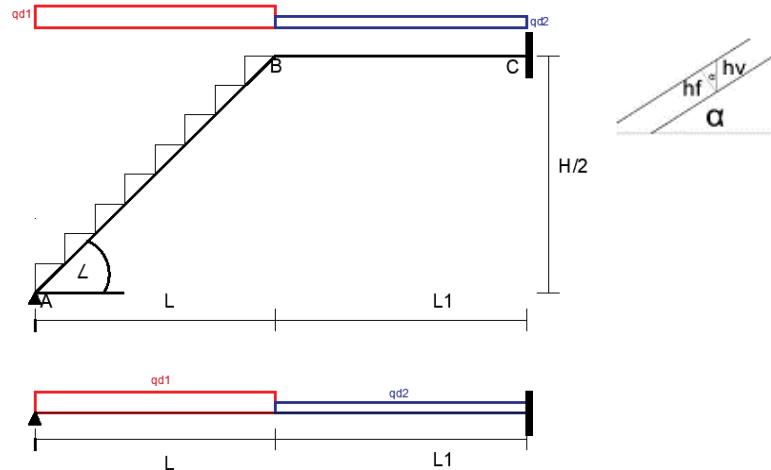
Luz total del descanso (meseta) $L_m = 2,80$ m

Cálculo del espesor de la losa: Según CBH-87 (cap. 9 tabla 9.9.10.4.3.b).

$$hf = \frac{\text{longitud inclinada del tiro}}{24} = \frac{3,22}{24} = 0,134m \quad hf = 0,12 \text{ m (constructivo)}$$

$$hv = \frac{hf}{\cos 32,95} = \frac{0,12}{\cos 32,95} = 0,14m$$

Figura 3.36 Idealización de cargas en una escalera de dos tiros



Fuente: Elaboración propia

Cálculo de cargas:

a) **Peldaños, (volumen de peldaños):**

$$Vp = \left(\frac{c * h}{2} \right) * lx * N^{\circ} \text{ peldaños}$$

$$Vp = \left(\frac{0,175 * 0,27}{2} \right) * 1,30 * 20 = 0,61m^3$$

Peso de peldaños:

$$wp = \gamma_c * Vp = 2500 * 0,61 = 1525kg$$

Área de losa:

$$A = (\sqrt{c^2 + h^2} * N^{\circ} \text{ peldaños}) * lx$$

$$A = (\sqrt{0,175^2 + 0,27^2} * 20) * 1,30 = 8,37m^2$$

Carga de peldaños:

$$qp = \frac{Wp}{A} = \frac{1525}{8,37} = 182,20 \text{ kg}$$

b) Carga de losa

$$ql = \gamma_c * e = 2500 * 0,12 = 300 \text{ kg/m}^2$$

c) Carga de acabados:

$$qa = 70 \text{ kg/m}^2$$

d) Carga de barandas:

$$qb = 31,02 \text{ kg/m}$$

e) Sobre carga de uso:

Galerías comerciales, escaleras y accesos, (NB-AE-88, Tabla de sobre carga de uso)

$$qv = 400 \text{ kg/m}^2$$

Convirtiendo a carga lineal se multiplica por el ancho del tiro $lx=1,30$ m:

Cargas actuantes en tiro inclinado

Cargas permanentes: $Qp = (qp + ql + qa) * lx + qb$

$$Qp = (182,20 + 300 + 70) * 1,30 + 31,02 = \mathbf{748,88 \text{ kg/m}}$$

Carga viva: $Qv = qv * lx$

$$Qv = 400 * 1,30 = \mathbf{520 \text{ kg/m}}$$

Mayorando las cargas se tiene:

$$qd1 = 1,6 * (748,88 + 520) = \mathbf{2030,21 \text{ kg/m}}$$

Cargas actuantes en descanso:

Cargas permanentes: $Qp = (ql + qa) * lx + qb$

$$Qp = (300 + 70) * 1,30 + 31,02 = \mathbf{512,02 \text{ kg/m}}$$

Carga viva: $Q_v = q_v * l_x$

$$Q_v = 400 * 1,30 = 520 \text{ kg/m}$$

Mayorando las cargas se tiene:

$$q_{d2} = 1,6 * (512,02 + 520) = 1651,23 \text{ kg/m}$$

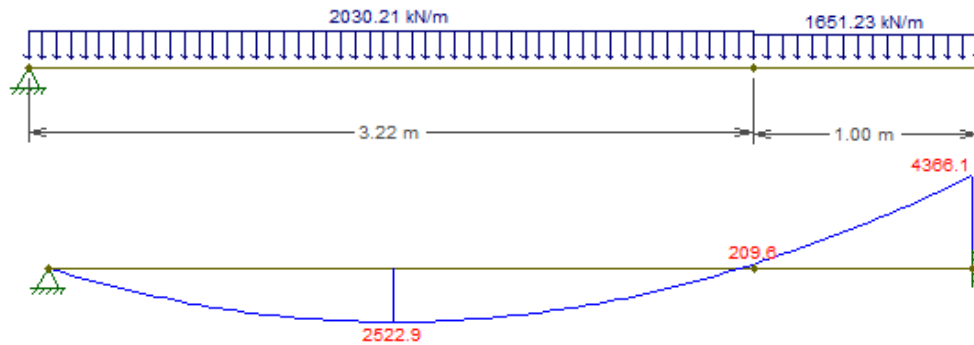
Longitud del tramo inclinado:

$$L = \sqrt{c^2 + h^2} * \text{Nro de peldaños}$$

$$L = \sqrt{0,175^2 + 0,27^2} * 10 = 3,22 \text{ m}$$

Se analizará la escalera para obtener los esfuerzos y calcular la armadura correspondiente.

Figura 3.37 Ilustración de las cargas que actúan sobre la escalera y diagrama de momentos



Fuente: Elaboración propia

Diseño armadura longitudinal

Armadura longitudinal positiva

Datos geométricos y características mecánicas de los materiales.

- Base: $b_w = 130 \text{ cm}$

-Espesor: $h_f = 12 \text{ cm}$

- Recubrimiento: $r = 1,5 \text{ cm}$

- Canto útil. $d = H_f - r = 12 - 1,5 = 10,5 \text{ cm}$

- Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{cd} = f_{ck}/1.5 = 166,67 \text{ kg/cm}^2$

- Resistencia de cálculo del acero: $f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 3478,26 \text{ kg/cm}^2$

$$\mathbf{M_d = 2522,9 \text{ kg} * m}$$

Momento reducido de cálculo (μ_d):

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

$$\mu_d = \frac{2522,9 * 100}{130 * 10,5^2 * 166,67} = 0,10$$

Determinación de la cuantía mecánica:

Si: $f_{yk} = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \mu_{lim} = 0.3916$

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

0,10 < 0,319 SI, entonces no necesita armadura a compresion

Vamos a la tabla universal para flexión simple o compuesta para encontrar la cuantía mecánica y se tiene:

Si $\mu_d = 0,10 \rightarrow w_s = 0,1064$

Armadura necesaria:

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

$$A_s = 0,1064 * 130 * 10,5 * \frac{166,67}{3478,26} = 6,96 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$w_{smin} = 0.0018$ CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS, de acuerdo al tipo de acero “AH-400” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} * b_w * d = 0,0018 * 130 * 10,5 = 2,46 \text{ cm}^2$$

Número de barras y diámetro:

Como $A_s > A_{s \text{ mín}}$, se adopta el mayor, la armadura es de:

$$A_s = 6,96 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi 10}} = \frac{6,96}{0,785} = 8,86 \approx 9 \text{barras}$$

se usara barras de 9φ 12 mm

Armadura longitudinal negativa:

$$M_d = 4366,1 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento reducido de cálculo (μ_d):

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

$$\mu_d = \frac{4366,1 * 100}{130 * 10,5^2 * 166,67} = 0,18$$

Determinación de la cuantía mecánica:

$$\text{Si: } f_{yk} = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \mu_{lim} = 0.3916$$

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

0,18 < 0,319 SI, entonces no necesita armadura a compresión

Vamos a la tabla universal para flexión simple o compuesta para encontrar la cuantía mecánica y se tiene:

$$\text{Si } \mu_d = 0,18 \rightarrow w_s = 0,2008$$

Armadura necesaria:

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

$$A_s = 0,2008 * 130 * 10,5 * \frac{166,67}{3478,26} = 13,13 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$w_{s\min} = 0.0018$ CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS, de acuerdo al tipo de acero “AH-400” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s\min} = w_{s\min} * b_w * d = 0,0018 * 130 * 10,5 = 2,46\text{cm}^2$$

Número de barras y diámetro:

Como $A_s > A_{s\min}$, se adopta el mayor, la armadura es de:

$$A_s = 13,13 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi 10}} = \frac{13,13}{0,785} = 16,73 \approx 17 \text{ barras}$$

se usara barras de 17φ 10 mm

Diseño de la armadura transversal

Se dispondrá solo de $A_{s\min}$ ya que esta solo es requerida para control del agrietamiento por temperatura.

$w_{s\min} = 0.0018$ de acuerdo al tipo de acero “AH-400” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s\min} = w_{s\min} * b_w * d = 0,0018 * 130 * 10,5 = 2,46\text{cm}^2$$

Número de barras y diámetro:

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi 10}} = \frac{2,46}{0,785} = 3,13 \approx 4 \text{ barras}$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene:

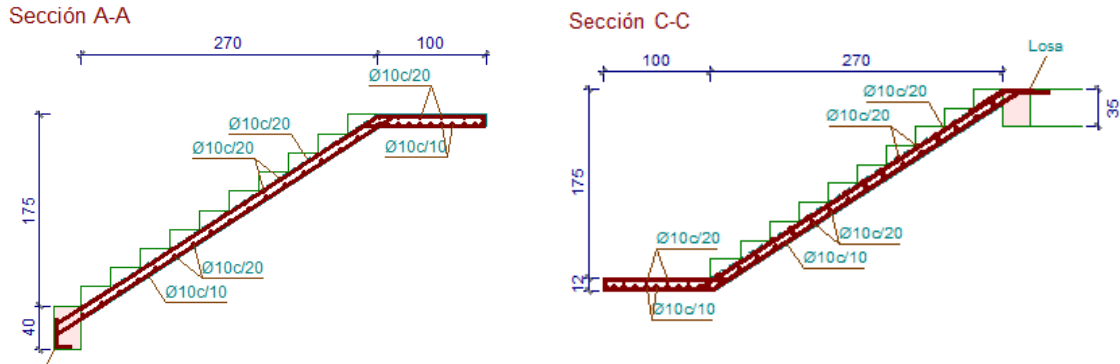
$$\frac{130}{4} = 32,5 \text{ cm}$$

por normativa se colocará la separación cada 20cm

Para la Armadura Transversal, se usará: 4φ10mm c/20cm

NOTA: Por condición de simetría en la escalera, el armado del tramo 1 será igual al armado del tramo 2.

Figura 3.38 Disposición de armadura en la grada de hormigón armado



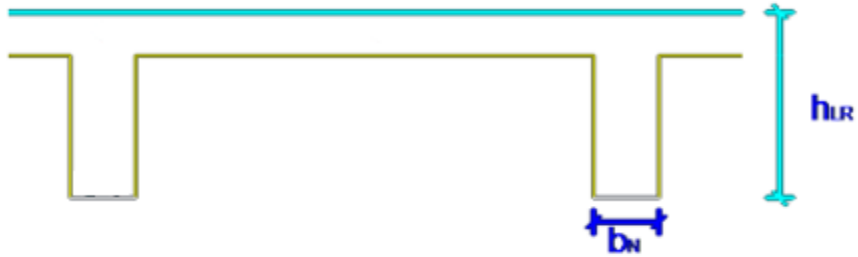
Fuente: Cypecad 2019

3.6.3.2 Losa reticular

3.6.3.2.1 Dimensionamiento

Analizando el libro del ing. Florentino Regalado en la pág. 35

Figura 3.39 Pre- dimensionamiento losa reticular



Fuente: Elaboración propia

Altura de losa reticular

L = luz mayor del vano

$$\frac{L}{20} \geq h \geq \frac{L}{25}$$

$$\frac{756}{20} \geq h \geq \frac{7656}{25}$$

$$38cm \geq h \geq 30cm$$

Como altura de losa se tomará 35 cm

Ancho del nervio

$$bN \geq \frac{h}{3,5}$$

$$bN \geq \frac{35}{3,5} = 10\text{cm}$$

Base del nervio a tomar 12cm

Del programa CYPECAD 2019 se sacará los momentos de diseño más desfavorables para poder hacer la verificación de las armaduras y del Ábaco.

Momentos de diseño:

$$M_y \text{ (compresión)} = 192,14 \text{ kN}\cdot\text{m} = 1921400 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_y \text{ (tracción)} = 66,81 \text{ kN}\cdot\text{m} = 668100 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_x \text{ (compresión)} = 186,48 \text{ kN}\cdot\text{m} = 1864800 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_x \text{ (tracción)} = 79,59 \text{ kN}\cdot\text{m} = 795900 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$Q_x = 501,31 \text{ KN} = 50131 \text{ kg}$$

$$Q_y = 467,34 \text{ KN} = 46734 \text{ kg}$$

Resistencia de cálculo:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cy} = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{250}{1,5}$$

$$f_{cd} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cy} = \frac{f_{cy}}{1,15} = \frac{4000}{1,15}$$

$$f_{cd} = 3478,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Canto útil } d = 35 - 2,5 = 32,5 \text{ cm}$$

Cálculo de las armaduras:

$$Asx- = 0,85 * b * d * \frac{fcd}{fyd} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0,425 * b * fcd * d^2}} \right]$$

$$Asx- = 0,85 * 100 * 32,5 * \frac{166,67}{3478,26} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{1864800}{0,425 * 100 * 166,67 * 32,5^2}} \right]$$

$$Asx- = 17,68cm^2$$

$$Asx+ = 0,85 * 100 * 32,5 * \frac{166,67}{3478,26} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{795900}{0,425 * 100 * 166,67 * 32,5^2}} \right]$$

$$Asx+ = 7,24cm^2$$

$$Asy+ = 0,85 * 100 * 32,5 * \frac{166,67}{3478,26} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{668100}{0,425 * 100 * 166,67 * 32,5^2}} \right]$$

$$Asy+ = 6,05cm^2$$

$$Asy- = 0,85 * 100 * 32,5 * \frac{166,67}{3478,26} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{1921400}{0,425 * 100 * 166,67 * 32,5^2}} \right]$$

$$Asy- = 18,25cm^2$$

Determinación de la armadura mínima

$$Amin = ws * b * d = 0,0018 * 100 * 32,5$$

$$Asx = 5,85cm^2$$

Se puede ver que en todos los casos la armadura mínima es menor, por lo que se tomará en cuenta la armadura calculada.

Estas armaduras se las tiene que dividir entre los dos nervios que corresponden a un metro de franja en las dos direcciones "X" (longitudinal) y "Y" (transversal).

Tabla 3.17 Determinación de la armadura

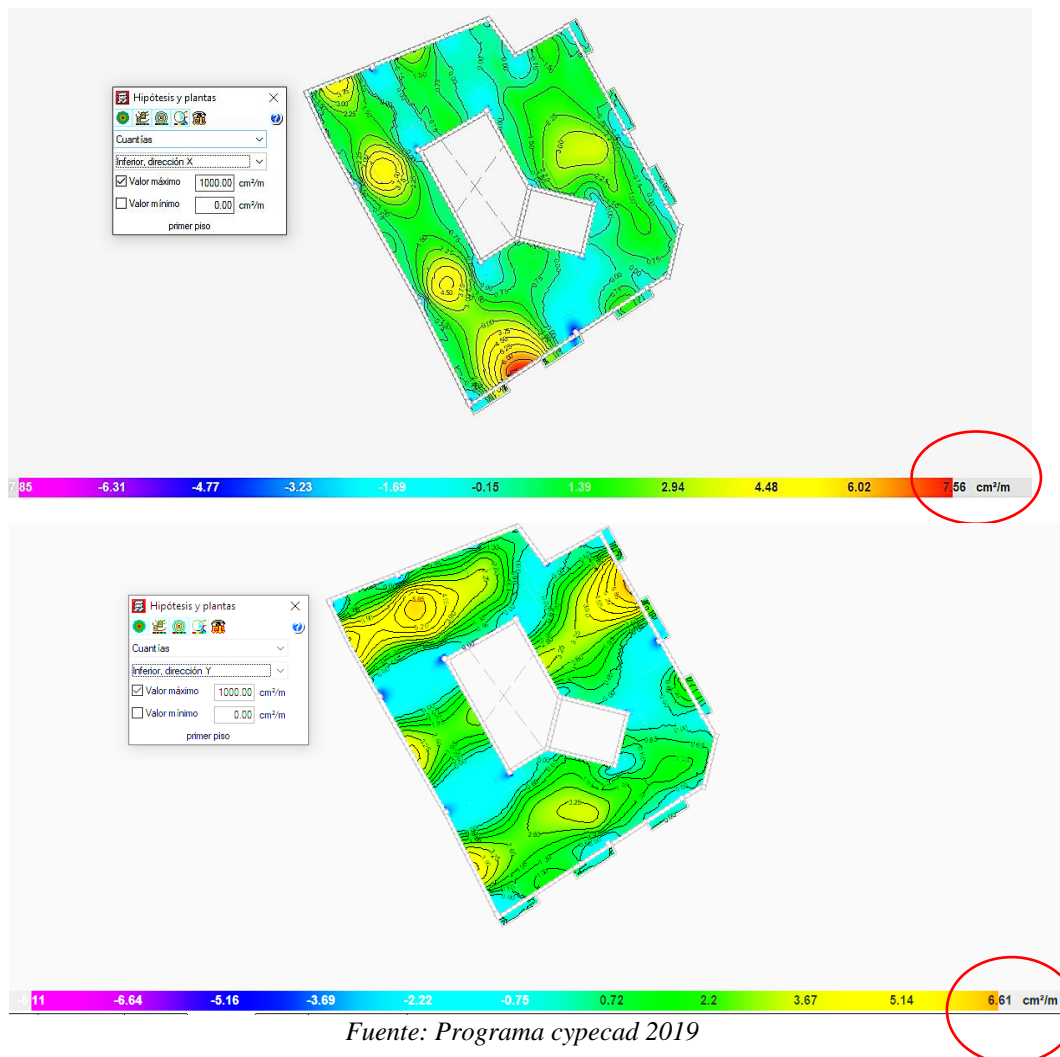
Asy (-) cm^2	Asy (+) cm^2	Asx (-) cm^2	Asx (+) cm^2
18,25	6,05	17,68	7,24

Fuente: Elaboración propia

Estos son los valores del área de acero que se necesita como máximo en cada dirección “X” (longitudinal) y “Y” (transversal) tanto superior como inferior.

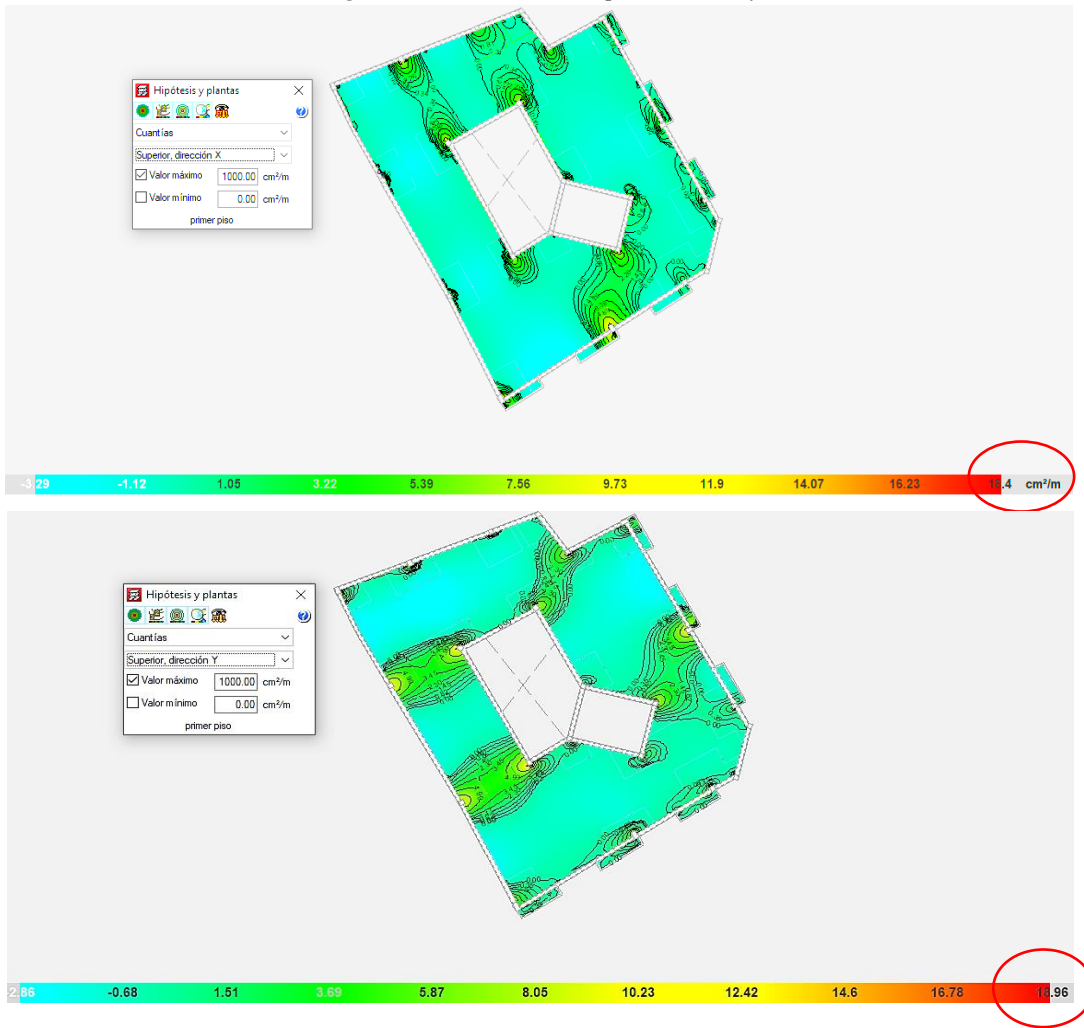
Entrando al programa Cypecad podemos observar que las áreas de acero calculadas manualmente son muy parecidas a las que nos da el programa justamente en las zonas de mayores solicitaciones.

Figura 3.40 Armaduras inferiores (x – y)



Fuente: Programa cypecad 2019

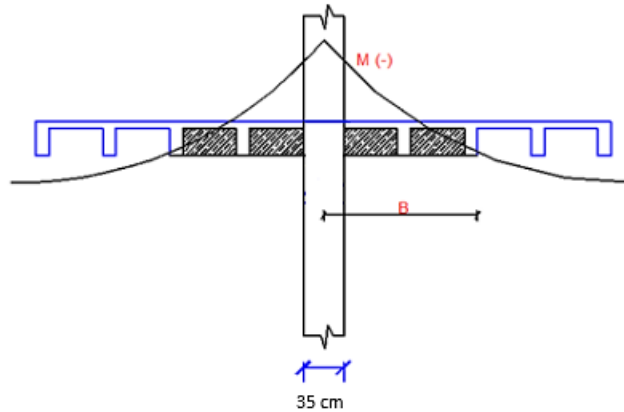
Figura 3.41 Armaduras superiores (x - y)



Fuente: Programa Cypacad 2019

3.6.3.2.2 Diseño y Comprobación del Ábaco

Figura 3.42 Longitud del ábaco



Fuente: Elaboración propia

Diseño estado límite último de flexión:

Resistencia de cálculo:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cy} = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{250}{1,5}$$

$$f_{cd} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cy} = \frac{f_{cy}}{1,15} = \frac{4000}{1,15}$$

$$f_{cd} = 3478,26 \text{ kg/cm}^2$$

Datos geométricos de la sección: sección circular más desfavorable

$$a_o = 35 \text{ cm}$$

$$b_o = 35 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$r = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = h - r = 32.5 \text{ cm}$$

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

Cálculo del esfuerzo al punzonamiento

a) obtención del perímetro crítico u_1

$$u_1 = 2\pi d + a_o + 2b_o = 2\pi * 32,5 + 35 + 2 * 35 = 125,47 \text{ cm}$$

$$u_1^* = 2\pi d + a_o + 2\left(\frac{b_o}{2}\right) = 2\pi * 32,5 + 35 + 2 * \left(\frac{35}{2}\right) = 291,70 \text{ cm}$$

$$u_0 = a_o + 2b_o = 35 + 2 * 35 = 105 \text{ cm}$$

La fuerza efectiva de punzonamiento según EHE es:

$$F_{sdef} = \beta * F_{sd}$$

b) cálculo de F_{sd} (esfuerzo de punzonamiento de cálculo):

$$F_{sd} \leq \left(\frac{0,18}{\gamma_c}\right) * \xi \left(100 * w_s * f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} + 0,1\sigma'cd * u_1 * d$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{32,5}} = 3,48$$

Tensión de compresión axial efectiva = $\sigma'cd = 0,30 * f_{cd}$

Porque no se consideran tensiones mayores a 0,3 de f_{cd} .

$$\sigma'cd = 0,30 * 166,67 = 50,001 \text{ kg/cm}^2$$

Teniendo todos los valores remplazamos a la ecuación y se tiene:

$$F_{sd} \leq \left(\frac{0,18}{1,5}\right) * 3,48 \left(100 * 0,0018 * 4000\right)^{\frac{1}{3}} + 0,1 * (0,3 * 166,67) * 291,70 * 32,5 =$$

$$F_{sd} = 47405,94 \text{ kg}$$

Esfuerzo de punzonamiento

β : Coeficiente que tiene en cuenta los efectos de excentricidad de la carga. Cuando no existen momentos transferidos entre losa y soporte toma el valor 1,00. Simplificadamente, cuando existen momentos transferidos entre losa y soporte, β puede tomarse igual a 1,15 en soportes interiores, 1,40 en soportes de borde y **1,50** en soportes de esquina.

$$F_{sdef} = \beta * F_{sd}$$

$$F_{sdef} = 1,5 * 47405,94 = 71108,91 \text{ kg}$$

Máxima capacidad a punzonamiento

$$F_{sdef} \leq 0,30 f_{cd} * u_o * d$$

$$F_{sdef} \leq 0,30 * 166,67 * 105 * 32,5$$

$$71108,91 \leq 170628,42 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

Comprobación de placas sin armadura transversal

$$\tau_{sd} \leq \tau_{dr}$$

Se calcula el valor de τ_{sd} :

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sdef}}{u_1 * d}$$
$$\tau_{sd} = \frac{71108,91}{125,47 * 32,5} = 17,44 \text{ kf/cm}^2$$

Cuantía geométrica de armadura longitudinal de la losa, siendo ρ_x y ρ_y las cuantías en dos direcciones perpendiculares.

$$\rho_x = 0,07$$

$$\rho_y = 0,07$$

Se calcula el valor de τ_{dr} :

$$\tau_{dr} = 0,12 * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) * (\sqrt{100 * \rho * f_{cd}})$$
$$\tau_{dr} = 0,12 * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{32,5}}\right) * (\sqrt{100 * 0,07 * 166,67})$$
$$\tau_{dr} = 14,27 \text{ kg/cm}^2$$

No se comprueba la siguiente condición:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{dr}$$

Comprobación de placas con armadura transversal

Es necesario efectuar tres comprobaciones: en la zona con armadura por punzonamiento, en la zona exterior a dicha armadura y en la zona adyacente a dicho soporte o zona cargada.

Zona con armadura de punzonamiento

La armadura de punzonamiento se dispondrá en la zona crítica, situándola generalmente en varios contornos concéntricos con el perímetro del soporte o zona cargada:

$$(\tau_{sd} - \tau_{dr}) * u_1 * d = \left(A_s * \frac{f_{yd}}{s} \right) 0,9 * d$$

Donde:

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

Despejando A_s se tiene:

$$A_s = \frac{(\tau_{sd} - \tau_{dr}) * u_1 * d * s}{0,9 * d * f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{(17,44 - 14,27) * 291,70 * 32,5 * 20}{0,9 * 32,5 * 3478,26}$$

$$A_s = 5,91 \text{ cm}^2$$

Zona exterior a la armadura de punzonamiento

En la zona exterior a la armadura de punzonamiento es necesario comprobar que no se requiere dicha armadura, para lo cual debe cumplirse la siguiente condición:

$$\frac{F_{sd}}{u_2 * d} \leq 0,12 * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) * \sqrt[3]{100 * \rho * f_{cd}}$$

$$\frac{47405,94}{291,70 * 32,5} \leq 0,12 * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{32,5}} \right) * \sqrt[3]{100 * 0,07 * 166,67}$$

$$5 \text{ kg/cm}^2 \leq 5,32 \text{ kg/cm}^2$$

Zona adyacente a la columna

Debe cumplirse la siguiente condición:

$$\tau_{sd} = \left(\frac{\beta_i * F_{sdef}}{u_1 * d} \right) \leq 0,3 f_{cd}$$

$$\tau_{sd} = \left(\frac{1.5 * 71108,91}{125,47 * 32,5} \right) \leq 0,3 * 166,67$$

$$26,16 \text{ kg/cm}^2 \leq 50,001 \frac{\text{kg}^2}{\text{cm}} \quad \text{CUMPLE}$$

3.6.4 Fundaciones

3.6.4.1 Zapata

El diseño de la zapata se realizará mediante lo especificado en la norma CBH 87 y el libro de hormigón armado de Jiménez Montoya pág. 365 – Cap.25.

Como profundidad de cimentación se tiene 250cm con una capacidad portante del suelo de $\sigma_{adm} = 1,68 \text{ kg/cm}^2$.

Se realiza la verificación de la zapata de medianería de la columna C14 y de la zapata aislada de la columna C15 con viga centradora de H°A°, con las características que se indican a continuación:

N = Carga de servicio transmitida por la columna

M = Momento flector de la zapata

a_o = Base de la columna

b = Altura de la columna

Datos:

Zapata Medianera de la C14

$$N_1 = 621,81 \text{ kN} = 62181 \text{ kg}$$

$$M_{y1} = 4,6 \text{ kN} * \text{m} = 46000 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_{x1} = 2,63 \text{ kN} * \text{m} = 26300 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$a_{o1} = 30 \text{ cm}$$

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

Resistencia característica del hormigón:

Zapata Aislada de la C-15

$$N_2 = 548,88 \text{ kN} = 54888 \text{ kg}$$

$$M_{y2} = 3,62 \text{ kN} * \text{m} = 36200 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_{x2} = 0 \text{ kN} * \text{m}$$

$$a_{o2} = 25 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Resistencia característica del acero: $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$

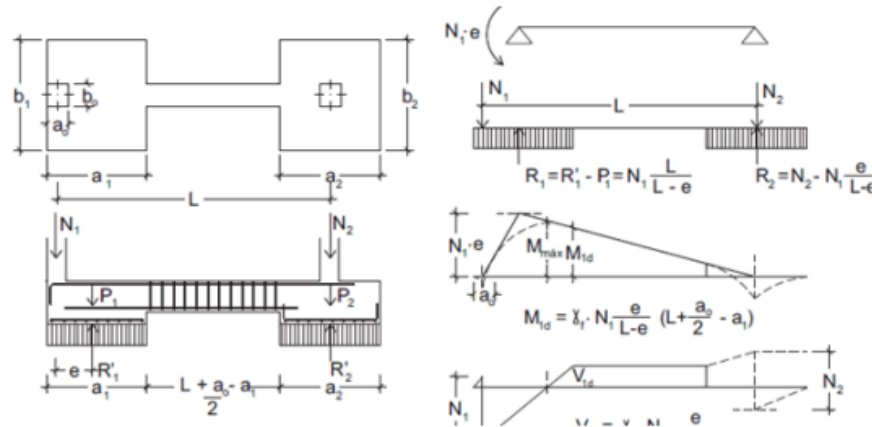
Distancia donde se verifica el esfuerzo cortante: $S = 100 \text{ cm}$

Profundidad de *fundación* $N.F. = -250 \text{ cm}$

Esfuerzo admisible del suelo: $\sigma_{adm} = 1,68 \text{ kg/cm}^2$

Características de la zapata (ver figura 3.49).

Figura 3.43 Zapata de medianería con viga centradora



Fuente: *Hormigón Armado; 14ª Edición; P. Jiménez Montoya; Pag.:522.*

a) Pre-dimensionamiento:

Para la zapata medianera e interior: Considerando el peso propio, 5% de la fuerza axial en (E.L.S.).

Zapata de la columna C14: $P_1 = (0.05) * N_1 = 0.05 * 20727 = 1036,35 \text{ kg}$

Zapata de la columna C15: $P_2 = (0.05) * N_2 = 0.05 * 18296 = 914,8 \text{ kg}$

Para estimar las dimensiones a y b de las zapatas, se encuentra el área mínima:

Zapata medianera de la columna C14:

$$A_{nec} = \frac{N_1 + P_1}{\sigma_{adm}}$$

$$A_{nec} = \frac{20727 + 1036,35}{1,68} = 12954,38 \text{ cm}^2 = \mathbf{1,30 \text{ m}^2}$$

$$A = 2 * a^2 \rightarrow a_1 = \sqrt{\frac{A}{2}}$$

$$\rightarrow a_1 = \sqrt{\frac{1,30}{2}} = 0,81 \text{ m} = 81 \text{ cm}$$

Se tiene las siguientes dimensiones:

$$a_1 = 115 \text{ cm} \qquad b_1 = 225 \text{ cm} \rightarrow a * b = 2 * a^2$$

Zapata aislada de la columna C15:

$$A_{nec} = \frac{N_2 + P_2}{\sigma_{adm}}$$

$$A_{nec} = \frac{18296 + 914,8}{1,68} = 11435 \text{ cm}^2 = \mathbf{1,14 \text{ m}^2}$$

$$A = a^2 \rightarrow a_2 = b_2 = \sqrt{A_{nec}}$$

$$\rightarrow a_2 = \sqrt{1,14} = 1,06 \text{ m} = 106 \text{ cm}$$

Se tiene las siguientes dimensiones:

$$a_2 = 150 \text{ cm} \qquad b_2 = 150 \text{ cm}$$

b) Distribución de las presiones en el terreno: (resultante de las reacciones del terreno)

Mediante una viga centradora de gran rigidez, puede conseguirse una distribución uniforme para las presiones del terreno:

$$R'_1 * = N_1 * \frac{l}{l - e} + P_1$$

$$R'_2 * = N_2 + P_2 - N_1 * \frac{e}{l - e}$$

Donde:

l = longitud de la viga centradora = 5,35m

“e” es la excentricidad el zapata medianera y expresada de la siguiente manera:

$$e = \frac{a_1}{2} - \frac{a_o}{2}$$
$$e = \frac{1,15}{2} - \frac{0,30}{2} = 0,43 \text{ m}$$

Determinando las solicitaciones:

$$R_1 * = 20727 * \frac{5,35}{5,35 - 0,43} + 1036,35 = 23574,86 \text{ kg}$$
$$R_2 * = 18296 + 914,8 - 20727 * \frac{0,43}{5,35 - 0,43} = 17399,30 \text{ kg}$$

Verificación de las presiones:

Las dimensiones en planta de las zapatas se determinan, en función de la presión admisible para el terreno mediante las ecuaciones:

$$\sigma_{t1} = \frac{R_1}{a_1 * b_1} \leq \sigma_{adm}$$
$$\sigma_{t1} = \frac{23574,86}{1,15 * 2,25} = 9111,06 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0,91 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{adm}$$

$$0,91 \leq 1,68 \quad \text{SI}$$

$$\sigma_{t2} = \frac{R_2}{a_2 * b_2} \leq \sigma_{adm}$$
$$\sigma_{t2} = \frac{17399,30}{1,50 * 1,50} = 7733,022 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0,77 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{adm}$$

$$0,77 \leq 1,68 \quad \text{SI}$$

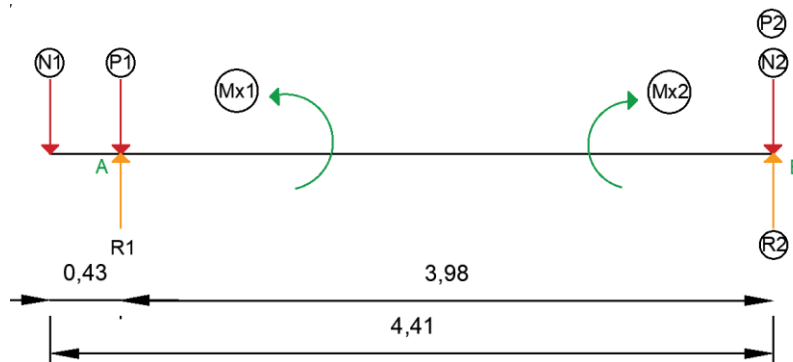
3.6.4.2 Verificación de la viga centradora

Dimensiones de la zapata medianería $a_1 = 1,15 \text{ m}$ $b_1 = 2,25 \text{ m}$

Dimensiones de zapata aislada $a_2 = 1,50 \text{ m}$ $b_2 = 1,50 \text{ m}$

Determinación de esfuerzos en la zapata:

Los esfuerzos se determinan sin peso propio:



Reacción en la zapata medianera:

$$\Sigma MB = 0$$

$$-Mx2 + Mx1 - R'1 * 3,98 + +N1 * 4,41$$

$$R'1 = \frac{-Mx2 + Mx1 + N1 * 4,41}{3,98} = \frac{260 + 62181 * 4,41}{3,98}$$

$$R'1 = 68964,37 \text{ kg}$$

Reacción en la zapata aislada:

$$\Sigma MA = 0$$

$$N1 * 0,43 + Mx1 - Mx2 - N2 * 3,98 + R'2 * 3,98$$

$$R'2 = \frac{-N1 * 0,43 - Mx1 + N2 * 3,98}{3,98}$$

$$R'2 = \frac{-62181 * 0,43 - 260 + 54888 * 3,98}{3,98}$$

$$R'2 = 48104,63 \text{ kg}$$

Para que el problema tenga solución es necesario que siempre $R'2 > 0$, caso contrario la viga centradora podría levantar el soporte interior.

Momento de diseño:

$$M_D = (N_2 - R_2) * \left(L - e - \frac{a_1}{2} \right) - Mx_2$$

$$M_D = (54888 - 48104,63) * \left(4,41 - 0,43 - \frac{1,15}{2} \right)$$

$$M_D = 23097,37 \text{ kg} * \text{m}$$

$$V_D = N_2 - R_2 = 54888 - 48104,63$$

$$V_D = 6783,37 \text{ kg}$$

Mediante estos efectos en la viga se procederá a dimensionar la viga y calcular su armadura longitudinal como su armadura transversal.

a) Pre-dimensionamiento:

Se asumirá un ancho de 40 cm para la viga centradora, mediante la siguiente expresión se calculadora el alto de la viga así mismo se asumirá un valor de **k de 2:**

(por norma $1,77 \leq k \leq 3,3$)

$$d = k * \sqrt{\frac{M_d}{b * f_{cd}}}$$

$$d = 2,5 * \sqrt{\frac{23097,37 * 100}{40 * 166,67}} = 46,53 \text{ cm} \quad d = 47 \text{ cm}$$

$$h = d + r = 47 + 5 = 52 \text{ cm} \quad h = 60 \text{ cm} \quad d = 55 \text{ cm}$$

Se usará una sección de viga de 40x60 cm.

b) Cálculo de la armadura longitudinal

$$M_d = 23097,37 \text{ kg} * \text{m} = 2309737 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$d = 55 \text{ cm}$$

$$b_w = 40 \text{ cm}$$

El momento reducido de cálculo será:

$$u_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{2309737}{40 * 55^2 * 166,67} = 0,11$$

$$u_d \leq u_{lim} \rightarrow \text{Tabla 13,5 para acero AH} - 400 \rightarrow u_{lim} = 0,3916$$

$$0,11 \leq 0,3916 \quad \text{Dominio 3}$$

No necesita armadura de compresión, (solo armadura constructiva).

Determinación de la armadura (As).

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

Para w_s voy a la tabla 16.1 (Giménez Montoya) y entro con el valor de $u_d = 0,11$

$w_s = 0,1177$ valor de tabla

$$A_s = 0,1177 * 40 * 55 * \frac{166,67}{3478,26} = 12,41 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la cuantía geométrica mínima para AH 400MPa

$$A_{smin} = w_{smin} * b * d$$

$$A_{smin} = 0,0033 * 40 * 55 = 7,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{smin} \quad \text{OK}$$

Escojo diámetro de barras a usar

$$4\emptyset 20 = 4 * 3,14 = 12,56 \text{ cm}^2$$

Como 12,56 es mayor a 12,41 se usará:

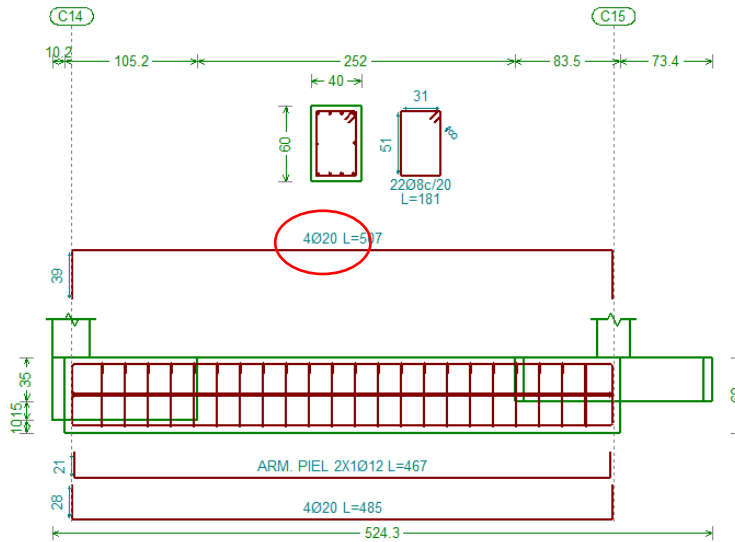
USAR: 4ø20mm

Comprobación de armadura para la viga centradora que arriostra de C14 a C15

Programa Cypecad 2019, (Ver figura 3.44)

Armadura mínima por cuantía mecánica de flexión compuesta: <i>Norma CBH-87. Artículo 8.1.7.1</i>	Calculado: 12.56 cm ²
-Armado inferior (Situaciones persistentes):	Mínimo: 0.14 cm ²
-Armado superior (Situaciones persistentes):	Mínimo: 4.6 cm ²

Figura 3.44 Diámetros de armadura en viga centradora



Fuente: Programa Cypecad 2019

Como se observa el programa Cypecad 2019 calculo una armadura requerida de 12,56 cm². Dando lugar a colocar 4 barras de diámetro 20mm.

c) Cálculo de armadura transversal

Cortante de diseño $V_d = 6783,37 \text{ kg}$

$d = 55 \text{ cm}$

$f_{yd} = 3478,26 \text{ kg/cm}^2$

$f_{cd} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$

Cálculo de la resistencia de cortante del H°

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

$$f_{vd} = 0,5\sqrt{166,67} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la cortante resistida del H°

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

$$V_{cu} = 6,45 * 40 * 55 = 14190 \text{ kg}$$

Cálculo de la cortante de agotamiento por compresión del alma

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b * d$$

$$V_{ou} = 0,30 * 166,67 * 40 * 55 = \mathbf{110002,2 \text{ kg}}$$

Se nos puede presentar 3 casos:

Caso 1: utilizar armadura mínima si:

$$V_{cu} \geq V_d \quad \text{no necesita armadura transversal}$$

$$\mathbf{11610 \text{ kg} \geq 6783,37 \text{ kg CUMPLE}$$

No requiere armadura transversal, pero por norma se dispone armadura mínima:

Cálculo de la armadura transversal mínima

$$A_{smin} = 0,02 * b_w * s * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{smin} = 0,02 * 40 * 100 * \frac{166,67}{3478,26} = \mathbf{3,83 \text{ cm}^2}$$

Para una pierna será:

$$A_{st} = \frac{3,83}{2} = 1,91 \text{ cm}^2$$

Adopto un diámetro de 8mm

$$A_{\phi 8} = \mathbf{0,503 \text{ cm}^2}$$

Cálculo de numero de estribos

$$Nro \text{ de estribos} = \frac{1,91}{0,503} = 3,79 \text{ aproximado } 4 \text{ estribos/m}$$

Espaciamiento:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{30 \text{ cm}} \\ \mathbf{0,85 * d = 0,85 * 45 = 38,25 \text{ cm}} \\ \mathbf{3 * b_w = 3 * 40 = 120 \text{ cm}} \end{array} \right\}$$

$$esp. = \frac{s}{Nro. \text{ estribos}} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

USAR: $\phi 8c/25 \text{ cm}$

3.6.4.3 Diseño de la zapata medianería

Determinación del canto útil:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{166,67} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{\text{real}}} = \frac{4 \cdot 6,45 \text{ kg/cm}^2}{1,6 \cdot 1,68 \text{ kg/cm}^2} = 9,60$$

$$d_1 = \frac{2(a_1 - a_0)}{4 + k} = \frac{2 \cdot (115 \text{ cm} - 30 \text{ cm})}{4 + 9,60} = 12,5 \text{ cm}$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a_1 \cdot b_1}{2k - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}} =$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{30 \cdot 25}{4} + \frac{115 \cdot 225}{2 \cdot 9,60 - 1} - \frac{30 + 25}{4}} = 26,36 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2(b_1 - b_0)}{4 + k} = \frac{2 \cdot (200 \text{ cm} - 25 \text{ cm})}{4 + 9,60} = 25,73 \text{ cm}$$

Se recomienda que la zapata tenga la misma altura de la viga centradora adoptando: Canto útil: $d_1 = 55 \text{ cm}$ Recubrimiento de $r = 5 \text{ cm}$ Altura de la zapata medianera será:

$$h = d_1 + r = 55 + 5 \rightarrow h = 60 \text{ cm}$$

Esfuerzos en la zapata:

La armadura principal se calculará a flexión como se hace en el caso de zapatas continuas, la armadura principal esta paralela a la medianería.

Momento de diseño en “y”.

$$M_d = \frac{\gamma_f \cdot R^1 \cdot a_1}{a_1 \cdot b_1 \cdot 2} \cdot \left(\frac{b_1 - b_0}{2} + 0,15 \cdot b_0 \right)^2$$

$$M_d = \frac{1,6 \cdot 68964,37 \cdot 115}{115 \cdot 225 \cdot 2} \cdot \left(\frac{225 - 30}{2} + 0,15 \cdot 30 \right)^2 = 2551129,98 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Cortante

$$V_d = \frac{\gamma_f \cdot N_1}{a_1 \cdot b_1 \cdot d} \cdot \left(\frac{b_1 - b_{01}}{2} - d \right)$$

$$V_d = \frac{1,6 * 62181}{115 * 225 * 55} * \left(\frac{225 - 30}{2} - 55 \right) = 2,97 \text{ kg/cm}^2$$

Armadura en “y”

Momento reducido de cálculo:

$$\mu = \frac{M_d}{a_1 * d^2 * f_{cd}} = \frac{2551129,98 \text{ kg} * \text{cm}}{115 \text{ cm} * (55 \text{ cm})^2 * 166,67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,04$$

$$u_d \leq u_{lim} \rightarrow \text{Tabla 13,5 para acero AH} - 400 \rightarrow u_{lim} = 0,3916$$

$$0,04 \leq 0,39 \text{ Dominio 2}$$

Determinación de la cuantía mecánica (ws).

$$u_d = 0,04 \rightarrow ws = 0,0414 \rightarrow \text{valor obtenido de la tabla 13,3}$$

El área de acero calculada “As”

$$A_s = \omega * b_0 * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0414 * 225 \text{ cm} * 55 \text{ cm} * \frac{166,67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3478,26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 24,55 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s \text{ min}} = \omega * b_1 * d = 0,0018 * 225 \text{ cm} * 55 \text{ mm} = 22,28 \text{ cm}^2$$

Por tanto, se adopta como área de acero, la mayor entre la mecánica calculada y la mínima geométrica, siendo:

$$A_s = 24,55 \text{ cm}^2$$

Número de fierros:

$$\text{Si: } \varnothing = 25 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 4,909 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 25}} = \frac{24,55 \text{ cm}^2}{4,909 \text{ cm}^2} = 5,00 \text{ Barras}$$

- Espaciamiento entre barras:

$$S = \frac{a_1 - 2r}{n - 1} = \frac{115 \text{ cm} - 2 \times 5 \text{ cm}}{5 - 1} = 26,25 \text{ cm constructiva } 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, para esta zapata se usará: **5Ø25mm c/25cm**

Armadura en dirección “x”

La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s \text{ min}} = \omega * a * d = 0.0018 * 115 \text{ cm} * 55 \text{ mm} = 11,39 \text{ cm}^2$$

Por tanto, se adopta como área de acero la mínima geométrica, siendo:

$$A_s = 11,39 \text{ cm}^2$$

Número de fierros:

$$\text{Si: } \phi = 16 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} = \frac{11,39 \text{ cm}^2}{2,01 \text{ cm}^2} = 5,67 \approx 6 \text{ Barras}$$

Espaciamiento entre barras:

$$S = \frac{b_1}{\text{nro barras}} = \frac{225 \text{ cm}}{6} = 37,5 \text{ cm}$$

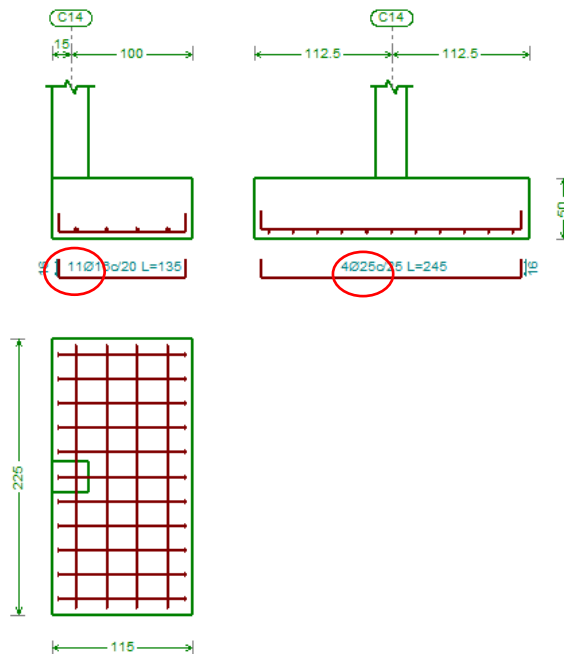
Como 37,5cm es una separación máxima en las barras se adoptará un espaciamento de 20cm.

Por lo tanto, entraran 11 barras de 16mm.

para esta zapata se usará: **11Ø16mm c/20cm**

Verificación del armado de la zapata con el programa Cypecad 2019. (ver imagen)

Figura 3.45 Armadura de la zapata medianería



Fuente: Programa Cypecad 2019

Comprobación a corte:

Resistencia de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

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

$$f_{vd} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_d \leq f_{vd}$$

$$2,97 \text{ kg/cm}^2 \leq 6,45 \text{ kg/cm}^2 \text{ cumple}$$

3.6.4.4 Diseño de la zapata aislada

Para el diseño de la zapata se realiza el cálculo mediante la teoría de una zapata rígida (método de bielas y tirantes), donde el vuelo es mayor a 2 la altura máxima (**ver cap. 25.3 Jimenes Montoya**).

Conocidas las dimensiones:

$$\begin{aligned} a_2 &= 1,50 \text{ m} & b_2 &= 1,50 \text{ m} \\ a_{02} &= 25 \text{ cm} & b_{02} &= 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

Se determina los esfuerzos de cálculo (f_{vd}) y el factor de cálculo (k):

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{166,67} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{real}} = \frac{4 \cdot 6,45 \text{ kg/cm}^2}{1,6 \cdot 1,68 \text{ kg/cm}^2} = 9,60$$

Se recomienda en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil "d" valores inferiores al mayor de los dos siguientes:

$$d_1 = \frac{2(a_2 - a_{02})}{4 + k} = \frac{2 \cdot (150 \text{ cm} - 25 \text{ cm})}{4 + 9,60} = 18,38 \text{ cm}$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{a_{02} \cdot b_{02}}{4} + \frac{a_2 \cdot b_2}{2k - 1}} - \frac{a_{02} + b_{02}}{4} =$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{25 \cdot 30}{4} + \frac{150 \cdot 150}{2 \cdot 9,60 - 1}} - \frac{25 + 30}{4} = 37,55 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2(b_2 - b_{02})}{4 + k} = \frac{2 \cdot (150 \text{ cm} - 30 \text{ cm})}{4 + 9,60} = 17,64 \text{ cm}$$

Altura de zapata rígida son aquellas en las que el mayor vuelo cumple la condición:(pág. 376 cap. 25 Jiménez Montoya)

$$v > 2 \cdot h$$

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

$$vuelo = v = \frac{b_2 - a_{02}}{2}$$

$$v = \frac{150 - 25}{2} = 62,5 \text{ cm}$$

$$h < \frac{v}{2} = 31,25$$

Lo más recomendable es trabajar con zapatas rígidas, por lo cual se adoptará una zapata de 60cm de altura, para tener una continuidad con la viga centradora.

$$d = h - r = 60 - 5 = 55\text{cm}$$

Esfuerzo en la zapata

La armadura debe resistir la tracción Td indicada en el modelo de bielas y tirantes, que resulta: (Jiménez, 2008, pag382).

$$Td = \frac{R'_2}{6,8 * d} * (a_2 - a_{02}) = As * fyd = Us$$

$$R'_2 = 48104,63 \text{ kg (reaccion del terreno)}$$

$$a_2 = 1,50\text{m ancho de zapata}$$

$$a_{02} = 0,25\text{m ancho de columna}$$

$$Td = \frac{48104,63 \text{ kg}}{6,8 * 55} * (150 - 25) = 16077,75 \text{ kg}$$

El cortante valdrá:

$$Vd = \frac{\gamma_f * N2}{a_2} * \left(\frac{a_2 - a_{02}}{2} + 0,15 * a_0 \right)$$

$$Vd = \frac{1,6 * 54888}{150} * \left(\frac{150 - 25}{2} + 0,15 * 25 \right) = 38787,52\text{kg}$$

Cuando los vuelos de la zapata excepcionalmente altos, $v > 3,5 * h$, puede ser determinante la comprobación a punzonamiento, caso contrario no.

$$v > 3,5 * h$$

$$\frac{150 - 25}{2} > 3,5 * 60$$

$$62,5 > 210$$

Como se puede ver no es necesario hacer una comprobación a punzonamiento, debido a que el vuelo es menor.

Armadura en “x”.

De la ecuación para la capacidad mecánica a tracción (Td), se despeja As y se tiene:

$$A_s = \frac{Td}{f_{yd}} = \frac{16077,75}{3478,26}$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima

Las cuantías geométricas mínimas exigidas por la instrucción española deben ser: (pag 382, cap. 24.4.2 Armadura en zapatas Rígidas).

$$w_{min} \geq 0,001 \text{ para acero B 400 SD}$$

$$w_{min} \geq 0,0009 \text{ para acero B 500 SD}$$

La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s\ min} = \omega * b * d = 0,001 * 150\text{cm} * 55\text{cm} = 8,25 \text{ cm}^2$$

Verificación de la armadura

$$A_{s\ min} > A_s \rightarrow 8,25 > 4,62$$

Armadura necesaria

$$A_s = 8,25 \text{ cm}^2$$

Número de fierros:

$$\text{Si: } \varnothing = 16\text{mm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 2,01\text{cm}^2$$

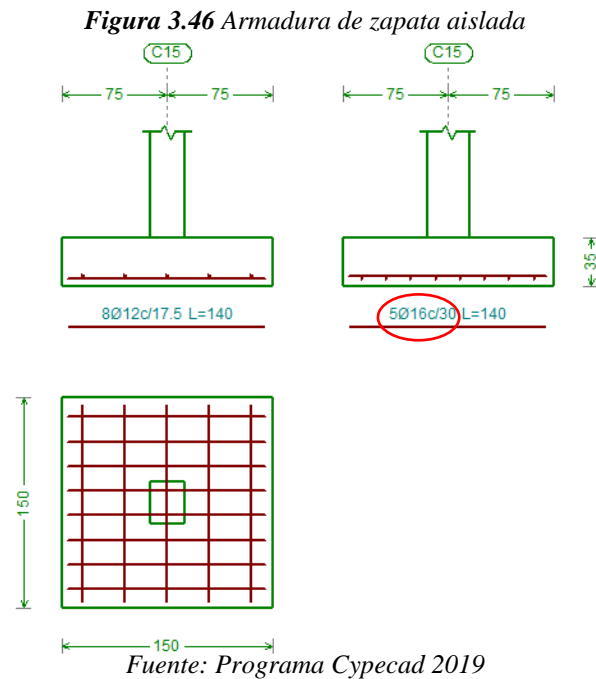
$$n = \frac{A_s}{A_{\varnothing 16}} = \frac{8,25 \text{ cm}^2}{2,01\text{cm}^2} = 4,10 \approx 5 \text{ Barras}$$

Espaciamiento entre barras:

$$S = \frac{b_2}{\text{nro barras}} = \frac{150 \text{ cm}}{5} = 30 \text{ cm}$$

Se usara barras de 5Ø16 c/30cm

Verificación con el armado del programa Cypecad 2019. (Ver figura 3.46)



Comprobación a corte

Resistencia de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

$$fvd = 0,5 * \sqrt{fcd}$$

$$fvd = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación de la resistencia de adherencia a corte (V_{u2})

$$V_{u2} = V_{cu} = fvd * bw * d$$

$$V_{u2} = 6,45 * 150 * 55 = 53625 \text{ kg}$$

Verificación del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante:

$$Vd \leq V_{u2}$$

$$38787,52 \text{ kg} \leq 53625 \text{ kg} \quad \text{cumple}$$

Comprobación a punzonamiento: La comprobación a punzonamiento no es necesario para esta zapata ya que no llega a cumplir la condición de $v > 3.5 * h$.

3.7. DESARROLLO DE LA ESTRATEGIA PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO

3.7.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas realizadas para cada ítem, comprenden una serie de puntos como: Definición, Materiales, Herramientas y equipos, Procedimiento de Ejecución, Forma de medición y Forma de pago; cada uno de estos puntos deben de ser estrictamente cumplidos a la hora de la ejecución del proyecto, ver Anexo v.

Tabla 3.18 Resumen de especificaciones técnicas

Nº	Descripción	Und.
>	M01 - OBRAS PRELIMINARES	
1	Provisión y Colocado de Letrero de Obra	pza
2	Instalación de Faenas	glb
>	M02 - OBRA GRUESA	
3	Replanteo y Trazado de Superficie	m ²
4	Excavación con Maquinaria (T. semi duro) Para Zapatas	m ³
5	Excavación con Maquinaria (T. semi duro) Para Vigas Centradoras	m ³
6	Capa de Nivelación de H° Pobre Para Zapatas	m ²
7	Capa de Nivelación de H° Pobre Para Vigas Centradoras	m ²
8	Zapatas de H°A° Fc=250 kg/m ²	m ³
9	Vigas Centradoras de H°A° Fc=250 kg/m ²	m ³
10	Relleno y Compactado C/Saltarín Para Zapatas	m ³
11	Relleno y Compactado C/Saltarín Para Vigas Centradoras	m ³
12	Viga de Sobrecimientos de H°A° Fc=250 kg/m ²	m ³
13	Impermeabilización de Sobrecimientos	m
14	Relleno y Compactado de Suelo Para Contrapiso	m ³
15	Empedrado y Contrapiso de H°	m ²
16	Columnas de H°A° Fc=250 kg/m ²	m ³
17	Vigas de H°A° Fc=250 kg/m ²	m ³
18	Losa Reticular de H°A° Fc=250 kg/m ²	m ²
19	Escalera de H°A° Fc=250 kg/m ²	m ³
20	Muro de Ladrillo de 6H (24x18x12) e=18 cm	m ²
21	Muro de Ladrillo de 6H (24x18x12) e=12 cm	m ²
22	Losa Maciza Para Canal de H°A° Fc=250 kg/m ²	m ²
23	Muro de Ladrillo de 6H (24x18x12) e=18 cm Para el Canal	m ²
24	Vigas de H°A° Para la Cubierta Fc=250 kg/m ²	m ³
25	Cubierta de Madera con Calamina Ondulada. #28	m ²
26	Acero de alta resistencia	kg

Fuente: Elaboración propia

3.7.2 Precios unitarios

El análisis de precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el **Anexo VII**.

3.7.3 Cómputos métricos

Los cómputos métricos serán realizados para cada ítem, contemplando la medición de: longitudes, áreas, volúmenes y pza. de la obra. **Ver Anexo VI**

3.7.4 Presupuesto

El presupuesto de la obra gruesa del proyecto es de: **1.006.681,92 Bs** (144.430,70 \$). y se adjunta de forma detallada en el **Anexo VII**.

Tabla 3.19 Presupuesto general de obra

P.	Parámetro	Monto (Bs)	% Incidencia
>	COSTOS DIRECTOS	761.002,96	
A.	MATERIALES	536.422,5	33,80%
B.	MANO DE OBRA	207.714,33	21,30%
C.	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS	16.866,13	1,70%
>	COSTOS INDIRECTOS	420.781,52	
F.	Cargas Sociales	124.627,28	12,80%
H.	Herramientas menores	19.099,85	2,00%
L.	Gastos generales y administrativos	74.785,97	7,70%
M.	Utilidad	123.390,74	12,70%
O.	Impuesto al Valor Agregado	49.651,16	5,10%
P.	Impuesto a las Transacciones	29.226,52	3,00%
	Total, presupuesto:	1.181.784,48	

Fuente: Elaboración propia

3.7.5 Planeamiento y cronograma

El cronograma fue desarrollado en función de los rendimientos de la mano de obra y la cantidad del personal disponible para efectuar las diferentes actividades. Dicho cronograma consiste en un Diagrama de Gantt elaborado mediante el programa computarizado Microsoft Project en su versión 2016.

Teniendo como resultado un cronograma de ejecución, con una duración aproximada de días calendario.

El cronograma de ejecución de la obra se encuentra en el Anexo VII.

CAPÍTULO IV

APORTE ACADÉMICO

COMPARACIÓN DE CERCHA EN FUNCIÓN DEL MATERIAL

4.1 OBJETIVOS

4.1.1 Objetivo general

- Realizar la comparación técnica y económica de la cercha de madera y metal en función a sus características generales.

4.1.2 Objetivos específicos

- Diseñar la cercha metálica y de madera.
- Comparar los dos sistemas estructurales a través de los resultados obtenidos en el análisis estructural para determinar las ventajas y desventajas del uso de cada uno de los materiales.
- Proporcionar a la carrera de construcciones civiles una guía de referencia que sirva para el aprendizaje y conocimientos de las diferencias, ventajas y desventajas favorables y desfavorables de las cerchas de madera y metal.

4.2 ALCANCE

Se tomarán las siguientes consideraciones en el desarrollo del aporte académico:

- Se diseñará la cubierta metálica utilizando, el libro de diseño de estructuras de acero Jack C. Mc Cormac como guía y se aplicará las normativas: **AISC 360-10, para aceros laminados y la CIRSOC 303, para aceros conformados**. Las comparaciones a realizar serán respecto del diseño obtenido y desarrollado en el Capítulo 3 (Estructura de sustentación de cubierta de madera).

4.3 MARCO TEÓRICO

4.3.1 Reseña histórica

Las cerchas han sido parte sustancial de las cubiertas durante casi dos mil años, una cercha es una estructura triangulada de sección variable auto portante que aprovecha al máximo el

material del que está compuesta minimizando los esfuerzos de las barras y respondiendo, con su forma eficientemente a su función.

La cercha es un proceso de culminación histórico, responsabilidad de los carpinteros.

La necesidad de un proceso de diseño de la estructura de techo, así como la selección de los materiales que constituyen la cubierta y la estructura que lo conforma, han evolucionado en el transcurso del tiempo, y son determinados para cada época en base a la disponibilidad de los mismos y las necesidades particulares de cada región.

4.3.2 Materiales de la cubierta

La madera: En la actualidad nuestro país la utiliza en menor escala, a diferencia de otros materiales, la madera no es un material elaborado, sino orgánico, debido a las conexiones entre las fibras de la madera, esta es considerada como un material de buen comportamiento ante la flexión y compresión, que generalmente se usa en su estado natural; pero es necesario notar que la madera presenta una variada cantidad de problemas, uno de ellos es que resulta casi imposible asignarle esfuerzos unitarios de trabajo como en el acero o en el concreto. Se utilizó de forma masiva durante mucho tiempo, debido en parte a la abundancia del material y la diversidad del mismo, lo cual permitía obtener el material suficiente para elaborar una estructura para techo que resistiera las cargas a las que está sometida (ver Fig.4.1). En la actualidad se usan las estructuras de techo compuestas con materiales de madera por la accesibilidad del material.

Figura 4.1 Estructura de cubierta de madera



Fuente: Apuntes revista digital de arquitectura madera

El acero: (ver fig.4.2), ha evolucionado en gran medida. Desde mediados del siglo XX se da un auge en la fabricación del acero acompañado además por una mejora continua de las propiedades físicas y mecánicas del material (resistencia, ductilidad), por lo que en la

actualidad se tiene a disposición aceros de muchas denominaciones, con diferentes características físicas, químicas y mecánicas. Dichas denominaciones están basadas en las especificaciones técnicas que determinan tanto la calidad de los tipos de acero existentes, como algunas características tales como la geometría y otros aspectos normados por estas: como ejemplo de ello podemos ver en elementos de estructura de techo constituidos por barras lisas o corrugadas.

Figura 4.2 Estructura de techo conformada por perfiles laminados tipo “C”



Fuente: <https://panelyacanalados.com/blog/como-construir-una-estructura-metalica-para-techo/>

4.4 PROPIEDADES DE LA MADERA

4.4.1 Propiedades físicas

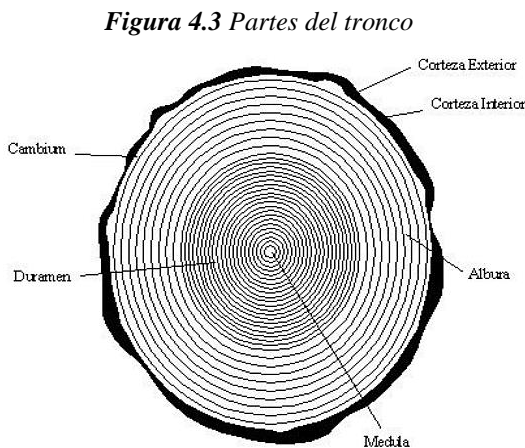
Las propiedades de la madera se pudieron obtener del **Manual de diseño para maderas del Grupo Andino**.

4.4.1.1 Estructura de la madera

Entre las propiedades de la estructura de madera se tiene:

- a) Corteza exterior, que cumple una función de protección.
- b) Corteza interior, cuya labor fundamental es el transporte de savia elaborada desde el follaje a las raíces.
- c) Cambium, que es la zona en la cual se efectúa el crecimiento del árbol, aquí se generan nuevas células.
- d) Albura, zona de tejido vivo cuya función principal es el transportar savia hacia las hojas y el almacenamiento de substancias y sales minerales.

- e) Duramen, tejido inactivo, de pigmentación más oscura que la albura, esta proporciona la resistencia al árbol.
- f) Médula, tejido inactivo en el árbol adulto.



Fuente: Manual de diseño de maderas del grupo andino

4.4.1.2 Contenido de humedad

La madera contiene **agua de constitución**, inerte a su naturaleza orgánica, **agua de saturación**, que impregna las paredes de los elementos leñosos, **y agua libre**, absorbida por capilaridad por los vasos y traqueidas.

Como la madera es higroscópica, absorbe o desprende humedad, según el medio ambiente.

La humedad de la madera varía entre límites muy amplios. En la madera recién cortada oscila entre el 50 y 60 por ciento, y por imbibición puede llegar hasta el 250 y 300 por ciento. La madera secada al aire contiene del 10 al 15 por ciento de su peso de agua, y como las distintas mediciones físicas están afectadas por el tanto por ciento de humedad, se ha convenido en referir los diversos ensayos a una humedad media internacional de 15 por ciento.

Estas variaciones de humedad hacen que la madera se hinche o contraiga, variando su volumen y, por consiguiente, su densidad.

El porcentaje de humedad (H):

$$H = \frac{P_H - P_O}{P_O} * 100$$

Donde:

P_H = peso en estado húmedo.

P_0 = peso en estado seco.

En la construcción las maderas deben utilizarse siempre **descortezadas y secas**.

La madera deberá ser almacenada y protegida apropiadamente, contra cambios en su contenido de humedad y daño mecánico, de tal manera que siempre satisfaga los requerimientos de la clase estructural especificada.

4.4.1.3 Peso específico

El peso específico de la madera es directamente proporcional al contenido de la humedad de ella.

Según el Manual de Diseño en Maderas del Grupo Andino, las maderas se clasifican en los siguientes grupos:

- GRUPO A → $\gamma \cong (750 - 850) \text{ k/m}^3$.
- GRUPO B → $\gamma \cong (700 - 750) \text{ k/m}^3$.
- GRUPO C → $\gamma \cong (600 - 750) \text{ k/m}^3$.

4.4.1.4 Contracción e hinchamiento

La madera cambia de volumen según la humedad que contiene. Cuando pierde agua, se contrae o merma, siendo mínima en la dirección axial o de las fibras, no pasa del 0.8 por ciento; de 1 a 7.8 por ciento, en dirección radial, y de 5 a 11.5 por ciento, en la tangencial.

La contracción es mayor en la albura que en el corazón, originando tensiones por desecación que agrietan y alabean la madera.

El hinchamiento se produce cuando absorbe humedad. La madera sumergida aumenta poco de volumen en sentido axial o de las fibras, y de un 2.5 al 6 por ciento en sentido perpendicular; pero en peso, el aumento oscila del 50 al 150 por ciento. La madera aumenta de volumen hasta el punto de saturación (20 a 25 por ciento de agua), y a partir de él no aumenta más de volumen, aunque siga absorbiendo agua. Hay que tener muy presente estas variaciones de volumen en las piezas que hayan de estar sometidas a oscilaciones de sequedad y humedad, dejando espacios necesarios para que los empujes que se produzcan no comprometan la estabilidad de la obra.

4.4.1.5 Dureza

La dureza de la madera es la resistencia que opone al desgaste, rayado, clavado, etc.

Depende de su densidad, edad, estructura y si se trabaja en sentido de sus fibras o en el perpendicular. Cuanto más vieja y dura es, mayor la resistencia que opone. La madera de corazón tiene mayor resistencia que la de albura: la crecida lentamente obtiene una mayor resistencia que la madera que crece de prisa.

En nuestro medio la comercialización de la madera estructural se realiza según su dureza, y se clasifican en:

- **Duras:** almendrillo, quebracho, verdolago.
- **Semiduras;** palo maría, yesquero, jororí, palo román.
- **Blandas:** ochoó.

4.4.2 Propiedades térmicas

4.4.2.1 Conductividad

La madera seca es mala conductora del calor y electricidad, no así cuando está húmeda.

La conductividad es mayor en el sentido longitudinal que en radial o transversal, y más en las maderas pesadas que en las ligeras o porosas, por lo cual se emplean como aisladores térmicos en las paredes

4.4.2.2 Calor específico

Es la cantidad de calor necesario para aumentar en 1°C la temperatura de 1 Kilogramo de madera.

La madera tiene un calor específico muy elevado, es decir, requiere que se le suministre una mayor cantidad de calor que a otros cuerpos para alcanzar una temperatura determinada. El calor específico es, en parte, función de la humedad y en la madera varía entre 0,4 y 0,7 Kcal/Kg°C.

4.4.2.3 Dilatación térmica

Es el incremento de volumen de la madera por cada grado que se eleve la temperatura.

El coeficiente de dilatación lineal de la madera es muy pequeño, pudiendo ser despreciado.

4.4.3 Propiedades acústicas

La propagación del sonido a través de la madera es un fenómeno muy complejo, difícil de determinar. Por su constitución y características anisotrópicas la madera es un buen conductor del sonido, a pesar de su porosidad.

La velocidad de propagación a lo largo de la fibra es casi igual a la de los metales. La absorción del sonido, es decir, la relación entre la energía sonora absorbida y el incidente es pequeña, a pesar de ser un material poroso.

Los diferentes valores de velocidad de propagación del sonido para los materiales que a continuación se señalan son:

Aire (t = 20° C)	343 m/seg
Agua.....	1450 m/seg
Madera.....	4180 m/seg
Acero.....	5050 m/seg

4.4.4 Propiedades mecánicas

4.4.4.1 Esfuerzos máximos admisibles

Los esfuerzos admisibles usados en el diseño de columnas y entramados son principalmente el de compresión paralela a las fibras y el de flexión.

El esfuerzo de tracción paralela a las fibras interviene en el diseño de elementos a flexo tracción. Para entramados se considera apropiados incrementar estos esfuerzos admisibles en un diez por ciento, suponiendo que el trabajo en conjunto de los pies derechos compensa esfuerzos menores en algunas piezas

4.4.4.2 Modificación por peligro de pudrición

Cuando se usa madera sin impregnar las condiciones son favorables a la putrefacción y el elemento puede perder parte de su resistencia antes que el defecto sea detectado.

4.4.4.2.1 Reconocimiento

la pudrición clara se reconoce por la coloración blanquecina de la madera debida a la descomposición de la lignina. La pudrición parda o castaña se caracteriza por la descomposición de la celulosa de las fibras, la superficie de la zona afectada presenta

rajaduras formando pequeños cubos o bloques de madera descompuesta. No se permite tolerancia.

4.4.4.3 Factor de modificación por temperatura

Las tensiones admisibles son aplicables a maderas que van a utilizarse a temperaturas ordinarias. La resistencia de la madera no sufre variaciones cuando se la expone temporalmente a temperaturas ligeramente superiores a 65° C. Cuando el periodo de exposición es prolongado y, especialmente, cuando las temperaturas son mayores a la indicada, deberán hacerse reducciones especiales.

Los valores a adoptar deberán ser elegidos por el calculista.

4.4.5 Propiedades geométricas de las secciones

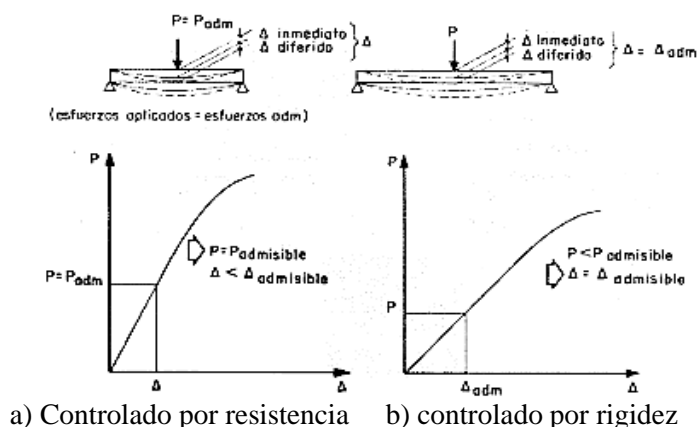
4.4.5.1 Generalidades

Las escuadrías y dimensiones de madera aserrada y elaboradas para el trabajo de aplicación serán, preferentemente, las establecidas en el manual de diseño para maderas del grupo andino. El diseño de los elementos de la madera debe hacerse para cargas de servicio o métodos de esfuerzos admisibles.

4.4.5.1.1 Requisitos de resistencia

Los elementos estructurales deben diseñarse para que los esfuerzos aplicados, producidos por la carga de servicio, sean iguales o menores que los esfuerzos admisibles del material.

Figura 4.4 Diseño elástico



Fuente: Manual de diseño de maderas del grupo andino

4.4.5.2. Requisitos de rigidez

Las deformaciones deben evaluarse para las cargas del servicio. Es necesario considerar los incrementos de deformación con del tiempo (deformaciones diferidas) por acción de cargas aplicadas en forma continua.

4.4.5.3 Cargas

Las estructuras deben diseñarse para soportar todas las cargas provenientes de:

- Peso propio y otras cargas permanentes o cargas muertas.
- Sobrecargas de servicio o cargas vivas.
- Sobrecargas (vientos, nieve, etc.).

4.4.5.4 Módulo de elasticidad

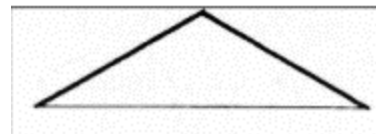
Se considera módulo de elasticidad o de Young (E) aplicable para elementos en flexión, tracción o compresión en la dirección paralela a las fibras, para cada grupo presentan dos valores en general deberá utilizarse el indicado como E_{min} . El valor $E_{promedio}$ podrá utilizarse solo cuando exista una acción de conjunto garantizada como en el caso de viguetas y entablados.

4.4.6 Selección del tipo de cercha

El tipo de techumbre, los requerimientos arquitectónicos y la economía son los factores que, por lo general, gobiernan la selección del tipo de cercha.

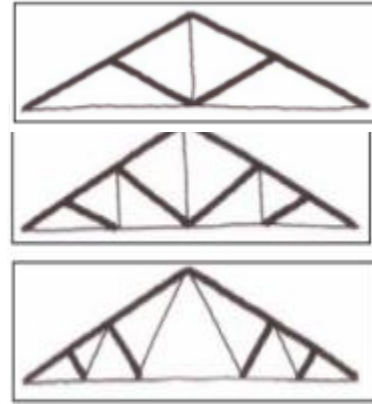
Existe una serie de cerchas históricas con nombres que las otorgado la tradición en función a su uso de la región que se desarrolló y su diseñador a continuación nombraremos alguno de los tipos de cerchas.

- Cercha triangular. - se trataría de la cercha más simples de la que existen dos pares y un tirante que las une.
- Cercha de pendolón. - a las barras anteriormente existentes vienen a unirse a un pendolón.
- Cercha española. - solventado el problema



de la excesiva flexión del tirante la siguiente barra más larga.

- Cercha inglesa. - conceptualmente igual a la cercha española pero con mayor número de barras.
- Cercha belga. - el cuchillo belga incorpora una innovación que es la de no tener barras verticales.



4.4.6.1 Geometría de la cercha

Como ya se mencionó, las cerchas, según la forma de su cordón superior, se clasifican en triangulares, rectangulares y curvas.

Para las triangulares se recomienda una pendiente 1:3 como mínimo; en las rectangulares, alturas comprendidas entre $1/8$ y $1/10$ de la luz de la cercha y en las de cordón superior curvo, radios de curvatura de magnitud igual a la luz de la cercha y altura total igual al $0,134$ de la luz; sin embargo, en este último caso, si las cerchas deben tener una altura menor a $0,134$ de la luz se pueden tomar radios de curvatura mayores y viceversa.

La distancia entre nudos estará determinada por la ubicación deseada de las costaneras, por las cargas concentradas o por el arriostamiento entre cerchas.

4.4.6.2. Reglas generales para el diseño de cerchas

El procedimiento a seguir en el diseño de cerchas es el siguiente:

- a) Determinación de las cargas solicitantes.
- b) Cálculo de las solicitaciones en los diferentes elementos de la cercha.
- c) Selección de la especie y grado de calidad a usar. En la selección de la especie dependerá del sitio en donde se ubicará la estructura. El grado de calidad debe seleccionarse en función de la resistencia que de la madera se desea; sin embargo, algunos grados son más fáciles de obtener y, por lo tanto, se usan con mayor frecuencia. Como regla general, deben preferirse los grados con las tensiones más bajas, porque proveen el diseño más eficiente y económico.
- d) Determinación de las escuadrías requeridas en los distintos elementos de la cercha.

e) Diseño de las uniones, considerando primero aquellas que soportan las solicitaciones mayores. Se debe establecer el espaciamiento entre elementos de unión y la distancia de ellos al borde y a los extremos de la pieza que se une. Además, se debe tomar en cuenta que en las uniones se debe evitar la distribución excéntrica de los elementos de unión. Si ello ocurre, se debe considerar el efecto de los momentos que esto induce.

4.4.7 Uniones en la madera estructural

Las disposiciones de uniones que se aplican al diseño estructural que hace uso de elementos mecánicos, tales como: clavos, pernos, conectores para madera y adhesivos de contacto.

4.4.7.1 Uniones clavadas. - en general se exige la presencia de al menos cuatro clavos en cada uno de los planos de cizalle que presenten en una unión clavada de dos o más piezas de madera.

4.4.7.2 Uniones apernadas. - las cargas admisibles que se establecen se aplicarán para aquellos casos en los cuales la dirección de la solicitación es perpendicular al eje del perno.

4.5. PROPIEDADES DE ESTRUCTURAS METÁLICAS

4.5.1 Propiedades físicas y mecánicas del metal

El acero como material estructural se ha adoptado de manera más generalizada en muchas construcciones, debido a la gran variedad de productos existentes, su economía, resistencia, ductilidad y otras propiedades que lo hacen conveniente para elementos utilizados en diversidad de estructuras. Es un material que se fabrica bajo estrictas condiciones de control de calidad, lo que lo hace uniforme en cuanto a dimensiones y resistencia. Es producido en una gran variedad de tamaños y formas facilitando así la labor del diseño.

Asimismo, el acero presenta algunas desventajas en su utilización como material estructural, tales como la susceptibilidad a la corrosión por el agua y productos químicos, y la pérdida de resistencia al estar expuesto al fuego y a elevadas temperaturas. Estos inconvenientes con el acero se solucionan protegiendo a los elementos con pinturas o aislantes, lo que podría generar un costo adicional por mantenimiento, siendo esto último una desventaja más. En cuanto al comportamiento del acero bajo cargas se tiene la susceptibilidad al pandeo en miembros esbeltos en compresión, la fatiga del material al ser expuesto a numerosos ciclos

alternos de esfuerzos, y en ciertas condiciones bajo cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas el acero pierde su ductilidad y la falla frágil ocurre.

Entre las características del acero podemos resaltar la **tenacidad**, es decir a su alta resistencia y la **ductilidad**. Capaz de soportar grandes fuerzas presentando grandes deformaciones.

Entre las propiedades mecánicas más importantes para el diseño de miembros en acero tenemos:

4.5.1.1 Secciones de acero utilizadas

El acero estructural tiene una amplia gama de selección para diferentes condiciones, lo cual facilita la labor de diseño en cuanto a la selección de los elementos estructurales, sin embargo no todos son aplicables en estructuras de techo, debido a que la capacidad estructural de algunos perfiles es demasiada elevada comparada con las solicitaciones de carga a la que estará sometida la estructura, además algunos perfiles son más pesados que otros, lo cual no es conveniente para los sistemas de techos.

Los tipos de perfiles de acero estructural se pueden clasificar según su fabricación en: perfiles de acero laminados en caliente y perfiles de acero formados en frío. A continuación, se presentarán los perfiles más comúnmente utilizados en estructuras de techos.

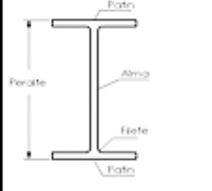
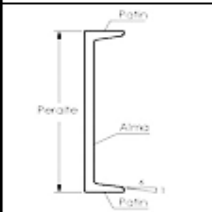
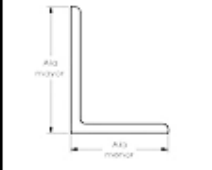
4.5.2 Perfiles de acero laminados

4.5.2.1 Perfiles de acero laminados en caliente

Son perfiles formados a partir de barras que pasan a través de molinos de laminado conocidos como laminadoras de acabado, estas le dan la forma específica a la barra. Se utilizan diferentes tipos de laminadoras de acabado para formar diferentes perfiles estructurales, algunas de estas son: laminadora estructural para secciones **I, C, L, U, T** y otras; laminadoras de barra para barras redondas, cuadradas, hexagonales y octogonales; laminadoras de tubo para tubos y laminadoras de placas para placas.

La tabla 4.1 contiene las secciones de acero laminadas en caliente que se utilizan comúnmente.

Tabla 4.1 Secciones de acero comunes en techos.

Sección	Descripción	Usos
	<p>Consiste en dos elementos rectangulares horizontales llamados patines y uno vertical llamado alma, conectados por filetes, el alma por lo general tiene un espesor menor que el de los patines. Se designa por la letra W seguido del parámetro nominal en pulgadas.</p>	<p>Se utilizan como elementos primarios en techos de edificaciones de un nivel con conexiones rígidas, por ejemplo, en naves industriales.</p>
	<p>Consiste en dos elementos horizontales paralelos llamados patín y un vertical llamado alma, las superficies internas de ambos patines tienen una pendiente aproximada de 1 en vertical a 2 en horizontal (16.7%). Se designan por la letra C seguido de su parámetro nominal en pulgadas y su peso por unidad lineal en libras por pie lineal. Comúnmente se utilizan en pares.</p>	<p>Se observan como elementos secundarios (largueros) en naves industriales y utilizadas en pares como elementos diagonales en armaduras.</p>
	<p>Consisten en dos elementos perpendiculares entre sí llamados alas, unidos en uno de sus extremos. Las alas pueden ser de igual o diferente longitud, pero con el mismo espesor. Las superficies interna y externa de las alas son paralelas. Se designan por la letra L seguido por la longitud del ala mayor, la del ala menor y su espesor en pulgadas.</p>	<p>Usados en pares como miembros de armaduras pequeñas, en elementos de soporte aislado y en conexiones atornilladas.</p>

Fuente: Especificaciones ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero

Existen además diferentes tipos de aceros estructurales con diferentes propiedades, como resistencia a la corrosión, resistencia a la fractura, mejor soldabilidad, etc. Esto se logra variando los porcentajes en peso de los componentes del acero, los cuales se establecen en las especificaciones ASTM; el cual considera las siguientes clasificaciones de aceros estructurales: acero de propósitos generales (**A36**), aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación (**A992**), y los aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación resistentes a la corrosión (**A588**).

La tabla 4.2 describe brevemente algunas de las clasificaciones de aceros estructurales cuya aplicación es posible para estructuras de techos. (**Especificaciones ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero**).

Tabla 4.2 Clasificación de aceros estructurales.

Designación ASTM	Formas	Usos recomendados	Esfuerzo mínimo de fluencia (ksi) ^a	Resistencia mínima especificada (ksi) ^b
A36	Perfiles, barras y placas	Construcción atornillada o soldada.		58-80

			36, 32 para espesores mayores a 8 pulg.	
A992	Perfiles, placas y barras hasta de 6 pulg.	Construcción atornillada o soldada.	50	65
A588	Placas y barras hasta de 4 pulg.	Construcción atornillada.	50, para espesores mayores a 4 pulg. 42-46	63-70

Fuente: Especificaciones ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero

- a) Los valores de fluencia varía de acuerdo al espesor
- b) Los valores de resistencia varía de acuerdo al grado

Tabla 4.3 Características de los aceros.

Tipo de acero	E (kg/cm ²)	ρ (ton/m ³)	Fy (tn/cm ²)	Fu (tn/cm ²)
ASTM A36	2.1 · 10⁶	7.8	2.53	4.08
ASTM A307	2.1 · 10⁶	7.8	2.6	4.2
E60 XX	2.1 · 10⁶	7.8	3.52	4.34

Fuente: Especificaciones ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero

Donde:

E: Módulo de elasticidad del material

ρ : Densidad

Fy: Esfuerzo de fluencia

Fu: Esfuerzo de fractura

4.5.2.2 Perfiles de acero formados en frio

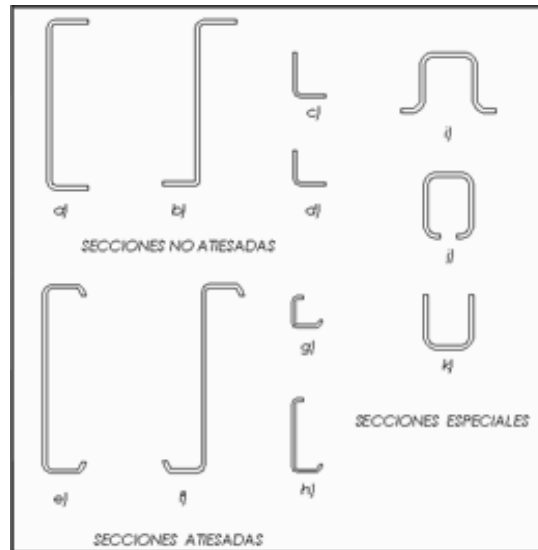
Son formados al doblar tiras de acero de bajo carbono o de baja aleación a temperatura ambiente. Se diferencian de los elementos de acero laminados en caliente por sus esquinas redondeadas y sus elementos planos esbeltos de espesor uniforme. Se pueden dividir en dos tipos de miembros: estructurales y de superficie.

4.5.2.2.1 Miembros estructurales

Tienen formas similares a los elementos de acero laminados en caliente. Pueden ser de patines planos llamados también secciones no atiesadas o de patines rigidizados por medio de rebordes en las orillas exteriores llamados también secciones atiesadas. La flexibilidad

del proceso de formación en frío permite formas especiales tales como la de sombrero, caja abierta y tipo “U”.

Figura. 4.5 Perfiles estructurales formados en frío



Fuente: <http://laminadoenfrio.weebly.com/laminado-de-perfiles.html>

4.5.3 Conexiones o uniones

Para la conformación de estructuras de acero para techo es necesario realizar una conexión adecuada entre los miembros estructurales que conforman la misma, con el propósito de evitar fallas en los puntos donde se conectan los diferentes miembros constituyentes de la estructura.

En las estructuras de acero para techo se puede realizar la conexión entre elementos estructurales mediante dos tipos básicos de conexiones: conexiones con tornillos y soldadura.

4.5.3.1. Conexión tipo atornillada

Se les conoce también como conexiones de punto, ya que la transferencia de carga ocurre a través de puntos discretos de los elementos estructurales a conectar.

Un tornillo es básicamente una barra metálica de sección transversal circular, con una cabeza en un extremo y cuerpo o espiga roscada en el otro para recibir una tuerca, en ocasiones bajo especificación es necesario añadir un accesorio al sistema de tornillo para asegurar la

conexión, aportando una superficie endurecida no abrasiva bajo el elemento atornillado (en la cabeza del tornillo o en la tuerca).

La resistencia mínima a la tensión de estos tornillos esta normada de la siguiente manera:

- Tornillos con resistencia mínima a la tensión de 120/105 ksi: Especificación ASTM A325 para tornillos estructurales con tratamiento térmico.
- Tornillos con resistencia mínima a la tensión de 150 ksi: Especificación ASTM A490 para tornillos estructurales con tratamiento térmico, para cargas más grandes.

4.5.3.2. Conexión tipo soldadura

La soldadura es un proceso de conexión entre piezas de acero que se realiza mediante metal fundido producido por la aplicación de calor intenso, con frecuencia, el calor para las soldaduras se obtiene al pasar un arco eléctrico entre las piezas a soldar y un alambre o varilla de acero llamada electrodo.

También las soldaduras pueden clasificarse desde el punto de vista de transferencia de carga como:

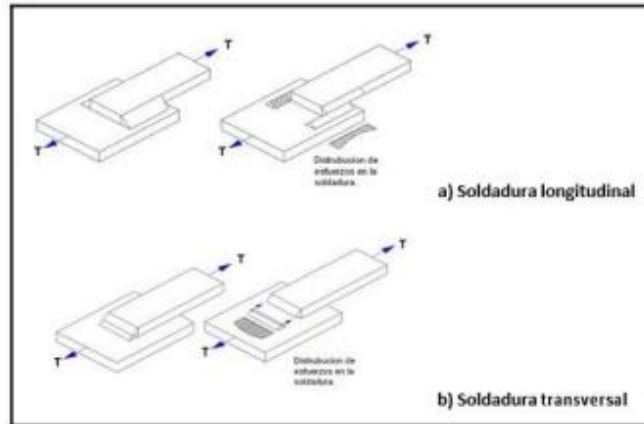
- Soldaduras de línea: Por ejemplo, soldaduras de filete, en los que la transferencia de carga ocurre a lo largo de una línea o de varias líneas (a lo largo del eje de la soldadura).
- Soldadura de superficie: Por ejemplo, soldaduras de ranura, en estas la transferencia de carga ocurre a través de un área.

Como se mencionó antes, existen diferentes procesos de soldadura, aunque con más frecuencia se utiliza la soldadura de arco eléctrico, algunos procesos de soldadura de elementos de acero estructural son los siguientes:

- Proceso de soldadura de arco metálico protegido: Consiste en la utilización de un electrodo metálico, provisto de una membrana de cubierta formada por una mezcla arcillosa de aglutinantes de silicato y materiales en polvo, que al fundirse de forma más lenta que el núcleo metálico, permite dirigir y canalizar la corriente del arco.
- Proceso de soldadura de arco sumergido: Este proceso utiliza un electrodo de alambre desnudo continuo y un material granular denominado fundente distribuido sobre el canal a soldar.

- Proceso de soldadura por resistencia: Es un proceso de calentamiento y presión, en el que las partes a soldar se calientan a la temperatura de fusión por medio de la resistencia eléctrica generada por el paso de una corriente muy elevada, y la aplicación de presión mecánica al llegar a esta temperatura para llevar a cabo la unión.

Figura 4.6 Tipos y distribución de esfuerzos en las soldaduras



Fuente: <http://laminadoenfrio.weebly.com/laminado-de-perfiles.html>

La soldadura longitudinal (Ver fig. 4.8 a) tiene una carga en forma paralela a su eje, los esfuerzos que produce la carga sobre la soldadura son de corte. En el caso de soldadura de filete con piernas (w) iguales el cortante máximo ocurre a 45° a través de la garganta.

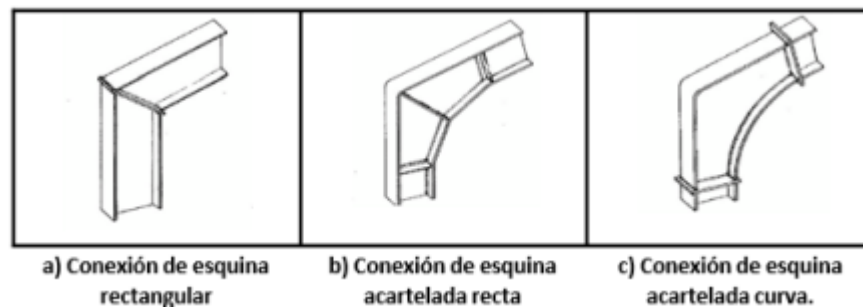
La garganta de la soldadura transversal está sujeta a esfuerzos de cortante y tensión (o compresión). Las pruebas han demostrado que la soldadura cargada transversalmente es hasta un 50% más fuerte que las cargadas longitudinalmente, una de las razones por la que la soldadura transversal presenta mayor capacidad que la longitudinal es que el esfuerzo está más uniformemente repartido en su longitud total (ver figura 4.8 b), en tanto que en los filetes longitudinales se reparte en forma dispareja debido a deformaciones que varían a lo largo de la soldadura.

Entre las conexiones más importantes que se dan en estructuras metálicas para techos, se tienen las que se dan entre elementos primarios y apoyos, entre dos elementos primarios, y entre elementos primarios con elementos secundarios. El tipo de conexión que se utiliza para cada caso particular está en función del diseño de los elementos, por ejemplo, para la unión entre elementos primarios (Vigas de alma abierta en la cumbrera) generalmente se utilizan

conexiones con soldadura; mientras que en conexiones de elementos primarios con elementos de apoyo se utilizan conexiones atornilladas.

En marcos rígidos, los perfiles que se utilizan como viga de techo y las columnas suelen conectarse rígidamente al emplear conexiones de esquina que por lo general son: conexión de esquina rectangular, conexión de esquina acartelada recta y conexión acartelada curva (Fig.4.7).

Figura 4.7 Diferentes tipos de conexiones de esquina.



Fuente: <http://laminadoenfrio.weebly.com/laminado-de-perfiles.html>

Las conexiones de esquina están casi siempre soldadas, para reducir el número de elementos de conexión, obsérvese que las conexiones de esquina se localizan en puntos de momentos y cortantes máximos.

4.6 NORMA DE DISEÑO PARA EL CALCULO DE LA CERCHA

- **El método tradicional que se conoce como diseño por esfuerzos de trabajo admisibles:** En este método se utilizan relaciones básicas derivadas de la teoría clásica del comportamiento elástico de los materiales.

Este método de diseño constituye en su mayoría a los reglamentos de diseño, y en especial el **Manual de diseño para maderas del Grupo Andino, la cual es la que se usa en nuestro medio para el cálculo de estructuras de madera.**

- **Método de la resistencia o LRFD,** en el cual se usan **límites de falla** para el trabajo de diseño. El método de la resistencia ultima o estados limites consiste en **diseñar una estructura para fallar,** pero para una condición de carga **más allá** de lo que debería experimentar durante su uso. Una razón principal para favorecer los métodos de

resistencia es que la falla de una estructura **se demuestra con relativa facilidad** mediante pruebas físicas.

A continuación, se muestra con coeficientes reductores de las resistencias:

Compresión: $\Phi_c = 0.90$

Flexión: $\Phi_t = 0.90$

Tensión: $\Phi_t = 0.80$

Corte / Torsión: $\Phi_v = 0.75$

Para este método se determina las acciones (cargas o momentos) que se presenten en las secciones críticas de un miembro estructural o estructura bajo el efecto de las acciones de diseño. En general las cargas factorizadas se obtienen multiplicando las cargas de servicio por un factor de carga, que es mayor a la unidad.

4.7 MEMORIA DE CÁLCULO

4.7.1 Diseño de la cercha de madera

El diseño de la cercha de madera se realizó en EL CAPÍTULO III, ver (3.6.1 Estructura de sustentación de cubierta).

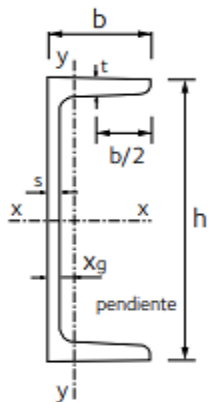
4.7.2 Diseño de la cercha metálica

Para el diseño de la cercha metálica, se calcula la cercha más desfavorable.

CONSIDERACIONES:

ACERO A USAR: LAMINADOS EN CALIENTE

Perfil: U (importadora ACINDAR)



Dimensiones:

$$h = 40 \text{ mm} \quad \text{peso} = 2,9 \text{ kg/m}$$

$$b = 20 \text{ mm} \quad S = 3,66 \text{ cm}^2$$

$$s = 5 \text{ mm}$$

$$t = 5,5 \text{ mm}$$

Propiedades del acero

- Módulo de elasticidad longitudinal: $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico: $\gamma_s = 7879,71 \text{ kg/m}^3$
- Límite de fluencia máxima $F_y = 250 \text{ MPa} = 2548,42 \text{ kg/cm}^2$

Cargas a considerar

Las cargas a considerar serán las mismas, descriptas para el cálculo de la cercha de madera.

CARGAS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO		
Carga de mantenimiento	50	kg/m^2
peso de cubierta	3,8	kg/m^2
carga de granizo	89	kg/m^2
carga de viento	-14,012	kg/m^2

Factores de carga:

Combinaciones usuales de carga consideradas según el LRFD:

$$1,4 (D + F)$$

$$1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + (f1 Lr \text{ ó } 0,5 S \text{ ó } 0,5 R)$$

$$1,2 D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (f1 L \text{ o } 0,8 W)$$

$$1,2 D + 1,6 W + f1 L + (f1 Lr \text{ ó } 0,5 S \text{ ó } 0,5 R)$$

$$1,2 D + 1,0 E + f1 (L + Lr) + f2 S$$

$$0,9 D + (1,6 W \text{ ó } 1,0 E) + 1,6 H$$

Donde:

D = acciones permanentes.

F = acción nominal debida a líquidos.

T = fuerzas y efectos resultantes del impedimento de deformación, del proceso de soldadura o del asentamiento de apoyos.

L = cargas útiles y sobre cargas.

Lr = cargas útiles en techos.

H = carga nominal debida al peso y empuje lateral del suelo.

S = acción de la nieve y hielo.

W = carga nominal de viento.

R = acción debida al agua de la lluvia sobre la cubierta.

f1 = 1,0 para áreas con concentración de público, áreas donde la sobrecarga sea mayor que $5,0 \text{ kN/m}^2$, garajes o playas de estacionamiento y otras cargas concentradas mayores que 50 kN.

f1 = 0,5 para otras sobrecargas.

f2 = 0,7 para configuraciones particulares de techos que no permitan evacuar la nieve acumulada.

f2 = 0,2 para otras configuraciones de techo.

El valor más grande en cada caso de combinación se designará como la carga más crítica a la que estará sujeta la cubierta.

El diseño estructural de la cubierta está basado en la metodología del diseño por factores de carga y resistencia o LRFD, por sus siglas en ingles.

Cálculo de correas (Flexión asimétrica)

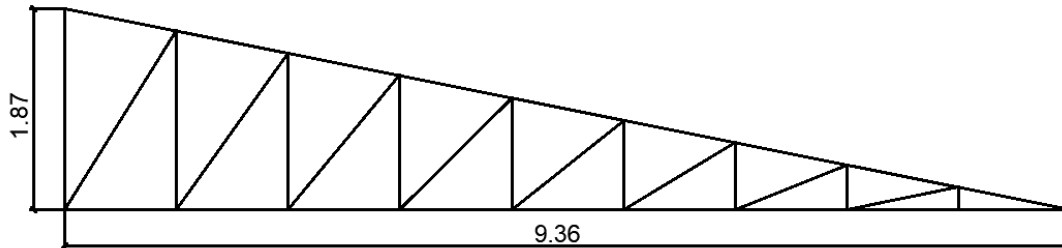
Perfil: U 40 (40 x 20 x 5 x 5,5)

Peso: 2,9 kg/m

Separación entre cerchas = 1 m

Separación entre correas = 1,10 m

Las armaduras tendrán las siguientes geometrías:



Pendiente = 20%

Ángulo de inclinación = 11,31°

Longitud de cercha = 9,36 m

Influencia de carga sobre correa:

S = 1,10 m

Carga de mantenimiento:

$$50 \text{ kg/m}^2 * 1,10 \text{ m} = 55 \text{ kg/m}$$

Carga de cubierta:

$$3,8 \text{ kg/m}^2 * 1,10 \text{ m} = 4,18 \text{ kg/m}$$

Carga de granizo:

$$89 \text{ kg/m}^2 * 1,10 \text{ m} = 97,9 \text{ kg/m}$$

Carga de viento:

$$-14,012 \frac{\text{kg}^2}{\text{m}} * 1,10 \text{ m} = -15,41 \text{ kg/m}$$

Peso de correa:

$$2,9 \text{ kg/m}$$

Combinación de cargas:

$U = 1.4 D.$
$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 S.$
$U = 1.2 D + 1.6 S + 0.5 L.$
$U = 1.2 D + 1.6 W + 0.5 L + 0.5 S.$
$U = 1.2 D. + 1. E + 0.5 Lr + 0.7 S$
$U = 0.9 D + 1.6 W + 1.6 H$

Cargas permanentes (D):

$$D = 4,18 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 2,9 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 7,08 \text{ kg/m}$$

Cargas vivas (L):

$$L = 55 \text{ kg/m}$$

Carga de viento (W):

$$W = -15,41 \text{ kg/m}$$

Carga de granizo (G):

$$G = 97,9 \text{ kg/m}$$

$$U = 1.4 * 7,08 = 9,91 \text{ kg/m}$$

$$U = 1.2 * 7,08 + 1.6 * 55 + 0.5 * 97,9 = 145,45 \text{ kg/m}$$

$$U = 1.2 * 7,08 + 1.6 * 97,9 + 0.5 * 55 = 192,64 \text{ kg/m}$$

$$U = 1.2 * 7,08 + 1.6 * (-15,41) + 0.5 * 55 + 0.7 * 97,9 = 79,87 \text{ kg/m}$$

$$U = 1.2 * 7,08 + 0.5 * 55 + 0.7 * 97,8 = 104,46 \text{ kg/m}$$

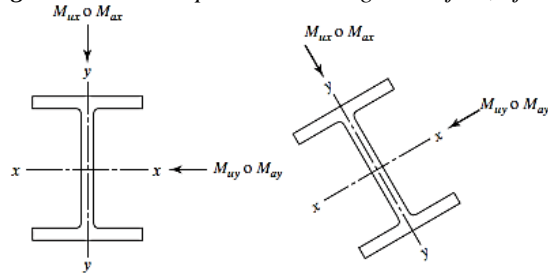
$$U = 0.9 * 7,08 + 1.6 * (-15,41) = -18,28 \text{ kg/m}$$

De las combinaciones de carga se saca las máximas cargas.

$$\text{Carga de diseño} = 192,64 \text{ kg/m}$$

Descomponiendo en eje X y Y:

Figura 4.8 Descomposición de cargas en eje X, eje Y



Fuente: Diseño de Estructuras de Acero – McCormac

$$U_x = 192,64 * \text{seno } 11,31 = 37,78 \text{ kg/m}$$

$$U_y = 192,64 * \text{cos } 11,31 = 188,90 \text{ kg/m}$$

$$\phi_{flexion} = 0,90$$

Momento último.

$$Mu_x = \frac{U_x \times L^2}{8} = \frac{37,78 \text{ kg/m} \times (1\text{m})^2}{8} = 4,72 \text{ kg} * \text{m} = 472 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$Mu_y = \frac{U_y \times L^2}{8} = \frac{188,90 \text{ kg/m} \times (1\text{m})^2}{8} = 23,61 \text{ kg} * \text{m} = 2361 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$Z_x = 4,91 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 1,65 \text{ cm}^3$$

Momento nominal

$$Mn_x = F_y \times Z_x = 2548,42 \times 4,91 = 12512,74 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$Mn_y = F_y \times Z_y = 2548,42 \times 1,5 = 3822,63 \text{ kg} * \text{cm}$$

Verificando la resistencia

$$\left(\frac{Mu_x}{\phi_b \times Mn_x} + \frac{Mu_y}{\phi_b \times Mn_y} \right) \leq 1$$

Donde ϕ_b es un factor de resistencia según LRFD de valor 0.9

$$\left(\frac{472}{0,9 \times 12512,74} + \frac{2361}{0,9 \times 3822,63} \right) \leq 1$$

$$0,73 \leq 1 \text{ Cumple}$$

Cálculo de la cercha

Considerando las siguientes cargas:

- Peso cubierto: $P_{\text{Cubierta}} = 3,8 \text{ kg/m}^2$.
- Peso de las correas: $P_{\text{Correas}} = 2,9 \text{ kg/m}$.
- Total, carga muerta por m de cobertura $\rightarrow (3,8 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m}) + 2,9 \text{ kg/m} = 6,7 \text{ kg/m}$
- Proyectado al plano horizontal $\rightarrow 6,7 \text{ kg/m} \cdot \cos 11,31^\circ = \mathbf{6,57 \text{ kg/m}}$
- Peso propio de la armadura aproximado $\approx \mathbf{13,63 \text{ kg/m}}$
- Peso por granizo: $P_{\text{granizo}} = 90 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m} = \mathbf{90 \text{ kg/m}}$
- Carga de mantenimiento = $50 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m} = \mathbf{50 \text{ kg/m}}$

Combinaciones de carga para la cercha:

$U = 1.4 D.$
$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 S.$
$U = 1.2 D + 1.6 S + 0.5 L.$
$U = 1.2 D + 1.6 W + 0.5 L + 0.5 S.$
$U = 1.2 D. + 1. E + 0.5 Lr + 0.7 S$
$U = 0.9 D + 1.6 W + 1.6 H$

$$U = 1.4 * 20,2 = 28,28 \text{ kg/m}$$

$$U = 1.2 * 20,2 + 1.6 * 50 + 0.5 * 90 = 149,24 \text{ kg/m}$$

$$U = 1.2 * 20,2 + 1.6 * 90 + 0.5 * 50 = \mathbf{193,24 \text{ kg/m}}$$

$$U = 1.2 * 20,2 + 1.6 * (-14,012) + 0.5 * 50 + 0.7 * 90 = 89,82 \text{ kg/m}$$

$$U = 1.2 * 20,2 + 0.5 * 50 + 0.7 * 90 = 110,62 \text{ kg/m}$$

$$U = 0.9 * 20,2 + 1.6 * (-14,012) = -4,24 \text{ kg/m}$$

Se usará las máximas cargas de las combinaciones

$$U = \mathbf{193,24 \text{ kg}}$$

Carga actuante debido a cielo falso

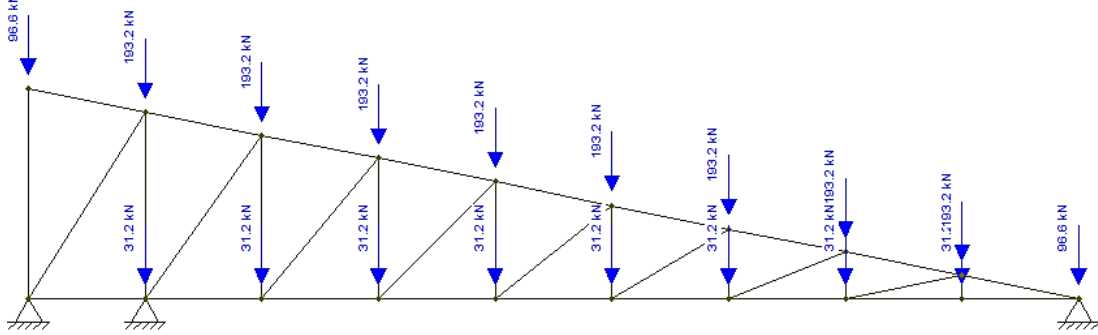
$$\text{Peso cielo falso (con emparrillado de acero)} = 30 \text{ kg/m}^2$$

Separación entre cerchas = 1 m

$$P = 30 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 30 \text{ kg/m}$$

Repartida en los nodos: $(30 \times 9,36) / 9 = 31,2 \text{ kg}$

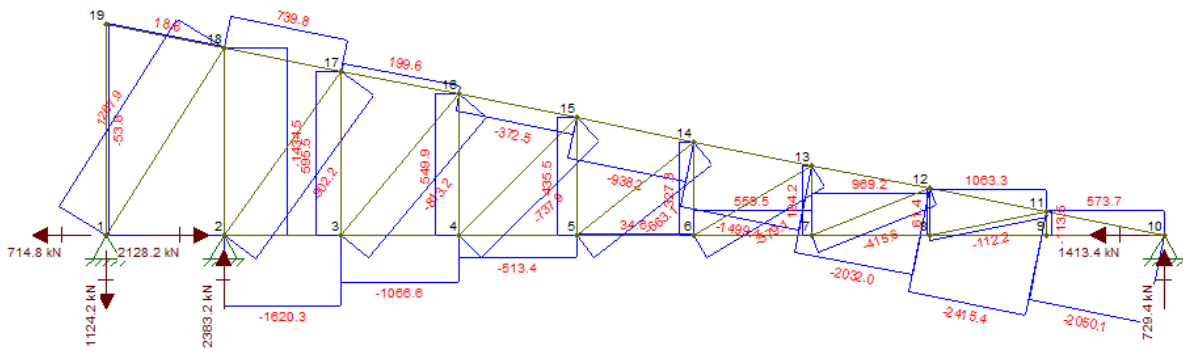
Cargas en nudos sobre la cercha



Cálculo de los esfuerzos de la cercha:

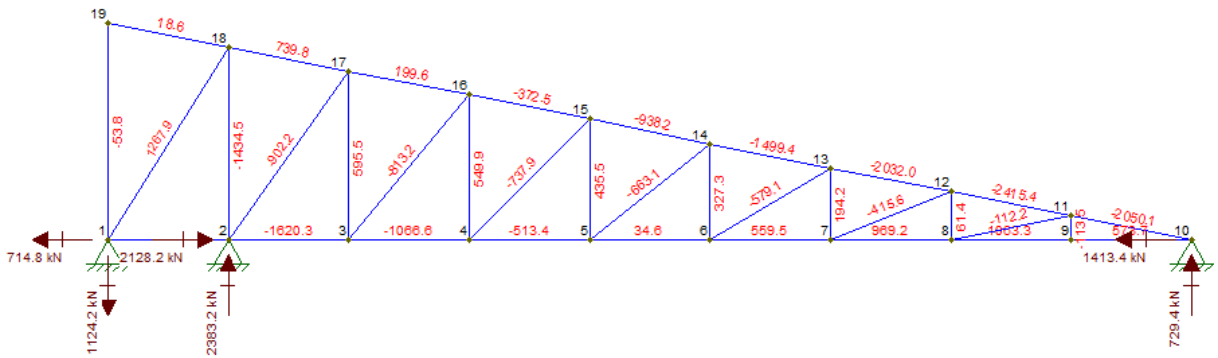
Para el cálculo de los esfuerzos internos se calculó mediante el programa ftool.

Figura 4.9 Diagrama de esfuerzos de la cercha metálica



Fuente: Programa ftool

Figura 4.10 Valores de esfuerzos en la cercha metálica



Fuente: Programa ftool

Tabla 4.4 Resultados de los esfuerzos internos de la cercha metálica

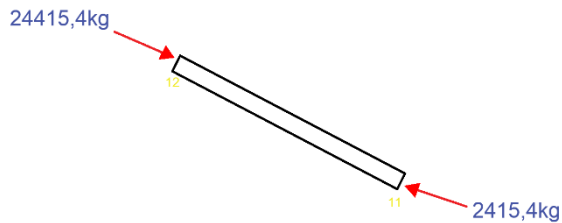
TABLA DE VALORES		
Nudo	Valor	Tipo de esfuerzo
1 a 2	2128,2	Tracción
2 a 3	-1620,3	Compresión
3 a 4	-1066,6	Compresión
4 a 5	-513,4	Compresión
5 a 6	34,6	Tracción
6 a 7	559,5	Tracción
7 a 8	969,2	Tracción
8 a 9	1063,3	Tracción
9 a 10	573,7	Tracción
10 a 11	-2050,1	Compresión
11 a 12	-2415,4	Compresión
12 a 13	-2032	Compresión
13 a 14	-1499,4	Compresión
14 a 15	-938,2	Compresión
15 a 16	-372,5	Compresión
16 a 17	199,6	Tracción
17 a 18	739,8	Tracción
18 a 19	18,6	Tracción
1 a 19	-53,8	Compresión
2 a 18	-1434,5	Compresión
3 a 17	595,5	Tracción
4 a 16	549,9	Tracción
5 a 15	435,5	Tracción
6 a 14	327,3	Tracción
7 a 13	194,2	Tracción
8 a 12	61,4	Tracción

9 a 11	-113,5	Compresión
1 a 18	1267,9	Tracción
2 a 17	-902,2	Compresión
3 a 16	-813,2	Compresión
4 a 15	-737,9	Compresión
5 a 14	-663,1	Compresión
6 a 13	-579,1	Compresión
7 a 12	-415,6	Compresión
8 a 11	-112,2	Compresión

Fuente: Elaboración propia

DISEÑO A COMPRESIÓN CUERDA SUPERIOR:

Para la barra 11 – 12 -2415,4 (compresión)



- Fuerza axial a compresión: $P_{uc} = 2415,4 \text{ kg}$
- Longitud de barra $L_b = 1,1 \text{ m}$

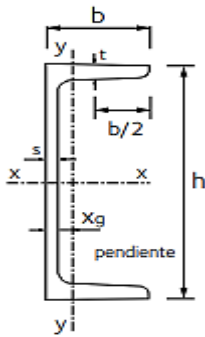
Propiedades del material:

- Tensión de fluencia $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2548,42 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

Para miembros sometidos a compresión

- $\phi_c = 0,90$
- $K = 1$ (longitud efectiva)
- Longitud equivalente $L_e = 1 \times 110\text{cm} = 110 \text{ cm}$

PERFIL (U) LAMINADO EN CALIENTE:



$h = 65$	mm	altura
$b = 42$	mm	ancho
$s = 5,5$	mm	espesor del alma
$t = 7,5$	mm	espesor del ala
$S = 9,03$	cm ²	
$I_x = 57,50$	cm ⁴	
$I_y = 14,10$	cm ⁴	

De la tabla E1.1 de la norma (AISC 360 – 10), de la clasificación, se usa E3 para un caso de pandeo por flexión.

Determinación de la esbeltez máxima

- **Radio de giro**

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \sqrt{\frac{57,50}{9,03}} = 2,52 \text{ cm} \qquad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = \sqrt{\frac{14,10}{9,03}} = 1,25 \text{ cm}$$

- **Esbeltez**

$$\lambda_{max} = \frac{K \times L}{r_{min}} = \frac{1 \times 110 \text{ cm}}{1,25 \text{ cm}} = 88$$

Esbeltez máx. 200

Pandeo por flexión, de miembros sin elementos esbeltos:

$$\lambda_{cr} = 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 * \sqrt{\frac{2000000}{2548,42}} = 131,95$$

$$\lambda_{max} \geq \lambda_{cr}$$

88 ≤ 131,94 → Usar la ecuac. del cap. E (E3 – 2) AISC 360 – 10

Esfuerzo crítico para el elemento

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

- **Esfuerzo de pandeo elástico**

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2.0 \times 10^6}{88^2}$$

$$F_e = 2548,97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \quad \rightarrow \quad \frac{2548,42}{2548,97} = 1 \leq 2,25 \quad \text{OK}$$

- **Cálculo mi esfuerzo critico:**

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{2548,42}{2548,97}} \right] \times 2548,42 = 1677,01 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la resistencia a compresión nominal:

$$P_n = F_{cr} \times A = 1677,01 \times 9,03 \text{ cm}^2 = 15143,42 \text{ kg}$$

Verifico:

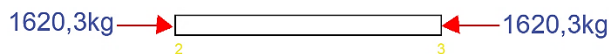
$$\phi_c \times P_n \geq P_{uc}$$

$$0,90 \times 15143,42 \text{ kg} \geq 2415,4 \text{ kg}$$

$$13629,07 \text{ kg} \geq 2415,4 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

DISEÑO A TRACCIÓN CUERDA INFERIOR

Para la barra 2 – 3 -1620,3 (compresión)



- Fuerza axial a compresión: $P_{uc} = 1620,3 \text{ kg}$
- Longitud de barra $L_b = 1,04 \text{ m}$

Propiedades del material:

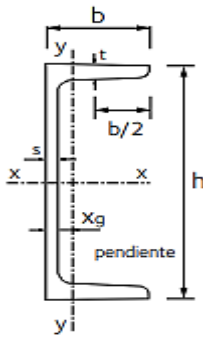
- Tensión de fluencia $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2548,42 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

Para miembros sometidos a compresión

- $\phi_c = 0,90$
- $K = 1$ (longitud efectiva)

- Longitud equivalente $L_e = 1 \times 104 \text{ cm} = 104 \text{ cm}$

PERFIL (U) LAMINADO EN CALIENTE:



$h = 65$	Mm	altura
$b = 42$	Mm	ancho
$s = 5,5$	Mm	espesor del alma
$t = 7,5$	Mm	espesor del ala
$S = 9,03$	cm^2	
$I_x = 57,50$	cm^4	
$I_y = 14,10$	cm^4	

De la tabla E1.1 de la norma (AISC 360 – 10), de la clasificación, se usa E3 para un caso de pandeo por flexión.

Determinación de la esbeltez máxima

- **Radio de giro**

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \sqrt{\frac{57,50}{9,03}} = 2,52 \text{ cm} \qquad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = \sqrt{\frac{14,10}{9,03}} = 1,25 \text{ cm}$$

- **Esbeltez**

$$\lambda_{max} = \frac{K \times L}{r_{min}} = \frac{1 \times 104 \text{ cm}}{1,25 \text{ cm}} = 83,2$$

Esbeltez máx. 200

Pandeo por flexión, de miembros sin elementos esbeltos:

$$\lambda_{cr} = 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 * \sqrt{\frac{2000000}{2548,42}} = 131,95$$

$$\lambda_{max} \geq \lambda_{cr}$$

$83,2 \leq 131,94 \rightarrow$ Usar la ecuac. del cap. E (E3 – 2) AISC 360 – 10

Esfuerzo crítico para el elemento

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

- **Esfuerzo de pandeo elástico**

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2.0 \times 10^6}{83,2^2}$$

$$F_e = 2851,56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \quad \rightarrow \quad \frac{2548,42}{2851,56} = 0,90 \leq 2,25 \quad OK$$

- **Calculo mi esfuerzo critico:**

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{2548,42}{2851,56}} \right] \times 2548,42 = 1753,16 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la resistencia a compresión nominal:

$$P_n = F_{cr} \times A = 1753,16 \times 9,03 \text{ cm}^2 = 15831 \text{ kg}$$

Verifico:

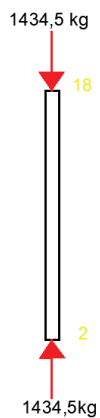
$$\phi_c \times P_n \geq P_{uc}$$

$$0,90 \times 15831 \text{ kg} \geq 1620,3 \text{ kg}$$

$$14247,90 \text{ kg} \geq 1620,3 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

DISEÑO DE MONTANTE

Para la barra 2 – 18 -1434,5 (compresión)



- Fuerza axial a compresión: $P_{uc} = 1434,5 \text{ kg}$
- Longitud de barra $L_b = 1,66 \text{ m}$

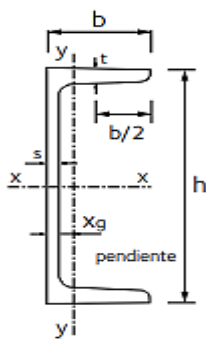
Propiedades del material:

- Tensión de fluencia $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2548,42 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

Para miembros sometidos a compresión

- $\phi_c = 0,90$
- $K = 1$ (longitud efectiva)
- Longitud equivalente $L_e = 1 \times 166 \text{ cm} = 166 \text{ cm}$

PERFIL (U) LAMINADO EN CALIENTE:



$h = 65$	Mm	altura
$b = 42$	Mm	ancho
$s = 5,5$	Mm	espesor del alma
$t = 7,5$	Mm	espesor del ala
$S = 9,03$	cm^2	
$I_x = 57,50$	cm^4	
$I_y = 14,10$	cm^4	

De la tabla E1.1 de la norma (AISC 360 – 10), de la clasificación, se usa E3 para un caso de pandeo por flexión.

Determinación de la esbeltez máxima

- **Radio de giro**

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \sqrt{\frac{57,50}{9,03}} = 2,52 \text{ cm} \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = \sqrt{\frac{14,10}{9,03}} = 1,25 \text{ cm}$$

- **Esbeltez**

$$\lambda_{max} = \frac{K \times L}{r_{min}} = \frac{1 \times 166 \text{ cm}}{1,25 \text{ cm}} = 132,8$$

Esbeltez máx. 200

Pandeo por flexión, de miembros sin elementos esbeltos:

$$\lambda_{cr} = 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 * \sqrt{\frac{2000000}{2548,42}} = 131,95$$

$$\lambda_{max} \geq \lambda_{cr}$$

$132,8 \geq 131,94 \rightarrow$ Usar la ecuac. del cap. E (E3 – 3) AISC 360 – 10

Esfuerzo crítico para el elemento

$$F_{cr} = 0,877F_e$$

- **Esfuerzo de pandeo elástico**

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2.0 \times 10^6}{132,8^2}$$

$$F_e = 1119,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \quad \rightarrow \quad \frac{2548,42}{1119,27} = 2,27 \geq 2,25 \quad OK$$

- **Cálculo del esfuerzo crítico:**

$$F_{cr} = 0,877 \times 1119,27 = 981,60 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la resistencia a compresión nominal:

$$P_n = F_{cr} \times A = 981,60 \times 9,03 \text{ cm}^2 = 8863,85 \text{ kg}$$

Verifico:

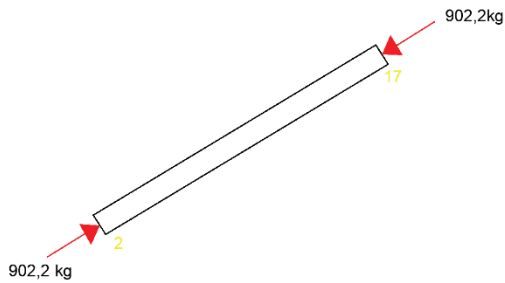
$$\phi_c \times P_n \geq P_{uc}$$

$$0,90 \times 8863,85 \text{ kg} \geq 1434,5 \text{ kg}$$

$$7977,46 \text{ kg} \geq 1434,5 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

DISEÑO A COMPRESIÓN CUERDA DIAGONAL:

Para la barra 2 – 17 -902,2 (compresión)



- Fuerza axial a compresión: $P_{uc} = 902,2 \text{ kg}$
- Longitud de barra $L_b = 1,83 \text{ m}$

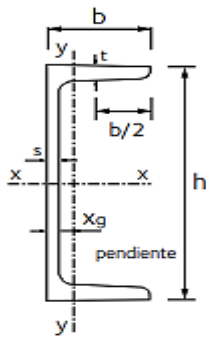
Propiedades del material:

- Tensión de fluencia $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2548,42 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

Para miembros sometidos a compresión

- $\phi_c = 0,90$
- $K = 1$ (longitud efectiva)
- Longitud equivalente $L_e = 1 \times 183\text{cm} = 183 \text{ cm}$

PERFIL (U) LAMINADO EN CALIENTE:



$h = 65$	Mm	altura
$b = 42$	Mm	ancho
$s = 5,5$	Mm	espesor del alma
$t = 7,5$	Mm	espesor del ala
$S = 9,03$	cm^2	
$I_x = 57,50$	cm^4	
$I_y = 14,10$	cm^4	

De la tabla E1.1 de la norma (AISC 360 – 10), de la clasificación, se usa E3 para un caso de pandeo por flexión.

Determinación de la esbeltez máxima

- **Radio de giro**

$$r_x = \sqrt{\frac{Ix}{S}} = \sqrt{\frac{57,50}{9,03}} = 2,52 \text{ cm} \qquad r_y = \sqrt{\frac{Iy}{S}} = \sqrt{\frac{14,10}{9,03}} = 1,25 \text{ cm}$$

- **Esbeltez**

$$\lambda_{max} = \frac{K \times L}{r_{min}} = \frac{1 \times 183 \text{ cm}}{1,25 \text{ cm}} = 146,4$$

Esbeltez máx. 200

Pandeo por flexión, de miembros sin elementos esbeltos:

$$\lambda_{cr} = 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 * \sqrt{\frac{2000000}{2548,42}} = 131,95$$

$$\lambda_{max} \geq \lambda_{cr}$$

146,4 ≥ 131,94 → Usar la ecuac. del cap. E (E3 – 3) AISC 360 – 10

Esfuerzo crítico para el elemento

$$F_{cr} = 0,877F_e$$

- **Esfuerzo de pandeo elástico**

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2.0 \times 10^6}{146,4^2}$$

$$F_e = 920,97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \quad \rightarrow \quad \frac{2548,42}{920,97} = 2,77 \geq 2,25 \quad OK$$

- **Cálculo del esfuerzo crítico:**

$$F_{cr} = 0,877 \times 920,97 = 807,70 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la resistencia a compresión nominal:

$$P_n = F_{cr} \times A = 807,70 \times 9,03 \text{ cm}^2 = 7293,45 \text{ kg}$$

- Peso específico: $\gamma_s = 7879,71 \text{ kg/m}^3$
- Límite de fluencia máxima $F_y = 250 \text{ MPa} = 2548,42 \text{ kg/cm}^2$

Cargas a considerar

Las cargas a considerar serán las mismas, descriptas para el cálculo de la cercha de madera.

CARGAS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO		
Carga de mantenimiento	50	kg/m^2
peso de cubierta	3,8	kg/m^2
carga de granizo	89	kg/m^2
carga de viento	-14,012	kg/m^2

Cargas permanentes (D):

$$D = 4,18 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 2,872 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 7,052 \text{ kg/m}$$

Cargas vivas (L):

$$L = 55 \text{ kg/m}$$

Carga de viento (W):

$$W = -15,41 \text{ kg/m}$$

Carga de granizo (G):

$$G = 97,9 \text{ kg/m}$$

$$U = 1.4 * 7,05 = 9,87 \text{ kg/m}$$

$$U = 1.2 * 7,05 + 1.6 * 55 + 0.5 * 97,9 = 145,41 \text{ kg/m}$$

$$U = 1.2 * 7,05 + 1.6 * 97,9 + 0.5 * 55 = 192,6 \text{ kg/m}$$

$$U = 1.2 * 7,05 + 1.6 * (-15,41) + 0.5 * 55 + 0.7 * 97,9 = 79,82 \text{ kg/m}$$

$$U = 1.2 * 7,05 + 0.5 * 55 + 0.7 * 97,8 = 104,42 \text{ kg/m}$$

$$U = 0.9 * 7,05 + 1.6 * (-15,41) = -18,31 \text{ kg/m}$$

De las combinaciones de carga se saca las máximas cargas.

$$\text{Carga de diseño} = 192,60 \text{ kg/m}$$

Descomponiendo en eje X y Y:

$$U_x = 192,60 * \text{seno } 11,31 = 37,77 \text{ kg/m}$$

$$U_y = 192,60 * \cos 11,31 = 188,86 \text{ kg/m}$$

$$\emptyset_{flexion} = 0,90$$

Momento último.

$$Mu_x = \frac{U_x \times L^2}{8} = \frac{37,77 \text{ kg/m} \times (1\text{m})^2}{8} = 4,72 \text{ kg} * \text{m} = 472 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$Mu_y = \frac{U_y \times L^2}{8} = \frac{188,86 \text{ kg/m} \times (1\text{m})^2}{8} = 23,61 \text{ kg} * \text{m} = 2361 \text{ kg} * \text{cm}$$

Modulo elástico de la sección:

$$Z_x = 7,258 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 4,597 \text{ cm}^3$$

Momento nominal

$$Mn_x = F_y \times Z_x = 2548,42 \times 7,258 = 18496,43 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$Mn_y = F_y \times Z_y = 2548,42 \times 4,597 = 11715,09 \text{ kg} * \text{cm}$$

Verificando la resistencia

$$\left(\frac{Mu_x}{\emptyset_b \times Mn_x} + \frac{Mu_y}{\emptyset_b \times Mn_y} \right) \leq 1$$

Donde \emptyset_b es un factor de resistencia según LRFD de valor 0.9

$$\left(\frac{472}{0,9 \times 18496,43} + \frac{2361}{0,9 \times 11715,09} \right) \leq 1$$

$$0,25 \leq 1 \text{ Cumple}$$

Cálculo de la cercha:

Considerando las siguientes cargas:

- Peso cubierto: $P_{Cubierta} = 3,8 \text{ kg/m}^2$.
- Peso de las correas: $P_{Correas} = 2,872 \text{ kg/m}$.
- Total, carga muerta por m de cobertura $\rightarrow (3,8 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m}) + 2,872 \text{ kg/m} = 6,67$

kg/m

- Proyectado al plano horizontal $\rightarrow 6,67 \text{ kg/m} \cdot \cos 11,31^\circ = \mathbf{6,54 \text{ kg/m}}$
- Peso propio de la armadura aproximado $\approx \mathbf{13,63 \text{ kg/m}}$
- Peso por granizo: $P_{\text{granizo}} = 90 \text{ kg/m}^2 * 1 \text{ m} = \mathbf{90 \text{ kg/m}}$
- Carga de mantenimiento = $50 \text{ kg/m}^2 * 1 \text{ m} = \mathbf{50 \text{ kg/m}}$

Combinaciones de carga para la cercha:

$U = 1.4 D.$
$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 S.$
$U = 1.2 D + 1.6 S + 0.5 L.$
$U = 1.2 D + 1.6 W + 0.5 L + 0.5 S.$
$U = 1.2 D. + 1. E + 0.5 Lr + 0.7 S$
$U = 0.9 D + 1.6 W + 1.6 H$

$$U = 1.4 * 20,17 = 28,24 \text{ kg/m}$$

$$U = 1.2 * 20,17 + 1.6 * 50 + 0.5 * 90 = 149,20 \text{ kg/m}$$

$$U = \mathbf{1.2 * 20,17 + 1.6 * 90 + 0.5 * 50 = 193,20 \text{ kg/m}}$$

$$U = 1.2 * 20,17 + 1.6 * (-14,012) + 0.5 * 50 + 0.7 * 90 = 89,78 \text{ kg/m}$$

$$U = 1.2 * 20,17 + 0.5 * 50 + 0.7 * 90 = 112,20 \text{ kg/m}$$

$$U = 0.9 * 20,17 + 1.6 * (-14,012) = -4,266 \text{ kg/m}$$

Se usará las máximas cargas de las combinaciones

$$U = \mathbf{193,20 \text{ kg}}$$

Carga actuante debido a cielo falso

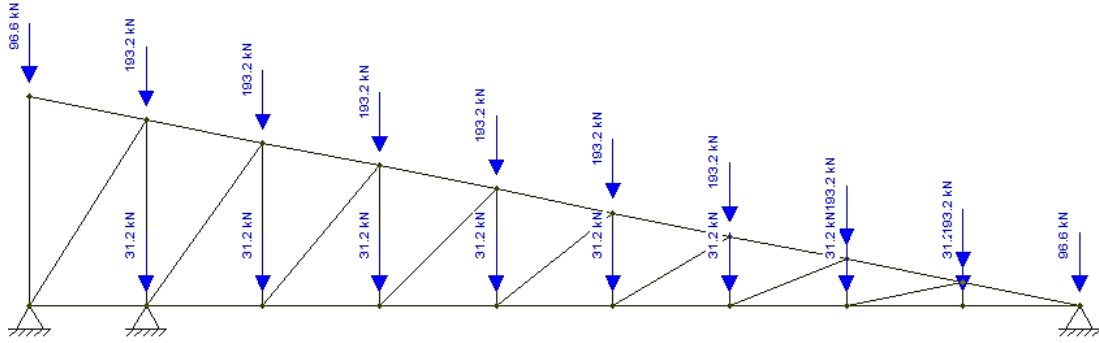
$$\text{Peso cielo falso (con emparrillado de acero)} = 30 \text{ kg/m}^2$$

Separación entre cerchas = 1 m

$$P = 30 \text{ kg/m}^2 * 1 \text{ m} = 30 \text{ kg/m}$$

$$\text{Repartida en los nodos: } (30 * 9,36) / 9 = \mathbf{31,2 \text{ kg}}$$

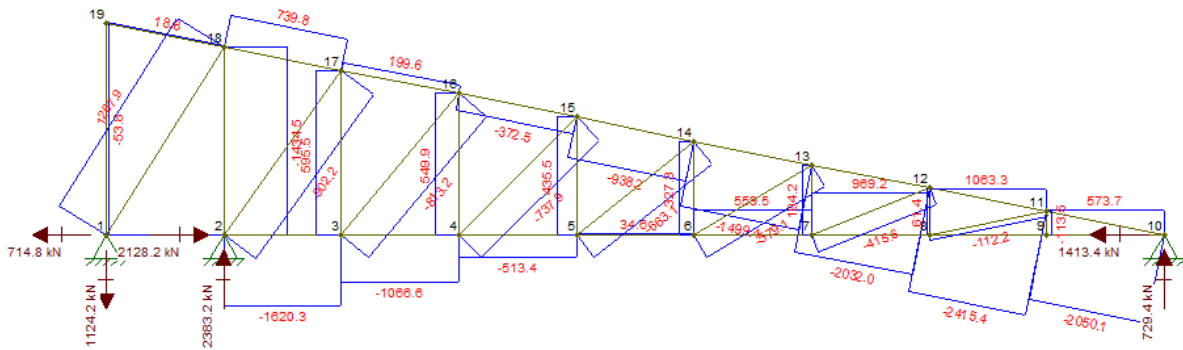
Cargas en nudos sobre la cercha



Cálculo de los esfuerzos de la cercha:

Para el cálculo de los esfuerzos internos se calculó mediante el programa ftool.

Figura 4.12 Diagrama de esfuerzos de la cercha metálica

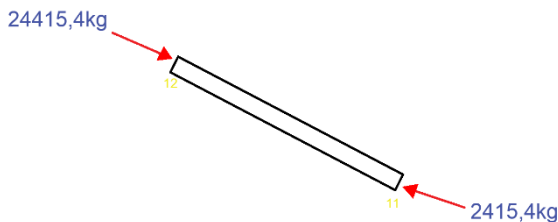


Fuente: Programa ftool

Los esfuerzos ya fueron obtenidos anteriormente, por lo que se comprobara cada esfuerzo desfavorable con perfiles conformados en frío.

DISEÑO A COMPRESIÓN CUERDA SUPERIOR:

Para la barra 11 – 12 -2415,4 (compresión)



- Fuerza axial a compresión: $P_{uc} = 2415,4 \text{ kg}$

- Longitud de barra $L_b = 1,1 \text{ m}$

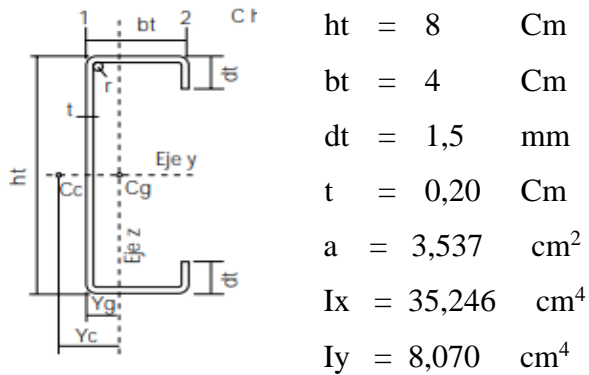
Propiedades del material:

- Tensión de fluencia $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2548,42 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

Para miembros sometidos a compresión

- $\phi_c = 0,90$
- $K = 1$ (longitud efectiva)
- Longitud equivalente $L_e = 1 \times 110\text{cm} = 110 \text{ cm}$

PERFIL (C) CONFORMADO EN FRIO:



Diseño según la norma (CIRSOC – 303).

Determinación de la esbeltez máxima

- **Radio de giro**

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \sqrt{\frac{35,246}{3,537}} = 3,16 \text{ cm} \qquad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = \sqrt{\frac{8,070}{3,537}} = 1,51 \text{ cm}$$

- **Esbeltez**

$$\lambda_{max} = \frac{K \times L}{r_{min}} = \frac{1 \times 110 \text{ cm}}{1,51 \text{ cm}} = 72,85$$

Esbeltez máx. 200

- **Esfuerzo de pandeo elástico**

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2.0 \times 10^6}{72,85^2}$$

$$F_e = 3719,38 \text{ kg/cm}^2$$

Pandeo por flexión, de miembros sin elementos esbeltos:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{2548,42}{3719,38}} = 0,83$$

Según la normativa circosoc 303, se determina la tensión determinada (esfuerzo crítico), mediante las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para } \lambda_c \leq 1,5 \quad F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (\text{C.4-2})$$

$$\text{Para } \lambda_c > 1,5 \quad F_n = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (\text{C.4-3})$$

$$\lambda_c \leq 1,5$$

$$0,83 \leq 1,5 \quad \text{CUMPLE}$$

Esfuerzo crítico para el elemento

$$F_{cr} = [0,658^{\lambda_c^2}] F_y$$

$$F_{cr} = [0,658^{0,83^2}] \times 2548,42 = 1910,06 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la resistencia a compresión nominal:

$$P_n = F_{cr} \times A = 1910,06 \times 3,537 \text{ cm}^2 = 6755,88 \text{ kg}$$

Verifico:

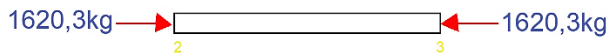
$$\phi_c \times P_n \geq P_{uc}$$

$$0,90 \times 6755,88 \text{ kg} \geq 2415,4 \text{ kg}$$

$$6080,30 \text{ kg} \geq 2415,4 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

DISEÑO A TRACCIÓN CUERDA INFERIOR

Para la barra 2 – 3 -1620,3 (compresión)



- Fuerza axial a compresión: $P_{uc} = 1620,3 \text{ kg}$
- Longitud de barra $L_b = 1,04 \text{ m}$

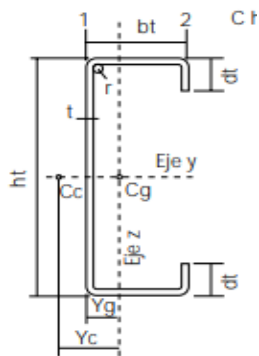
Propiedades del material:

- Tensión de fluencia $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2548,42 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

Para miembros sometidos a compresión

- $\phi_c = 0,90$
- $K = 1$ (longitud efectiva)
- Longitud equivalente $L_e = 1 \times 104 \text{ cm} = 104 \text{ cm}$

PERFIL (C) CONFORMADO EN FRIO:



$$ht = 8 \quad \text{Cm}$$

$$bt = 4 \quad \text{Cm}$$

$$dt = 1,5 \quad \text{mm}$$

$$t = 0,20 \quad \text{Cm}$$

$$a = 3,537 \quad \text{cm}^2$$

$$I_x = 35,246 \quad \text{cm}^4$$

$$I_y = 8,070 \quad \text{cm}^4$$

Diseño según la norma (CIRSOC – 303).

Determinación de la esbeltez máxima

- Radio de giro

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \sqrt{\frac{35,246}{3,537}} = 3,16 \text{ cm} \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = \sqrt{\frac{8,070}{3,537}} = 1,51 \text{ cm}$$

- **Esbeltez**

$$\lambda_{max} = \frac{K \times L}{r_{min}} = \frac{1 \times 104 \text{ cm}}{1,51 \text{ cm}} = 68,87$$

Esbeltez máx. 200

- **Esfuerzo de pandeo elástico**

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2.0 \times 10^6}{68,87^2}$$

$$F_e = 4161,69 \text{ kg/cm}^2$$

Pandeo por flexión, de miembros sin elementos esbeltos:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{2548,42}{4161,69}} = 0,78$$

Según la normativa circosoc 303, se determina la tensión determinada (esfuerzo crítico), mediante las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para } \lambda_c \leq 1,5 \quad F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (\text{C.4-2})$$

$$\text{Para } \lambda_c > 1,5 \quad F_n = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (\text{C.4-3})$$

$$\lambda_c \leq 1,5$$

$$0,78 \leq 1,5 \quad \text{CUMPLE}$$

Esfuerzo crítico para el elemento

$$F_{cr} = [0,658^{\lambda_c^2}] F_y$$

$$F_{cr} = [0,658^{0,78^2}] \times 2548,42 = 1975,51 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la resistencia a compresión nominal:

$$P_n = F_{cr} \times A = 1975,51 \times 3,537 \text{ cm}^2 = 6987,39 \text{ kg}$$

Verifico:

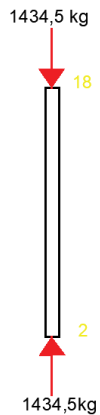
$$\phi_c \times P_n \geq P_{uc}$$

$$0,90 \times 6987,39 \text{ kg} \geq 1620,3 \text{ kg}$$

$$6288,65 \text{ kg} \geq 1620,3 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

DISEÑO DE MONTANTE

Para la barra 2 – 18 -1434,5 (compresión)



- Fuerza axial a compresión: $P_{uc} = 1434,5 \text{ kg}$
- Longitud de barra $L_b = 1,66 \text{ m}$

Propiedades del material:

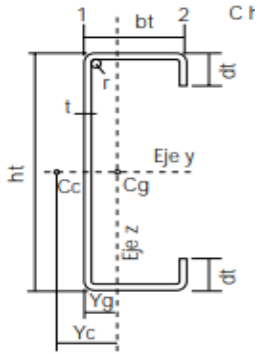
- Tensión de fluencia $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2548,42 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

Para miembros sometidos a compresión

- $\phi_c = 0,90$

- $K = 1$ (longitud efectiva)
- Longitud equivalente $Le = 1 \times 166\text{cm} = 166\text{ cm}$

PERFIL (C) CONFORMADO EN FRIO:



$$\begin{aligned}
 ht &= 8 && \text{Cm} \\
 bt &= 4 && \text{Cm} \\
 dt &= 1,5 && \text{mm} \\
 t &= 0,20 && \text{Cm} \\
 a &= 3,537 && \text{cm}^2 \\
 I_x &= 35,246 && \text{cm}^4 \\
 I_y &= 8,070 && \text{cm}^4
 \end{aligned}$$

Diseño según la norma (CIRSOC – 303).

Determinación de la esbeltez máxima

- **Radio de giro**

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \sqrt{\frac{35,246}{3,537}} = 3,16 \text{ cm} \qquad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = \sqrt{\frac{8,070}{3,537}} = 1,51 \text{ cm}$$

- **Esbeltez**

$$\lambda_{max} = \frac{K \times L}{r_{min}} = \frac{1 \times 166 \text{ cm}}{1,51 \text{ cm}} = 109,93$$

Esbeltez máx. 200

- **Esfuerzo de pandeo elástico**

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2.0 \times 10^6}{109,93^2}$$

$$Fe = 1633,42 \text{ kg/cm}^2$$

Pandeo por flexión, de miembros sin elementos esbeltos:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \qquad \lambda_c = \sqrt{\frac{2548,42}{1633,42}} = 1,25$$

Según la normativa circosoc 303, se determina la tensión determinada (esfuerzo crítico), mediante las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para } \lambda_c \leq 1,5 \quad F_n = (0,658^{\lambda_c}) F_y \quad (\text{C.4-2})$$

$$\text{Para } \lambda_c > 1,5 \quad F_n = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (\text{C.4-3})$$

$$\lambda_c \geq 1,5$$

$$1,25 \geq 1,5 \quad \text{CUMPLE}$$

Esfuerzo crítico para el elemento

$$F_{cr} = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y$$

$$F_{cr} = \left[\frac{0,877}{1,25^2} \right] \times 2548,42 = 1430,38 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la resistencia a compresión nominal:

$$P_n = F_{cr} \times A = 1430,38 \times 3,537 \text{ cm}^2 = 5059,24 \text{ kg}$$

Verifico:

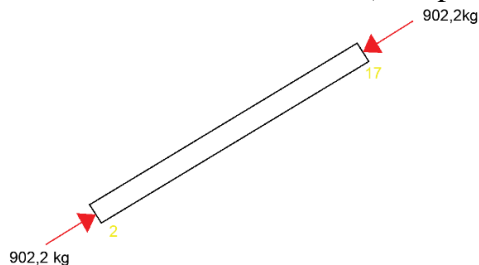
$$\phi_c \times P_n \geq P_{uc}$$

$$0,90 \times 5059,24 \text{ kg} \geq 1434,5 \text{ kg}$$

$$4553,32 \text{ kg} \geq 1434,5 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

DISEÑO A COMPRESIÓN CUERDA DIAGONAL:

Para la barra 2 – 17 -902,2 (compresión)



- Fuerza axial a compresión: $P_{uc} = 902,2 \text{ kg}$

- Longitud de barra $L_b = 1,83 \text{ m}$

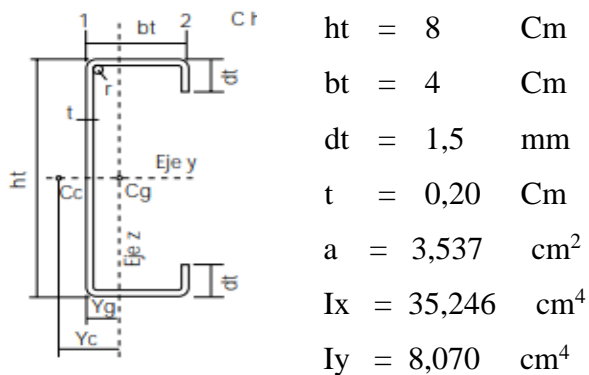
Propiedades del material:

- Tensión de fluencia $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2548,42 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

Para miembros sometidos a compresión

- $\phi_c = 0,90$
- $K = 1$ (longitud efectiva)
- Longitud equivalente $L_e = 1 \times 183 \text{ cm} = 183 \text{ cm}$

PERFIL (C) CONFORMADO EN FRIO:



Diseño según la norma (CIRSOC – 303).

Determinación de la esbeltez máxima

- **Radio de giro**

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \sqrt{\frac{35,246}{3,537}} = 3,16 \text{ cm} \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = \sqrt{\frac{8,070}{3,537}} = 1,51 \text{ cm}$$

- **Esbeltez**

$$\lambda_{max} = \frac{K \times L}{r_{min}} = \frac{1 \times 183 \text{ cm}}{1,51 \text{ cm}} = 121,19$$

Esbeltez máx. 200

- **Esfuerzo de pandeo elástico**

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2.0 \times 10^6}{121,19^2}$$

$$F_e = 1343,99 \text{ kg/cm}^2$$

Pandeo por flexión, de miembros sin elementos esbeltos:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{2548,42}{1343,99}} = 1,38$$

Según la normativa circosoc 303, se determina la tensión determinada (esfuerzo crítico), mediante las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para } \lambda_c \leq 1,5 \quad F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (\text{C.4-2})$$

$$\text{Para } \lambda_c > 1,5 \quad F_n = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (\text{C.4-3})$$

$$\lambda_c \geq 1,5$$

$$1,38 \geq 1,5 \quad \text{CUMPLE}$$

Esfuerzo crítico para el elemento

$$F_{cr} = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y$$

$$F_{cr} = \left[\frac{0,877}{1,38^2} \right] \times 2548,42 = 1173,58 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la resistencia a compresión nominal:

$$P_n = F_{cr} \times A = 1173,58 \times 3,537 \text{ cm}^2 = 4150,95 \text{ kg}$$

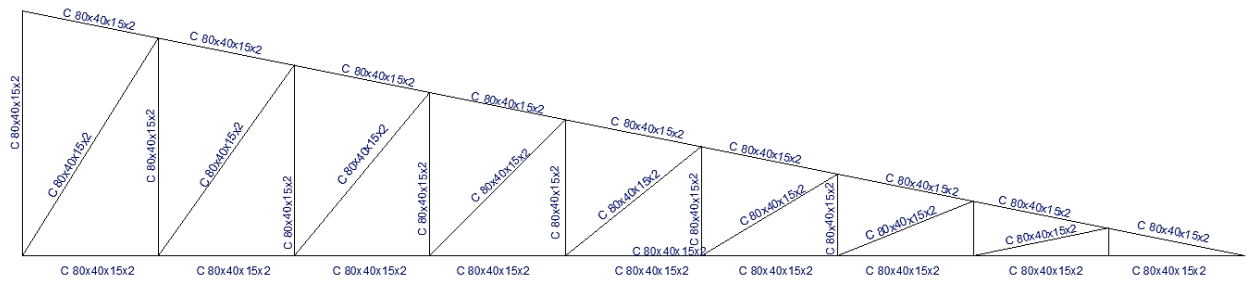
Verifico:

$$\phi_c \times P_n \geq P_{uc}$$

$$0,90 \times 4150,95 \text{ kg} \geq 902,2 \text{ kg}$$

$$3735,85 \text{ kg} \geq 902,2 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

Figura:4.13 Secciones de la cercha metálica



Fuente: Elaboración propia

4.8 ANÁLISIS, CERCHA METÁLICA – CERCHA MADERA

4.8.1 Análisis técnico comparativo:

La comparación de las cerchas se realizará de la cercha más desfavorable, siendo esta la de mayor longitud (9,36m) de los diseños.

Comparación de algunas propiedades de madera y acero en común:

Tabla 4.5 Características en acero y Madera

CERCHA DE MADERA		
Madera a Usar: Yesquero colorado	Procedencia: Beni	Grupo: B
Peso específico = 570 kg/m³		
Conductividad térmica = 0,12 Kcal/hora-m-°C		
Velocidad de propagación de ondas = 4760 m/seg		
Módulo de elasticidad = 7500 kg/cm²		

CERCHA METÁLICA
Peso específico = 7730 kg/m³
Conductividad térmica = 50,00 Kcal-h-m-°C
Velocidad de propagación de ondas = 5000 m/seg
Módulo de elasticidad = 2000000 kg/cm²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.6 Características de diseño

CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO					
Material	Separación de cercha	Separación entre correas	Secciones de correa	Combinación de cargas (carga de diseño para correas kg/m)	Peso de correas (kg/m)
Madera	1 m	1,10 m	2x3" (4x6,5 cm)	177,98	2,34
Acero laminado	1 m	1,10 m	U 40x20x5x5,5 mm	192,64	2,90
Acero conformado	1 m	1,10 m	C 80x40x15x1,6 mm	192,60	2,25

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.7 Combinación de cargas

COMBINACIÓN DE CARGA USADA	
Acero (LRFD)	Madera
$U = 1.2 D + 1.6 S + 0.5 L.$	$Q = D + \sum Li$

Fuente: Elaboración propia

SECCIONES Y ESFUERZOS DE LA CERCHA DE MADERA Y ACERO

Resumen de esfuerzos usado para el diseño de la cercha:

Tabla 4.8 Carga a considerar en las cerchas

CARGAS PARA EL DISEÑO DE LA CERCHA			
CARGAS	MADERA	ACERO LAMINADO	ACERO CONFORMADO
Carga en nudos	115 kg	192,6 kg	192,6 kg
cielo raso (tablero de madera)	15kg/m ²		
cielo falso (con emparrillado de acero)		30 kg/m ²	30 kg/m ²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.9 Esfuerzos de diseño

ESFUERZOS DE DISEÑO				
Componentes de la cercha	Madera (kg)	Acero laminado en caliente (kg)	Acero conformado en frio (kg)	Tipo de esfuerzo
Cuerda superior	1408,3	2415,4	2415,4	compresión
Cuerda inferior	944,7	1620,3	1620,3	compresión
Montante	837,8	1434,5	1434,5	compresión
Diagonal	525,2	902,2	902,2	compresión

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.10 Esfuerzos y secciones en el acero

SECCIONES A USAR					
MADERA G-B	SECCION (pulg)	ACERO LAMINADO	SECCION (mm)	ACERO CONFORMADO	SECCION (mm)
Cuerda superior	2x4	Cuerda superior	U 65x42x5.5x7.5	Cuerda superior	C 80x40x15x2
Cuerda inferior	2x4	Cuerda inferior	U 65x42x5.5x7.5	Cuerda inferior	C 80x40x15x2
Montante	2x6	Montante	U 65x42x5.5x7.5	Montante	C 80x40x15x2
Diagonal	2x4	Diagonal	U 65x42x5.5x7.5	Diagonal	C 80x40x15x2

Fuente: Elaboración propia

4.8.2 Análisis de costo

Cálculo de rendimiento de materiales en la cubierta de madera.

Cuantificación en m/m^2 de cubierta: Se determino la cantidad de madera en metro lineal a partir de las secciones obtenidas en el cálculo de la cubierta. (ver tabla 4.11).

Tabla 4.11 Cuantificación de la madera para la cubierta en metros

MATERIAL	UNID.	LARGO
DESCRIPCIÓN		m
MADERA		
cercha 1	m	
(2x3) GRUPO B		232,59
cercha 2	m	
(2x3) GRUPO B		179,29
cercha 3		
(2x3) G-B	m	196,84
cercha 4		
cuerda superior, inferior y diagonales (2x4) G-B	m	198,49
montante (2x6) G-B		48,15
cercha 5		
(2x3) G-B		219,38
Cercha canal (2x4) G-B	m	210,44
Cercha canal (2x3) G-B	m	28,14
CORREAS		
(2x3) G-B	m	267,92

Fuente elaboración propia

Rendimiento de madera en Cerchas:

Tabla 4.12 Rendimiento de la madera para las cerchas

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	SUPERFICIE	RENDIMIENTO (m/m^2)
MADERA (2x3) G-B	m	856,24	201,62	4,25
MADERA (2x4) G-B	m	408,93	53,26	7,68
MADERA (2x6) G-B	m	48,15	53,26	0,90

Fuente: Elaboración propia

Rendimiento de la madera para las correas:

Tabla 4.13 Rendimiento de la madera para correas

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	SUPERFICIE	RENDIMIENTO (m/m^2)
MADERA GRUPO B	m	267,92	254,88	1,05

Fuente elaboración propia

Rendimiento de accesorios:

Tabla 4.14 Rendimiento de accesorios

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	SUPERFICIE	RENDIMIENTO
PERNOS	Kg	57,00	254,88	0,22
PLANCHA METÁLICA e= 2mm	m^2	47,35	254,88	0,19
ANTITERMITA (PROTECTOR DE MADERA)	Gal			0,09

Fuente elaboración propia

Rendimiento mano de obra:

Tabla 4.15 Rendimiento mano de obra

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	SUPERFICIE	RENDIMIENTO (hr/m^2)
ALBAÑIL	hr			2,30
AYUDANTE	hr			2,80

Fuente elaboración propia

Análisis de presupuesto unitario

Tabla 4.16 Presupuesto unitario de cubierta de madera

1		Item : ESTRUCTURA DE MADERA	Unidad: m ²			
		TRABAJO DE APLICACIÓN	Fecha: mayo 2023			
N°	P.	Insumo/Parámetro	Unid.	Rend.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIAL				
1		Madera G-B (2x3)	m	4,25	14	59,5
2		Madera G-B (2x4)	m	7,68	18	138,24
3		Madera G-B (2x6)	m	0,9	28	25,2
4		CORREAS G-B (2x3)	m	1,05	14	14,7
5		PERNO DE ANCLAJE	kg	0,22	7	1,54
6		ANTITERMINTA (PROTECTOR MADERA)	Gal	0,09	125	11,25
		PLACAS METÁLICAS e = 2mm	m²	0,19	150	28,50
		CALAMINA N° 28	m²	1,18	47	55,46
		CLAVOS	kg	0,2	16	3,20
	D	TOTAL, DE MATERIALES			A =	337,59
	B	MANO DE OBRA				
1		Albañil	hr	2,3	20,5	47,15
2		Ayudante	hr	2,8	15	42
	E	TOTAL				89,15
	F	Beneficios sociales		60% de	B =	53,49
	G	TOTAL, DE MANO DE OBRA			(B+E+F)	142,64
	C	EQUIPO				
	H	Herramientas menores		5% de	B =	4,46
	I	TOTAL, DE HERRAMIENTAS Y EQUIPOS			(C+H) =	4,46
	J	SUB TOTAL			(D+G+I)	484,69
	L	Gatos generales		10% de	J =	48,47
	M	Utilidad		10% de	J =	48,47
	N	PARCIAL			(J+L+M) =	581,62
	O	IVA		14,94% de	N =	86,89
	P	IT		3,09% de	N =	17,97
	Q	TOTAL, ÍTEM			(N+O+P) =	686,49
		PRECIO ADOPTADO:				687

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del rendimiento de materiales en la cubierta metálica

Acero laminado en caliente:

Cantidades de acero a usar

Tabla 4.17 Computo de acero a usar L.C.

CANTIDAD DE MATERIAL A EMPLEAR	
CORREAS	267,92 m
CERCHAS	1313,32 m

Fuente: Programa Cypecad 3d

Rendimiento de acero en cerchas

Tabla 4.18 Rendimiento de cerchas metalicas

DESCRIPCIÓN (PERFIL)	UNIDAD	LONG. TOTAL	SUPERFICIE	RENDIMIENTO (m/m^2)
U 65x42x5.5x7.5	m	1313,32	254,88	5,15

Fuente: Programa Cypecad 3d

Rendimiento de correas

Tablas 4.19 Rendimiento de correas metalicas

DESCRIPCIÓN (PERFIL)	UNIDAD	LONG. TOTAL	SUPERFICIE	RENDIMIENTO (m/m^2)
U 40x20x5x5	m	267,92	254,88	1,05

Fuente: Elaboración propia

Análisis de presupuesto unitario

Tabla 4.20 Presupuesto unitario de cubierta metálica para perfiles laminados

1		Ítem: CUBIERTA METÁLICA	Unidad: m ²			
		TRABAJO DE APLICACIÓN	Fecha: mayo 2023			
N°	P.	Insumo/Parámetro	Unid.	RENDI.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIAL				
1		ELECTRODO 7018	kg	0,2	30	6,00
		PERFIL U 65x42x5.5x7.5 laminado en caliente	m	5,15	97,09	500,013
		PERFIL U 40x20x5x5 laminado en caliente	m	1,05	41,91	44,00
		PINTURA ANTICORRESIVA (FOSFATO DE ZINC)	litro	0,06	51	3,06
		CALAMINA	m ²	1,18	47	55,46
		GANCHOS	kg	0,25	25,3	6,325
	D	TOTAL, DE MATERIALES			A =	614,86
	B	MANO DE OBRA				
1		SOLDADOR	hr	1,20	21	25,20
2		AYUDANTE	hr	1,70	15	25,50
	E	TOTAL				50,70
	F	Beneficios sociales		60% de	B =	30,42
	G	TOTAL, DE MANO DE OBRA			(B+E+F)	81,12
	C	EQUIPO				
	H	Herramientas menores		5% de	B =	2,53
	I	TOTAL, DE HERRAMIENTAS Y EQUIPOS			(C+H) =	2,53
	J	SUB TOTAL			(D+G+I)	698,52
	L	Gatos generales		10% de	J =	69,85
	M	Utilidad		10% de	J =	69,85
	N	PARCIAL			(J+L+M) =	838,22
	O	IVA		14,94% de	N =	125,23
	P	IT		3,09% de	N =	25,90
	Q	TOTAL, ÍTEM			(N+O+P) =	989,35
		PRECIO ADOPTADO:				990

Fuente: Elaboración propia

Acero conformado en frio:

Cantidades de acero a usar

Tabla 4.21 Computo de acero a usar C.F.

CANTIDAD DE MATERIAL A EMPLEAR	
CORREAS	267,92 m
CERCHAS	1313,32 m

Fuente: Programa Cypecad 3d

Rendimiento de acero en cerchas

Tabla 4.22 Rendimiento de cerchas metalicas

DESCRIPCIÓN (PERFIL)	UNIDAD	LONG. TOTAL	SUPERFICIE	RENDIMIENTO (m/m^2)
C 80x40x15x2	m	1313,32	254,88	5,15

Fuente: Programa Cypecad 3d

Rendimiento de correas

Tablas 4.23 Rendimiento de correas metalicas

DESCRIPCIÓN (PERFIL)	UNIDAD	LONG. TOTAL	SUPERFICIE	RENDIMIENTO (m/m^2)
C 80x40x15x1.6	m	267,92	254,88	1,05

Fuente: Elaboración propia

Análisis de presupuesto unitario

Tabla 4.24 Presupuesto unitario de cubierta metalia para perfiles conformados

1		Ítem: CUBIERTA METALICA	Unidad: m ²			
		TRABAJO DE APLICACIÓN	Fecha: mayo 2023			
N°	P.	Insumo/Parámetro	Unid.	RENDI.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIAL				
1		ELECTRODO 7018	kg	0,2	30	6,00
		PERFIL C 80x40x15x2 conformados en frio	m	5,15	23	118,45
		PERFIL C 80x40x15x1.6 conformados en frio	m	1,05	20,50	21,53
		PINTURA ANTICORRESIVA (FOSFATO DE ZINC)	litro	0,06	51	3,06
		CALAMINA	m ²	1,18	47	55,46
		GANCHOS	kg	0,25	25,3	6,325
	D	TOTAL, DE MATERIALES			A =	210,82
	B	MANO DE OBRA				
1		SOLDADOR	hr	1,20	21	25,20
2		AYUDANTE	hr	1,70	15	25,50
	E	TOTAL				50,70
	F	Beneficios sociales		60% de	B =	30,42
	G	TOTAL, DE MANO DE OBRA			(B+E+F)	81,12
	C	EQUIPO				
	H	Herramientas menores		5% de	B =	2,53
	I	TOTAL, DE HERRAMIENTAS Y EQUIPOS			(C+H) =	2,53
	J	SUB TOTAL			(D+G+I)	294,48
	L	Gatos generales		10% de	J =	29,45
	M	Utilidad		10% de	J =	29,45
	N	PARCIAL			(J+L+M) =	353,37
	O	IVA		14,94% de	N =	52,79
	P	IT		3,09% de	N =	10,92
	Q	TOTAL, ÍTEM			(N+O+P) =	417,08
		PRECIO ADOPTADO:				418

Fuente: Elaboración propia

ANÁLISIS COMPARATIVO DE CUBIERTA EN METRO CUADRADO

Tabla 4.25 Precio unitario de la cubierta metálica y de madera



Fuente: Elaboración propia

PRESUPUESTO GENERAL DE LA CUBIERTA

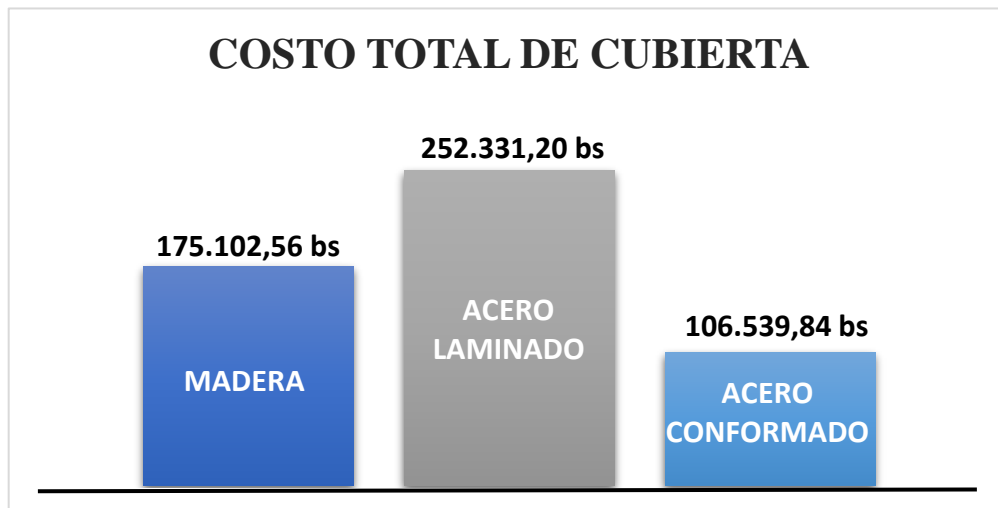
Tabla 4.26 Precio general de la cubierta

PRESUPUESTO GENERAL DE LA CUBIERTA			
MATERIAL	P.U. (m ²)	CANT. TOTAL	P. TOTAL (bs)
MADERA	687	254,88	175.102,56
ACERO LAMINADO	990	254,88	252.331,20
ACERO CONFORMADO	418	254,88	106.539,84

Fuente: Elaboración propia

COMPARACIÓN DE PRECIO GENERAL DE LA CUBIERTA

Tabla 4.27 Comparación del precio de la cubierta metálica y de madera



Fuente: Elaboración propia

4.9 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA CERCHA DE MADERA

4.9.1 Ventajas

- La madera es un material natural, renovable y reciclable. En estos sentidos es la materia prima de referencia.
- Tiene un excelente comportamiento como material aislante, tanto del ruido como de la temperatura.
- Es un material abundante y por tanto de un coste relativamente bajo.
- Se reducen los tiempos de construcción y se evitan en gran medida el tiempo de secado o reposo. No solo precisan de menos mano de obra, también menos tiempo. Lo que como es lógico afecta al precio final.
- El consumo energético necesario para construir con madera es muy inferior.
- La madera es un material ligero con una alta capacidad de carga. Por tanto, las estructuras son más livianas y se requieren cimentaciones menores.
- Apta para toda clase de ambientes, incluido zonas cercanas al mar.

4.9.2 Desventajas

- La madera es susceptible al ataque de hongos e insectos.
- Vulnerabilidad frente al fuego.
- Las edificaciones resultantes son a día de hoy más limitadas en dimensiones.
- Si la madera no proviene de explotaciones responsables desaparece en gran parte el concepto de “material sostenible”

4.10 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA CERCHA DE ACERO

4.10.1 Ventajas

La supuesta perfección de este metal, tal vez el más versátil de todos los materiales estructurales, parece más razonable cuando se considera su gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación y otras propiedades convenientes. Éstas y otras ventajas del acero estructural se analizarán con más detalle en los párrafos siguientes.

- **Alta resistencia:** La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras; esto es de gran importancia en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con condiciones deficientes en la cimentación.

- **Uniformidad:** Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.
- **Elasticidad:** El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, debido a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero se pueden calcular exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzado son relativamente imprecisos.
- **Durabilidad:** Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente.
- **Ductilidad:** La ductilidad es la propiedad que tiene un material para soportar grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos. Cuando se prueba a tensión un acero dulce o con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no tenga esta propiedad por lo general es inaceptable y probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino.
- **Tenacidad:** Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aun capaz de resistir grandes fuerzas. Ésta es una característica muy importante porque implica que los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su fabricación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos sin daño aparente. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.
- **Ampliaciones de estructuras existentes:** Las estructuras de acero se adaptan muy bien a posibles ampliaciones. Se pueden añadir nuevas crujías e incluso alas enteras a estructuras de acero ya existentes, y con frecuencia se pueden ampliar los puentes de acero.
- **Propiedades diversas:** Algunas otras ventajas importantes del acero estructural son:
 - a) gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conexión simple, como son la soldadura y los pernos.
 - b) posibilidad de prefabricar los miembros.
 - c) rapidez de montaje.

- d) capacidad para laminarse en una gran cantidad de tamaños y formas.
- e) es posible utilizarlo nuevamente después de desmontar una estructura.
- f) posibilidad de venderlo como chatarra, aunque no pueda utilizarse en su forma existente.

4.10.2 Desventajas

En general, el acero tiene las siguientes desventajas:

- **Corrosión:** La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. Sin embargo, el uso de aceros intemperizados para ciertas aplicaciones, tiende a eliminar este costo.
El lector debe observar que se dispone de aceros en los cuales se usa el cobre como un componente anticorrosivo. Generalmente, el cobre se absorbe durante el proceso de fabricación del acero.
- **Costo de la protección contra el fuego:** El acero es un excelente conductor del calor, de manera que los miembros de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección o compartimiento incendiado de un edificio a secciones adyacentes del mismo edificio e incendiar el material presente. En consecuencia, la estructura de acero de un edificio debe protegerse mediante materiales con ciertas características aislantes, y el edificio deberá acondicionarse con un sistema de rociadores para que cumpla con los requisitos de seguridad del código de construcciones de la localidad en que se halle.
- **Susceptibilidad al pandeo:** Cuanto más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, tanto mayor es el peligro de pandeo. En la mayoría de las estructuras, el uso de columnas de acero es muy económico debido a sus relaciones elevadas de resistencia a peso.
- **Fatiga:** Su resistencia se puede reducir si se somete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios en la magnitud del esfuerzo de tensión. (Se tienen problemas de fatiga sólo cuando se presentan tensiones.)
- **Fractura frágil:** Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la fractura frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos. Las cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas agravan la situación. Las condiciones de esfuerzo triaxial también pueden conducir a la fractura frágil.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Conclusiones del aporte

- Se puede concluir que el aporte académico sea de beneficio para la carrera, en cuanto al conocimiento de una cercha de estructura de madera como de una cercha metálica.
- La madera tiene un excelente comportamiento como material aislante tanto en ruido como de la temperatura. Se reducen los tiempos de construcción y se evitan en gran medida el tiempo de secado o reposo, lo que como es lógico afecta al precio final del trabajo realizado. Además, podemos decir que la madera es susceptible al ataque de hongos e insectos. Si está tratada correctamente y el mantenimiento periódico es el adecuado es un riesgo que prácticamente desaparece, aunque ahí está.
- En cuanto a la cercha metálica en el ámbito de la construcción se utiliza más este tipo de cercha para las cubiertas con perfiles conformados en frío, se puede decir que tiene gran facilidad de unir diversos miembros por medio de varios tipos de conexión.
- La cercha metálica de perfiles conformados, tiene un costo menor a una cercha de madera y a una con perfiles laminados, como se puede apreciar en el precio de cubierta.

Conclusiones del proyecto

- Se logró cumplir con el objetivo principal el de diseñar la estructura del mercado central, cumpliendo con todas las recomendaciones que da la norma CBH – 87.
- Con la construcción de esta obra se contribuirá a la Asociación de Mujeres Elaboradoras de Masas de Padcaya (AMEMPA) y a los pobladores y turistas que visiten Padcaya.
- Se realizó el diseño estructural del Mercado Central de Padcaya, con el programa seleccionado Cypecad 2019, dando valores en los resultados que varían un 4 % aproximadamente con respecto a los cálculos y verificaciones manuales.
- Para las fundaciones se eligió el uso de vigas centradoras para que ayuden a las zapatas aisladas a consumir el esfuerzo y así no obtener dimensiones grandes en las zapatas.

- Se realizó la comprobación de los resultados de diseño en los elementos más críticos de la estructura (véase Cap. III), por lo que se aceptan los resultados obtenidos con el software utilizado.
- Debido a las cargas actuantes en la estructura y la simetría de la misma se propuso columnas de 25x25cm, como dimensión mínima según norma (CBH-87)
- Debido a que las fuerzas por acción de viento son mínimas (SUCCION), se las despreció para el cálculo de la estructura de la cubierta de madera.
- Las secciones de madera son del G-B, debido a la carga de diseño, a pesar de tener cerchas con madera semi dura se logró obtener un buen diseño de cubierta.
- Se elaboró las especificaciones técnicas, cronograma de ejecución y se obtuvieron con ayuda del software los planos estructurales de la obra gruesa del proyecto.
- Se determinó el presupuesto total de la obra gruesa del proyecto dando un monto de 1.006.681,92 bs. Teniendo una construcción de 307,09 m², y un monto total de 175.102,56 bs para la cubierta de madera.
- Se materializó el aporte académico comparando dos tipos de materiales para cubiertas, siendo estas la cercha de madera y la cercha metálica, dando como resultados una variable diferencia en cuanto a los aspectos técnicos y económicos, donde para el presente proyecto se concluyó como conveniente el uso de la cubierta metálica con perfiles conformados en frío, por tener un precio más bajo en costo.

5.2 RECOMENDACIONES

- Al realizar una cercha de madera tomar muy en cuenta que la madera debe de estar seca para su trabajabilidad ya que al diseñar con una madera húmeda puede causar deterioros en su posterior uso.
- Al realizar los cálculos de la cercha de madera como del metal se deben tomar muy en cuenta todos los factores que actúan en dicha cercha como ser el viento, nieve, peso propio y su función.
- Recomendar que al momento de realizar la soldadura en la cercha de metal esta debe de estar libre de impurezas.
- En la utilización del programa computarizado Cypecad se debe tomar mucha importancia a la introducción de los datos iniciales, los cuales deben estar basados a las normativas elegidas para el diseño.

- Es importante realizar una revisión minuciosa de los resultados del programa, donde es recomendable uniformizar las secciones de los elementos como vigas, columnas y zapatas de H°A° con el propósito de optimizar el acero de refuerzo y de facilitar la construcción de la obra.
- Realizar más pozos de inspección en el lugar de emplazamiento de la obra, para obtener con mayor certeza las características físicas y mecánicas del suelo.
- La disposición de armaduras del diseño estructural inicial proporcionado por el software utilizado, debe ser revisada y corregida en caso que el programa disponga armadura en demasía en los distintos elementos estructurales, de igual manera se debe verificar que los espaciamientos de armado sean valores que son utilizados en la construcción. Así mismo se debe uniformizar secciones de vigas pertenecientes al mismo pórtico, para mejorar y optimizar el proceso de encofrado de ellas.

De igual manera, se recomienda uniformizar las secciones de zapatas de dimensiones parecidas.

- Es de fundamental importancia tomar en cuenta las características climáticas del medio en que se desarrollará la obra, el tipo de exposición de los elementos, etc. a fin de adoptar un recubrimiento adecuado en los elementos de hormigón armado, ya que el recubrimiento en las piezas cumple la función de protección de las armaduras contra la corrosión.
- Se recomienda que para el diseño de vigas el dominio de deformación de la pieza debe estar por lo general dentro de los dominios 2 y 3, debido a que se garantiza que la pieza trabaje a flexión en conjunto tanto el acero como el hormigón.
- En el análisis de precios unitarios se debe tener en cuenta que el precio unitario de cada material en el mercado sea el más actualizado para poder tener un costo total más exacto en la inversión para la construcción de la obra.