

1. ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

1.1 Nombre del proyecto.

Diseño estructural del Salón Auditorio “Centro Cultural Uriondo” (Valle de la Concepción).

1.2 Localización.

El Centro Cultural Uriondo que se estudia en el presente perfil se encuentra ubicado en el Valle de la Concepción, Provincia Avilés del Departamento de Tarija, que limita con el colegio Delfín Pino Ichazú y CENAVID.



FUENTE: Elaboración propia

1.3 Clasificación sectorial.

Sector: Cultural

Tipo de Proyecto: Salón Auditorio

1.4 Fase a la que postula.

Pre-Inversión

1.5 Entidad promotora y ejecutora.

Gobierno Municipal de Uriondo

1.6 El Problema

1.6.1 Antecedentes

Una de las actividades culturales principales que tiene el municipio URIONDO (valle de la concepción) es la feria de la uva, arte y el vino, etc. Por lo que es uno de los desarrollos culturales más sobresalientes que tiene la provincia.

En la actualidad no se cuenta espacios donde se desarrollen acontecimientos culturales de tal magnitud, por lo que es uno de los grandes problemas que se tiene.

Todas las exposiciones que se realizan del arte y el vino y otras actividades principales, estas no tienen lugares o ambientes adecuados para su desarrollo, por lo que se las tiene que realizar en lugares no aptos como ser campos deportivos, plazas, etc.

1.6.2 Planteamiento

Deficiente intercambio y desarrollo cultural en la provincia Uriondo, es uno de los problemas que atraviesa esta provincia, la cual está en pleno desarrollo para diferentes acontecimientos feriales, exposiciones de arte y el vino.

Es así que se pueden identificar claramente la variable más importante que interviene en el problema, es:

- Deficiente intercambio y desarrollo sociocultural.

Esto se debe a inadecuados espacios físicos que puede llevar a un deficiente intercambio y desarrollo sociocultural, inexistencia de entidades de difusión cultural, carencia de presupuesto y políticas culturales, poca vinculación entre el sector productivo y el consumidor. A consecuencia de esto podría llevar a una pérdida de patrimonio natural y cultural de la provincia, poco desarrollo expresivo cultural y social de la zona.

Teniendo como ideas principales para solucionar dicho problema tenemos:

- Construcción Centro Cultural Uriondo (SALON AUDITORIO)
 - Estructuras de cubiertas
 - Cercha Metálica.
 - Cercha de Madera.
 - Estructura del edificio.
 - Aporticada.
 - Muro portante.
 - Techo o cerramiento horizontal.
 - Losas aligeradas
 - Losas reticulares.
 - Losa maciza.
 - Estructura de sustentación del edificio.
 - Zapatas aisladas.
 - Losas de fundación.
- Equipamiento para actividades culturales.
- Capacitación en gestión de proyectos culturales.

1.6.3 Formulación

Los centros culturales contribuyen con su dinámica y trabajo a estimular el diseño de políticas culturales que rinden un beneficio directo a cada población y muy especialmente a su entorno. Este Centro cultural tomará un norte de revalorización y rescate del objeto sociocultural de la sociedad, indiscutiblemente son esos espacios catalizadores de la vida cultura, que a lo largo de muchos años como instituciones de naturaleza multidisciplinaria se convierten en referentes de niño, jóvenes y adultos, quiénes hallan en estos sitios de encuentro la posibilidad del conocimiento y descubrimiento en diferentes áreas.

Otras alternativas son los equipamientos para un mejor desarrollo de las actividades, capacitaciones en gestión de proyectos culturales para así generar más interés en intercambio sociocultural.

1.6.4 Sistematización

Como por alternativa se tiene la construcción del Centro Cultural Uriondo (SALÓN AUDITORIO) por ser una alternativa más eficaz para lo cual es necesario hacer un análisis de las alternativas que este posee para su construcción, pudiendo utilizar una gran variedad de materiales de construcción y alternativas de diseño estructural para la infraestructura, como el tipo de cubierta, cercha, muro, vigas, losa, piso, contra piso y zapatas, etc.

Según el perfil y la propuesta realizados en el anterior semestre durante la materia de proyecto de ingeniería civil I, por lo que se definió en el capítulo 1.5 de la propuesta.

1.7 Objetivos

1.7.1 Objetivo General

Realizar el diseño estructural del Salón Auditorio “Centro Cultural Uriondo” (Valle de la Concepción), según la alternativa del planteo estructural elegido.

1.7.2 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos se tienen los siguientes:

- Establecer las normativas de construcción con las que se realizará el diseño estructural.
- Realizar el cálculo estructural de cada elemento.
- Estimar el costo económico aproximado para el emplazamiento físico del proyecto.
- Analizar el método constructivo de la cubierta.
- Elaborar el aporte académico que se presentará en la propuesta de diseño estructural del Salón Auditorio “Centro Cultural Uriondo” en CIV-502.

1.8 Justificación

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

1.8.1 Académica

El desarrollo de la propuesta de proyecto permite al estudiante profundizar los conocimientos adquiridos durante su carrera, pudiendo desarrollar destrezas y habilidades en el diseño estructural de edificaciones tanto de hormigón y de acero, así como también en el desarrollo de propuestas en beneficio de la sociedad.

1.8.2 Técnica

En base a la información preliminar del sitio y de los antecedentes del proyecto, se puede afirmar que el lugar de emplazamiento no presenta dificultades que podrían inviabilizar el proyecto, mas al contrario presenta las condiciones suficientes para su construcción.

1.8.3 Social

Con la realización del presente proyecto se pretende resolver el problema de un deficiente intercambio sociocultural por la falta de un Centro Cultural, logrando así una solución justificable por lo siguiente:

- Pérdida de patrimonio natural y cultural en la provincia Uriondo.
- Pérdida de participación y producción cultural.

El Centro Cultural Uriondo será un aporte muy relevante en cuanto al desarrollo sociocultural en toda la población, tanto para niños, jóvenes y adultos.

1.9 Alcance del Proyecto

En base a la información preliminar acaparada en el perfil de proyecto se desarrolla; un análisis de alternativas técnicas de Planteo Estructural en base a restricciones y cualidades específicas de cada alternativa, la selección de la alternativa más viable y el aporte académico del estudiante.

Descripción de las alternativas

Alternativa N°1

Análisis de alternativas				
	Alternativa	Ventajas	Desventajas	Costo
Armadura para Cubierta	Cercha metálica	Tienen menor costo. Facilidad de la puesta en obra. Son estructuras más livianas.	Los elementos metálicos son propensos a la oxidación.	El costo de una cercha metálica es aproximadamente de 216.55 Bs/m
Entrepisos	Losa alivianada de H°A°	Tiene un menor costo. Durabilidad contra deformaciones. El método constructivo permite optimizar materiales.	Necesita mantenimiento cada año. Requiere más mano de obra para su ejecución.	El costo de la losa alivianada de H°A° incluyendo el Plastoformo es de 177.60 Bs/m ²

Análisis de alternativas				
	Alternativa	Ventajas	Desventajas	Costo
Estructura de Sustentación	Columnas de H°A°	Son elementos estructurales rígidos. Posee alto grado de durabilidad. Posee alta resistencia al fuego.	Requiere mano de obra especializada y más herramientas. Tiene poca resistencia a la tracción.	El costo de la columna de H°A° es aproximadamente de 3114.67 Bs/m ³
	Vigas de H°A°	Son elementos estructurales rígidos. Posee alta resistencia al fuego.	Requiere mano de obra especializada y más herramientas.	El costo de la viga de H°A° es aproximadamente de 2989.55 Bs/m ³
Fundaciones	Zapatas	Se utilizan en terrenos con una capacidad portante normales.	No soportan grandes capacidades de carga.	El costo es aproximadamente de 1573.76 Bs/m ³

Alternativa N°2

Análisis de alternativas				
	Alternativa	Ventajas	Desventajas	Costo
Armadura para Cubierta	Cercha metálica	Tienen menor costo. Facilidad de la puesta en obra. Son estructuras más livianas.	Los elementos metálicos son propensos a la oxidación.	El costo de una cercha metálica es aproximadamente de 216.55 Bs/m
Entrepisos	Losa maciza de H°A°	Son más fáciles de construir. Requieren un mantenimiento cada 3 años.	Poseen un peso propio elevado. Transmiten fácilmente las vibraciones el ruido y el calor.	El costo de un tipo de losa maciza es de aproximadamente 2640.90 Bs/m ³

Análisis de alternativas				
	Alternativa	Ventajas	Desventajas	Costo
		Más resistente a la humedad.	Tienen mayor costo.	
Estructura de Sustentación	Muro portante	Es rápida de ejecución. No requiere de mano de obra especializada.	Las posibles modificaciones posteriores son más complicadas. Limita la distribución de espacios.	El costo de un muro de ladrillo gambote es de 173.54 Bs/m ²
Fundaciones	Fundación corrida	Se utilizan en terrenos con un capacidad portante baja. Puede soportar varias columnas o muros al mismo tiempo.	Sus dimensiones en planta son muy grandes comparadas con su espesor.	El costo es de aproximadamente 1573.76 Bs/m ³

1.9.1 Descripción de alternativa escogida

A continuación se realiza una breve descripción de los elementos estructurales de la edificación de la alternativa N° 1:

- La estructura de cubierta será conformada por cerchas compuestas de perfiles metálicos en sus miembros.
- El elemento de cubierta será calamina galvanizada N° 28.
- El piso será conformado por losas alivianadas con complemento de polietileno.
- La estructura aporticada consta de vigas, columnas, sobrecimientos, escalera y zapatas aisladas de hormigón armado.

1.9.2 Resultados a Lograr

En la propuesta de Proyecto de Ingeniería Civil se incorporaran los siguientes resultados que necesariamente se deberán lograr cuando se desarrolle el proyecto en la asignatura de CIV-502.

- Caracterización de las propiedades físico-mecánicas del suelo en el sitio de emplazamiento a nivel del estrato de fundación, cuyo valor más relevante será la capacidad portante del suelo.

(Laboratorio de la U.A.J.M.S.-Ensayo de penetración-granulometría-limites líquido y plástico)

- Análisis y metrado de las cargas permanentes y sobrecargas actuantes en la estructura.
- Observación del sistema estructural, en base a métodos de análisis establecidos en las normas de diseño, con un estudio de estados de carga, instituyendo claramente la respuesta estructural ante las solicitaciones
- Diseño de los elementos estructurales en base a la norma vigente, garantizando la seguridad y el confort en la estructura.
- Planos estructurales a detalle de todos los elementos estructurales.
- Métodos constructivos para la ejecución y especificaciones técnicas de los ítems involucrados.
- Cálculos métricos de los volúmenes de obra, precios unitarios y presupuesto general del proyecto
- Elaboración de un cronograma de ejecución de la obra en base a los volúmenes de obra y rendimiento de la mano de obra en las diferentes actividades.

1.9.3 Restricciones del proyecto

En el proyecto no se realizara las instalaciones eléctricas, agua potable fría-caliente, sanitarias y desagüe pluvial, puesto que solo se profundizará en el análisis y diseño estructural en el proyecto.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Generalidades

En el siguiente capítulo se mencionaran los fundamentos teóricos, para el posterior desarrollo de la ingeniería del proyecto.

2.2 Estudio Geotécnico de Suelos

El ensayo normal de Penetración Estándar SPT es una prueba In Situ que se realiza en el terreno a un nivel especificado, consiste en determinar el número de golpes de un martillo de peso 63.5 Kg. con 762 mm. (30 plg) de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado, un toma muestras partido normal en una distancia de 305 mm. (1 pie) cuyos diámetros normalizados son: 36.8 mm. (1.45 plg) de diámetro interior y 50.8 mm. (2 plg) de diámetro exterior.



Ilustración 1: Equipo Ensayo SPT, Elaboración Propia

El ensayo se puede realizar de dos formas, una a cielo abierto (mediante excavación con equipos característicos) y otra por perforación (mediante barrenado).

Para la determinación de la resistencia característica del suelo se cuenta con el número de golpes y la clasificación del suelo, se puede entrar a los ábacos B.K. Hough, de acuerdo al tipo de suelo, se ubicará de inmediato los valores de la capacidad admisible.

2.3 Materiales

2.3.1 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.

Presenta una amplia variedad de texturas y colores y se utiliza para construir muchos tipos de estructuras como autopistas, calles, puentes, túneles, presas, grandes edificios, pistas de aterrizaje, sistemas de riego y canalización, embarcaderos y muelles, aceras, silos, bodegas, factorías, casas e incluso barcos.

2.3.1.1 Cemento

El cemento es un aglomerante formado a partir de una mezcla de caliza y arcilla calcinadas y posteriormente molidas, que tiene la propiedad de endurecerse al contacto con el agua. Hasta este punto la molienda entre estas rocas es llamada Clinker, esta se convierte en cemento cuando se le agrega yeso, este le da la propiedad a esta mezcla para que pueda fraguar y endurecerse.

2.3.1.2 Áridos

Se denomina comúnmente árido a una roca que, tras un proceso de tratamiento industrial (simple clasificación por tamaños en el caso de los áridos naturales, o trituración, molienda y clasificación en el caso de los áridos de machaqueo), se emplean en la industria de la construcción en múltiples aplicaciones, que van desde la elaboración, junto con un material ligante, de hormigones, morteros y aglomerados asfálticos, hasta la construcción de bases y sub-bases para carreteras, balastos y sub-balastos para las vías de ferrocarril, o escolleras para la defensa y construcción de puertos marítimos. Es un material granular (pequeños trozos de roca) que, en la mayoría de los casos, ha de tener una distribución granulométrica adecuada. Los áridos, tal y como se han definido, son conjuntos de granos rocosos de muy diversos tamaños.

2.3.1.3 Agua

En general, podrán ser aprovechadas tanto para el amasado como para el curado del hormigón en obra, todas las aguas consideradas como aceptables por la práctica y el consumo humano. Toda agua de calidad dudosa, deberá ser sometida a análisis previos en un laboratorio legalmente autorizado.

Resulta más perjudicial para el hormigón utilizar aguas no adecuadas en su curado que en su amasado.

2.3.2 Hormigones

Las características de calidad exigidas al hormigón se detallarán en el Pliego de Especificaciones Técnicas, siendo necesario, en todos los casos, indicar los datos relativos a su resistencia a compresión, a su consistencia y al tamaño máximo del árido. Cuando sea preciso, se indicarán también los datos referentes a su resistencia a tracción, al contenido máximo y mínimo de cemento, a su absorción, masa específica, compacidad, desgaste, permeabilidad, aspecto externo

2.3.2.1 Propiedades del Hormigón

2.3.2.1.1 Resistencia

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

Tipos de Hormigones Según su Resistencia										
H12,5	H15	H17,5	H20	H25	H30	H35	H40	H45	H50	H55

Tabla 1: Hormigones según su resistencia en Mpa, CBH-87

Dónde las cifras correspondientes a las resistencias de proyecto, f_{ck} , en MPa.

2.3.2.1.1 Consistencia

La consistencia del hormigón será la necesaria para que, con los métodos de puesta en obra y compactación previstos, el hormigón pueda rodear las armaduras en forma continua y rellenar completamente los encofrados sin que se produzcan coqueras. Como norma general, y salvo justificación especial, no se empleará hormigones de consistencia fluida, recomendándose los de consistencia plástica, compactados por vibrado.

En elementos con función resistente, se prohíbe la utilización de hormigones de consistencia líquida. Se exceptúa de lo anterior el caso de hormigones fluidificados por medio de un súper plastificante. La fabricación y puesta en obra de estos hormigones, deberá realizarse según reglas específicas.

Las distintas consistencias y los valores límites de los asentamientos correspondientes, medidos en el cono de Abrams de acuerdo con el método del ensayo son los siguientes:

Consistencia	Asentamiento en cm	Tolerancia en cm
Seca	0-2	0
Plástica	3-5	+ -1
Blanda	6-9	+ -1
Fluida	10-15	+ -2

Tabla 2: Asentamientos Admisibles, CBH-87

2.3.2.1.2 Coeficiente de dilatación Térmica

El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomará igual al del hormigón, es decir: $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$, por grado centígrado.

2.3.3 Aceros

2.3.3.1 Generalidades

Las armaduras para el hormigón serán de acero y estarán constituidas por:

- Barras lisas.
- Barras corrugadas.
- Mallas electrosoldadas.

Interesando tener en cuenta las características geométricas, mecánicas, ductilidad y adherencia de las armaduras como así su aptitud al soldeo.

2.3.3.2 Características Geométricas

Las barras empleadas en el diseño en hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales, expresados en mm:

Diámetro mm	6	8	10	12	16	20	25	32	40	50
Área cm²	0,283	0,503	0,785	1,131	2,011	3,142	4,909	8,042	12,566	19,635

Tabla 3: Diámetros y Áreas de Barras Corrugadas, CBH-87

2.3.3.3 Características Mecánicas

Las barras empleadas en el diseño en hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de características mecánicas mínimas, expresadas en la siguiente tabla:

Designación	Clase de acero	Límite elástico f_y, en MPa no menor que:	Carga unitaria de rotura f_s, en MPa no menor que:	Alargamiento de rotura, en % sobre base de diámetros, no menor que:	Relación f_s/f_y, en ensayo no menor que:
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

Tabla 4: Tipos de Acero, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.3.4 Adherencia entre Hormigón y Acero

La adherencia entre el hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones, lo que causaría una rotura brusca. La norma Boliviana de hormigón armado dice “La adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y armadura, a lo largo de toda la longitud de esta y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos”.

La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: La de asegurar el anclaje de las barras y la de transmitir las tensiones tangenciales periféricas que aparecen en la armadura principal como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

2.4 Armaduras

2.4.1 Anclaje

Los anclajes extremos de las barras podrán hacerse 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.

2.4.1 Empalmes

Sólo se dispondrán los empalmes indicados en planos y los que autorice el Director de Obra; empalmes que se procurará que queden alejados de las zonas en las que la armadura trabaje a su máxima carga. Los empalmes podrán realizarse por traslapo o por soldadura.

Se admiten también otros tipos de empalme, con tal de que los ensayos con ellos efectuados demuestren que esas uniones poseen, permanentemente, una resistencia a la rotura, no inferior a la de la menor de las dos barras empalmadas; y que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0.1 mm.

2.4.2 Adherencia

Para garantizar la adherencia suficiente entre la armadura y el hormigón circundante, la tensión tangencial de adherencia producida por el esfuerzo cortante de cálculo, en una viga de canto útil d , con armadura compuesta de n barras, cada una de perímetro u , tiene que cumplirse la limitación

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9d.n.u} \leq \tau_{bd}$$

Siendo:

τ_{bd} = Resistencia de cálculo para adherencia

2.4.3 Distancia entre Barras

Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueas o espacios vacíos. La Norma Boliviana de Hormigón Armado aconsejamos valores que se indican a continuación:

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

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

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

c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto dos barras de la armadura principal de $\varnothing \leq 32\text{mm}$ (una sobre otra), e incluso tres barras de $\varnothing \leq 25\text{mm}$. El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica recomendable cuando haya gran densidad de armaduras para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras queden envueltas por él.

2.4.4 Distancia a los Paramentos

Se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza. El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aun que su espesor. Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes con las que recomendamos a continuación:

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

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

Elementos	Recubrimiento
Para losas y paredes en el interior de los edificios	1 5cm
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	2cm
Para piezas en contacto con el suelo	3 cm
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4 cm

Tabla 5: Recubrimientos Minimos, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.4.5 Doblado de las Armaduras

Las armaduras se doblarán ajustándose a los planos e instrucciones del proyecto. En general, esta operación se realizará en frío y velocidad moderada, por medios mecánicos, no admitiéndose ninguna excepción en el caso de aceros endurecidos por deformación en frío o sometidos a tratamientos térmicos especiales.

2.5 Coeficientes de Minoración de las Resistencias de los Materiales

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales en los estados límites últimos que nos indica la norma Boliviana de hormigón armado, son los que se indican en el siguiente cuadro:

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		Intenso	-0.05
hormigón	$\gamma_s = 1.5$	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10

Tabla 6: Coeficientes de Minoracion, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.6 Coeficiente de Mayoración de las Cargas

Los coeficientes de mayoración de las cargas en los estados límites últimos que nos indica la norma Boliviana de hormigón armado, son los que se indican en el siguiente cuadro:

Coeficientes básicos	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f = 1.6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		intenso	-0.10
	Daños previsibles en caso de accidentes	Mínimos	-0.10
		Medios	0
		Muy Importantes	+0.20

Tabla 7: Coeficientes de Mayoracion, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.7 Acciones

2.7.1 Acciones Permanentes

El cálculo de los valores característicos de las acciones permanentes se efectuarán a partir de las dimensiones y masas específicas que correspondan.

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

2.7.2 Acciones Variables

Los valores establecidos en las Normas para las acciones variables de explotación o de uso, y para las acciones climáticas, serán considerados como valores característicos, es decir, como valores en los cuales ya se ha incluido la dispersión.

Con respecto a las acciones del terreno reseguirá un criterio análogo, teniendo en cuenta que, cuando su actuación resulte favorable para la hipótesis de carga que se comprueba, no deberán considerarse los empujes del terreno, a menos que exista la completa seguridad de que tales empujes habrán de actuar efectivamente.

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

Materiales		Peso específico kn/m ³
Rocas	Mármol y calcáreo	28
Bloques artificiales	Bloques de mortero	22
	Losetas cerámicas	18
	Ladrillos con huecos	13
	Ladrillos macizos	18
	Teja colonial	0.50
Revoques y hormigones	Argamasa de cal arena y cemento	19
	Argamasa de arena y cemento	21
	Argamasa de yeso	12.50
	Hormigón simple	23
	Hormigón armado	25
Diversos	Alquitrán	12
	Vidrio plano	26

Tabla 8: Peso Específico de Materiales, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

Uso del elemento		Sobrecarga Kg/m ²
B.	Viviendas	
	Habitaciones de viviendas económicas	150
	Habitaciones en otro caso	200
	Escaleras y accesos públicos	300
	Balcones volados	Según art. 3,5
D.	Oficinas y comercios	
	Locales privados	200
	Oficinas públicas, tiendas	300
	Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Uso del elemento		Sobrecarga Kg/m ²
	Locales de almacén	Según su uso
	Balcones volados	Según art. 3,5
E.	Edificios docentes	
	Aulas, 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	1000

Tabla 9: Cargas Permanentes, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.7.3 Sobrecarga de Viento

2.7.3.1 Presión Dinámica Básica.

La velocidad del viento produce una presión dinámica en los puntos donde la velocidad se anula, de valor:

$$q_z = 0.613 * K_d * K_{zt} * V_o^2 * I$$

Dónde:

q_z = Presión dinámica del viento (KN/m² =100 kg/m²).

V_o = Velocidad básica de diseño (m/s).

K_d = Factor de direccionalidad del viento (**ANEXO A.2.2 Tabla 25**).

K_{zt} = Factor topográfico (**ANEXO A.2.4 Tabla 27**).

I = Factor de importancia.

2.7.3.2 Factor de Importancia.

El factor de importancia **I** para un edificio u otra estructura que se obtiene de la **Tabla 10** y **ANEXO A.2.1 Tabla 24**, se debe determinar en base a las categorías del edificio.

Categoría	I
I	0.87
II	1.00
III	1.15
IV	1.15

Tabla 10: Factor de importancia I

2.7.3.3 Factor de Direccionalidad del viento.

El factor de direccionalidad del viento, K_d , se debe obtener del **ANEXO A.2.2 Tabla 25** y se debe aplicar solamente cuando se use conjuntamente con las combinaciones de carga especificadas en los respectivos Reglamentos de aplicación.

2.7.3.4 Categorías de Exposición.

Para cada dirección de viento considerada **ANEXO A.2.3 Tabla 26**, se debe determinar una categoría de exposición que refleje adecuadamente las características de las irregularidades de la superficie del terreno para el lugar en el cual se va a construir el edificio o la estructura.

Para cualquier dirección dada de viento, la exposición en la cual se ubica un edificio específico u otra estructura se debe fijar dentro de las siguientes categorías:

- **Exposición A.** Centro de grandes ciudades con al menos 50% de los edificios de altura mayor que 20 m. El uso de esta categoría de exposición está limitado a aquellas áreas para

las cuales el terreno representativo de la Exposición A prevalece en la dirección de barlovento en una distancia de al menos 800 m ó 10 veces la altura del edificio u otra estructura, la que sea mayor. Se tendrán en cuenta los posibles efectos de acanalamiento o presiones dinámicas incrementadas, debido a que el edificio o estructura se localiza en la estela de edificios adyacentes.

- **Exposición B.** Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas, o terrenos con numerosas obstrucciones próximas entre sí, del tamaño de viviendas unifamiliares o mayores. El uso de esta categoría de exposición está limitado a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo de la Exposición B prevalece en la dirección de barlovento en una distancia de al menos 500 m ó 10 veces la altura del edificio u otra estructura, la que sea mayor.
- **Exposición C.** Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente menores que 10 m. Esta categoría incluye campo abierto plano y terrenos agrícolas.
- **Exposición D.** Áreas costeras planas, sin obstrucciones, expuestas al viento soplando desde aguas abiertas en una distancia de al menos 1600 m. Esta exposición se debe aplicar solamente a aquellos edificios y otras estructuras expuestas al viento soplando desde el agua. La exposición D se extiende tierra adentro desde la costa a una distancia de 500 m ó 10 veces la altura del edificio o estructura, la que sea mayor.

2.7.3.5 Coeficiente de exposición para la presión dinámica.

En base a la categoría de exposición determinada en el capítulo “factor de importancia”, se debe obtener del **ANEXO A2.3 Tabla 27** un coeficiente de exposición para la presión dinámica K_z o K_h , según corresponda.

2.7.3.6 Efectos Topográficos.

El efecto del aumento de la velocidad del viento se debe incluir en el cálculo de las cargas de viento de diseño mediante el factor K_{zt} :

$$K_{zt} = (1 + K_1 * K_2 * K_3)^2$$

Donde:

K_1, K_2, K_3 = se incluyen en el **ANEXO A2.3**.

2.7.3.7 Coeficiente de presión exterior.

Los valores de los coeficientes de presión exterior c_e se obtendrán en el **ANEXO A2.4. Figura 25** Estos valores corresponden a un viento para cubiertas abovedadas y cubiertas planas.

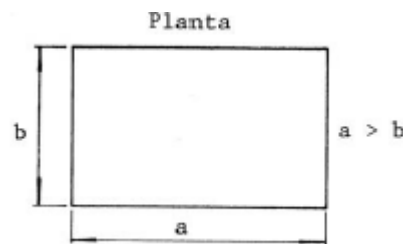
Donde λ está dado en el **ANEXO A2.5, Figura 26** que depende de la relación de dimensiones λ

$$\lambda = \frac{h}{a}$$

Donde:

a = Largo total de la estructura.

h = Altura total de la estructura.



2.7.3.8 Coeficiente de presión interior.

Los valores de los coeficientes de presión interior c_i se obtienen en el **ANEXO A2.6 Tabla 28**, de conformidad con las características de la construcción (permeabilidad de las paredes y su disposición con respecto a la dirección del viento).

2.7.4 Efectos de la temperatura en cubiertas.

Deben ser considerados los efectos de la expansión térmica y contracción por cambios de temperatura en las edificaciones.

El material experimenta una deformación térmica uniforme ξ , representada por la expresión:

$$\xi = \alpha(\Delta T)$$

Donde:

α = constituye el coeficiente de dilatación térmica de $1.4 \times 10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$ (Diseño Estructural para la condición de fuego – Anexo 4, ASCI).

ΔT = Incremento en temperatura.

Los cambios dimensionales de la sección del material pueden mostrarse de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\delta = \xi * L = \alpha(\Delta T) * L$$

$$\xi = \frac{\sigma}{E} \quad \text{Donde la resistencia es} \quad \sigma = \frac{N}{A}$$

$$N = E * A * \alpha(\Delta T)$$

2.8 Hipótesis de Carga

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

Estados Límites Últimos:

$$\text{HIPÓTESIS I} \quad \gamma_{fg} * G + y_{fq} * Q$$

$$\text{HIPÓTESIS II} \quad 0.90(\gamma_{fg} * G + y_{fq} * Q) + 0.90 * \gamma_{fq} * W$$

Estados Límites de Servicio:

$$\text{HIPÓTESIS I} \quad G + Q$$

$$\text{HIPÓTESIS II} \quad 0.90(G + Q) + 0.90 * W$$

Dónde:

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

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

W= Valor característico de la carga del viento.

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

2.9 Determinación de los Esfuerzos

Los esfuerzos se determinarán usando un software de computadora para el cálculo y el diseño estructural, el cual proporciona las envolventes de los momentos flectores, fuerzas cortantes y momentos torsores.

2.9.1 Elementos Estructurales

2.9.1.1 Cubiertas

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

Las cerchas son estructuras planas de perímetro en forma poligonal, constituida por elementos longitudinales o cuerdas y barras verticales o diagonales sometidas principalmente a esfuerzos de tracción o compresión.

2.9.1.1.1 Material de la estructura.

Para construir un techo seguro no sólo la cubierta debe ser de buena calidad, sino también la estructura de techo, que puede ser conformada por diferentes materiales, se ha observado en los materiales de la estructura de techo una evolución en el transcurso del tiempo y como efecto del desarrollo de tecnologías en el proceso de fabricación de materiales.

El acero (ver figura 5), ha evolucionado en gran medida. Por lo que en la actualidad se tiene a disposición aceros de muchas denominaciones, con diferentes características físicas, químicas y mecánicas. Dichas denominaciones están basados en las especificaciones técnicas que determinan tanto la calidad de los tipos de acero existente, para cubrir grandes claros (luces), se requieren perfiles de acero que están especificados en la norma ASTM A-36.



Ilustración 2: Estructura de techo conformada por perfiles laminados tipo C.

2.9.1.1.2 Método LRFD para el diseño.

Este método incluye muchas de las características de los métodos de diseño comúnmente asociadas con el diseño último, el diseño plástico y el diseño al límite o diseño por colapso.

El diseño con factores de carga y resistencia se basa en los conceptos de estado límite “*El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función*”.

El método LRFD las cargas de trabajo o servicio (Q_i) y se multiplican por ciertos factores de carga o seguridad (λ_i) que son casi siempre mayores a 1 y se obtienen las cargas factorizadas usadas para el diseño de la estructura. La estructura se proporciona para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para resistir las cargas factorizadas.

2.9.1.1.3 Separación de elementos estructurales.

La separación entre los elementos primarios en estructuras de techo depende esencialmente de la disposición de los miembros que lo soportan, ya sean columnas o paredes y en algunos casos en vigas de coronamiento o vigas canal. Según la conformación de la estructura de techo, la distancia de separación entre elementos primarios (vigas de techo) es la misma que el claro libre de los elementos secundarios (correas o largueros), por tanto es necesario hacer las consideraciones necesarias para estructurar de la mejor manera los elementos partir de este argumento.

En armaduras las separaciones recomendadas son las siguientes: Para claros mayores a 10 m (32 fts) hasta 3.6 m (12 fts); para claros mayores a 18 m (60 fts) hasta 5 m (17 fts). En espaciamiento de armaduras relativamente corto produce cargas pequeñas por armadura y en consecuencia secciones más pequeñas para las correas y miembros de las armaduras, el número de armaduras aumenta y con él el costo de la construcción.

En las correas, la separación depende del claro a cubrir y de la carga generada por la cubierta por lo cual es muy difícil establecer separaciones sin contar con las condiciones específicas de las correas. Sin embargo es posible establecer separaciones aceptables para esta etapa del diseño en ciertos intervalos en los cuales las correas son funcionales, es decir, que no presentan deflexiones excesivas.

Las correas pueden ser: Perfiles laminados en frío o en caliente y correas espaciales, para ambos tipos de correas se establece una distancia de separación aceptable entre 0.6m y 1.8m.

Perfil tipo	Calibre 18 (espesor = 1.2mm)		
	Designación	Claro libre (m)	Separación (m)
	3"x1.25"	$L \leq 3.00$	$0.60 \leq S \leq 0.95$
	4"x2"	$3.00 \leq L \leq 4.00$	$0.60 \leq S \leq 1.50$
Perfil tipo	Calibre 16 (espesor = 1.5mm)		
	Designación	Claro libre (m)	Separación (m)
	3"x1.25"	$2.50 \leq L \leq 3.00$	$0.70 \leq S \leq 1.25$
	4"x2"	$3.00 \leq L \leq 4.00$	$0.80 \leq S \leq 1.20$
	5"x2"	$4.00 \leq L \leq 5.00$	$0.80 \leq S \leq 1.25$
	6"x2"	$4.50 \leq L \leq 6.00$	$0.60 \leq S \leq 1.40$

Tabla 11: Separación de correas en función del espaciamiento entre cerchas.

2.9.1.1.4 Cubierta Metálica.

2.9.1.1.4.1 Combinaciones de carga

La norma LRFD nos muestra las siguientes combinaciones:

$U = 1,4 D$	(Ecuación A4-1 del LRFD)
$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(Ecuación A4-2 del LRFD)
$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1,0 L \text{ o } 0,8 W)$	(Ecuación A4-3 del LRFD)
$U = 1,2 D + 1,0 E + (1,0 L \text{ o } 0,2 S)$	(Ecuación A4-5 del LRFD)
$U = 1,2 D + 1,3 W + 1,0 L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(Ecuación A4-4 del LRFD)
$U = 0,9 D \pm (1,3 W \text{ o } 1,0 E)$	(Ecuación A4-6 del LRFD)

Donde:

U: Carga última

D: Cargas muertas

L: Cargas vivas

L_r : Cargas vivas en techos

S: Cargas de nieve

R: Carga inicial de lluvia o hielo

W: Carga de Viento

E: Sismo

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

Tabla 12: Factores de Reducción de Elementos, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.9.1.1.4.2 Análisis de miembros de acero

Dentro de los análisis de miembros, se detallan fórmulas y procedimientos para el dimensionado de las piezas, según los estados que se presenten.

2.9.1.1.4.2.1 Diseño de miembros a flexión.

Una viga puede deteriorarse al alcanzar en ella el momento M_p y volverse totalmente plástica, o puede fallar por lo siguiente:

1. Pandeo lateral – torsional (PLT), elástica o inelásticamente.
2. Pandeo local del patín (PLP), elástica o inelásticamente.
3. Pandeo local del alma (PLA), elástica o inelásticamente.

Si el esfuerzo máximo de flexión es menor que el límite proporcional cuando ocurre el pandeo, la falla se llama elástica. Si no es así, se llama inelástica.

Por conveniencia clasificaremos primero las vigas compactas y esbeltas y luego determinaremos la resistencia por momento con base en el grado de soporte lateral. El análisis en esta sección se aplica a dos tipos de vigas: Perfiles I y H laminados en caliente flexionados respecto al eje fuerte y cargados en el plano del eje débil; y canales flexionados respecto al eje fuerte y cargados a través del centro del cortante o restringidas contra torsión. (El centro de cortante es el punto sobre la sección transversal a través del cual una carga debe pasar para que la viga se flexione sin torsión). El énfasis será los perfiles W. Las vigas (aquellas con aceros de grados diferentes en el alma y en los patines) no serán consideradas y algunas de las ecuaciones del AISC serán ligeramente modificadas para reflejar esta especialización; F_{yf} y F_{yw} , las resistencias por fluencia del patín y alma, serán reemplazadas por F_y .

Comenzaremos con perfiles compactos, definidos como aquellos cuyas almas están conectadas en forma continua a los patines y que satisfacen los siguientes requisitos:

– espesor para el patín y el alma

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

El criterio para el alma se cumple para todos los perfiles laminados en caliente dados en el manual, por lo que sólo el patín debe revisarse. La mayoría de los perfiles cumplirán también los requisitos del patín y por lo tanto serán clasificados como compactos. Si la viga es compacta y tiene soporte lateral continuo, o si la longitud no soportada es muy corta, la resistencia nominal por momento M_p del perfil. Para miembros con soporte lateral inadecuado, la resistencia por momento es limitada por la resistencia por pandeo lateral torsionante, ya sea este elástico o inelástico.

La primera categoría, es decir, vigas compactas soportadas lateralmente, es bastante común y es el caso más simple.

La resistencia nominal como:

$$M_n = M_p$$

$$M_p = F_y Z \leq 1,5 M_y$$

El límite de $1,5 M_y$ para M_p es para prevenir deformaciones excesivas por carga de trabajo y se satisface cuando

$$F_y Z \leq 1,5 F_y S \text{ o } \frac{Z}{S} \leq 1,5$$

Para los perfiles W flexionados respecto al eje fuerte, Z/S será siempre $\leq 1,5$. (Sin embargo, para perfiles W flexionados respecto al eje menor, Z/S nunca será $\leq 1,5$).

Aunque se hizo una revisión de $M_p \leq 1,5 M_y$, no es necesario para perfiles I y H flexionados respecto al eje fuerte.

2.9.1.1.4.2.2 Diseño de miembros a tensión

“El diseño de miembros a tensión implica encontrar un miembro con áreas totales y netas adecuada. Si el miembro tiene una conexión atornillada la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta del área pérdida debajo de los agujeros. Para un miembro con una sección transversal rectangular, los cálculos son relativamente directos. Sin embargo si va a usarse un perfil laminado el área por deducirse no puede producirse de antemano porque el espesor del miembro en la localidad de los agujeros no se conoce”

“Una consideración secundaria en el diseño de miembros en tensión es la esbeltez. Si un miembro estructural tiene una sección transversal pequeña en relación con su longitud, se dice que es esbelto, una medida más precisa es la relación de esbeltez L/r , donde L es la longitud del miembro y r el radio de giro mínimo de área de sección transversal.

Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia del miembro en compresión, ella no tiene importancia para un miembro en tensión. Sin embargo en muchas situaciones es buena práctica limitar la esbeltez en miembros a tensión. Si la carga axial en un miembro esbelto en tensión se retira y se aplica pequeñas cargas transversales, vibraciones o deflexiones no deseadas pueden presentarse. Por ejemplo esas condiciones podrían ocurrir en una barra de arriostramiento sometida a cargas de viento. Por esta razón, el AISC sugiere una relación máxima de esbeltez de 300”

El problema central de todo diseño de miembros, incluido el diseño de miembros en tensión, es encontrar una sección transversal para la cual la suma de las cargas factorizadas no exceda la resistencia del miembro, es decir:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Estas son las relaciones que se usan para el diseño de elementos sometidos a flexión:

$$f_{t1} = \frac{N_d}{A_B} \leq \phi_1 F_n$$

$$f_{t2} = \frac{N_d}{A_{crit}} \leq \phi_2 F_r$$

La limitación de la esbeltez será satisfecha si:

$$\frac{Kl}{r} \leq 300$$

Siendo:

f_{t1} y f_{t2} = esfuerzos de la pieza

N_d = La carga mayorada que actúa sobre la pieza

F_y = Límite elásticos del acero

F_r = Límite de ruptura del acero

A_B = Área bruta de la pieza

A_{crit} = área crítica de la pieza

K = La esbeltez de la pieza

l = la longitud de la pieza

r = Radio de giro mínimo necesario de la pieza

Área crítica:

$$A_{crit_cal} = t(b + \sum \frac{s^2}{4g} - \sum d)$$

$$A_{crit} \leq \left\{ \begin{array}{l} A_{crit_cal} \\ 0.85A_B \end{array} \right\}$$

2.9.1.1.4.2.3 Diseño de miembros a compresión

“Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión; es decir las cargas son aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro y el esfuerzo puede calcularse con

$f_c = P/A$, donde f_c se considera uniforme sobre toda la sección transversal. En realidad este estado ideal nunca se alcanza y alguna excentricidad de la carga es inevitable se tendrá entonces flexión que pueda conceptuarse como secundaria y ser despreciada si la condición de carga teórica puede aproximarse en buena medida.

La flexión no puede despreciarse si existe un momento flexionante calculable”

Diseño de miembros Requisitos de la AISC debe satisfacer para cada elemento la siguiente expresión:

$$\eta_c = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

Donde:

Pr: Resistencia a compresión requerida para la combinación más crítica

Pc: Resistencia de diseño a compresión proporcionada por el perfil de diseño

Diseño a Flexión en Eje X: Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo F de la ANSI/AISC 360-10 (LRFD). Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

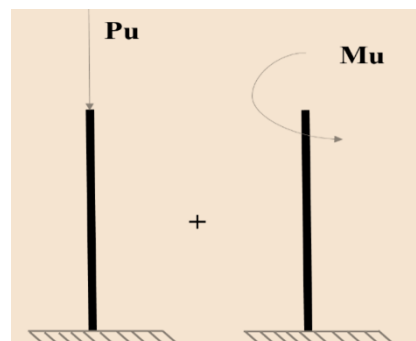
Donde:

Mrx: Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

Mcx: Resistencia de diseño a flexión proporcionado por el perfil de diseño

Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Compresión: Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\eta_{fc} = \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nxt}} + \frac{P_f}{\phi_t P_n} \leq 1$$



Partiendo de la ecuación principal de la norma LRFD tenemos:

$$\text{Suma de cargas} \longrightarrow \Sigma Q_i \leq \phi R_n \longleftarrow \text{Resistencia de Diseño}$$

$$\frac{\Sigma Q_i}{\phi R_n} \leq 1$$

$$\frac{P_f}{\phi_t P_n} \leq 1 \longleftarrow \text{Compresión}$$

$$\frac{M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nxt}} \leq 1 \longleftarrow \text{Flexión}$$

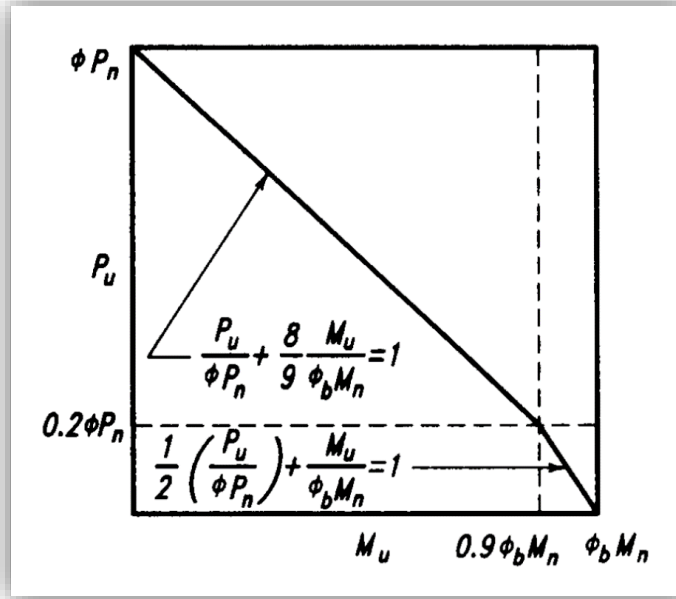


Ilustración 3: Diagrama de Interacción para elementos Flexocomprimidos. CAP. H LRFD.

Se puede generar un "Diagrama de interacción de las resistencias" graficando la resistencia a la carga axial de diseño ϕP_n en función de la correspondiente resistencia al momento de diseño ϕM_n ; este diagrama define la resistencia "Utilizable" de una sección para diferentes excentricidades de la carga. En la Figura 3 se ilustra un típico diagrama de interacción de las resistencias a la carga axial y al momento de diseño para aceros, que muestra los diferentes segmentos de la curva de resistencia que se permiten para el diseño. El segmento "Plano" de la curva de resistencia de diseño define la resistencia a la carga axial de diseño limitante $P_n(\max)$. Como se ilustra en la figura, a medida que disminuye la resistencia a la carga axial de diseño ϕP_n , se produce una transición entre el límite correspondiente a secciones controladas por compresión y el límite correspondiente a secciones controladas por tracción.

El AISC-LRFD específica para elementos sometidos a tensión axial y flexión simultáneamente, se tienen las siguientes ecuaciones de interacción:

$$\text{si } \frac{P_f}{\phi_t P_n} \geq 0.2 \quad \frac{P_f}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{fux}}{\phi_b M_{nxt}} + \frac{M_{fuy}}{\phi_b M_{nyt}} \right) \leq 1$$

$$\text{si } \frac{P_f}{\phi_t P_n} \leq 0.2 \quad \frac{P_f}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{fux}}{\phi_b M_{nxt}} + \frac{M_{fuy}}{\phi_b M_{nyt}} \right) \leq 1$$

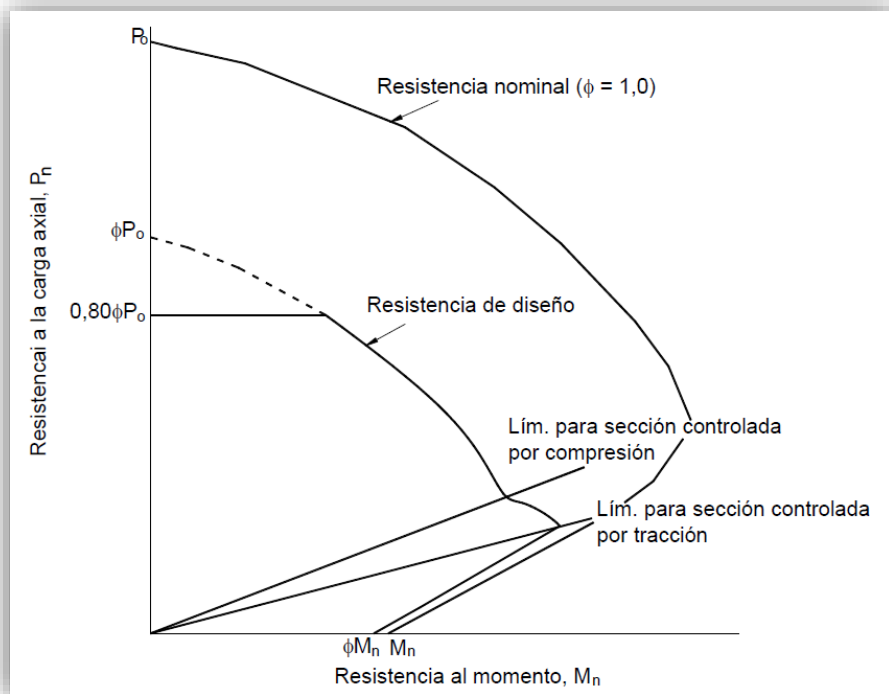


Ilustración 4: Diagrama de Interacción de las resistencias Flexocomprimidas. ACI.

La relación entre cargas y resistencia toma la siguiente forma:

$$f_a = \frac{N_d}{A} \leq f_a = f_{crit} * \phi \therefore \phi = 0.85$$

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

Dónde:

f_a = Tensión de compresión que está actuando sobre la pieza.

N_d = Suma de las cargas mayoradas por su respectivo coeficiente de seguridad.

A = Área total de la pieza.

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

F_{crit} = Tensión resistente a compresión determinada en la hipérbole de Oile, sin coeficiente de seguridad.

ϕ = Coeficiente de seguridad de la tensión resistente.

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

L = Longitud de la pieza.

F_y = Tensión de límite elástico del acero que estamos trabajando.

E = Módulo de elasticidad longitudinal del acero.

Parámetro de esbeltez.

$$\lambda_c = \frac{K * l}{\pi * r} * \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Puede entonces obtenerse una solución directa, evitándose así el enfoque de tanteos inherentes en el uso de la ecuación del módulo tangente. Si la frontera entre las columnas elásticas e inelásticas se toma $\lambda_c = 1,5$, las ecuaciones AISC para el refuerzo crítico de pandeo pueden resumirse como sigue:

Para $\lambda_c \leq 1,5$, Columnas inelásticas

$$f_{crit} = 0.658^{\lambda_c^2} * f_y$$

Para $\lambda_c > 1,5$, Columnas elásticas

$$f_{crit} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} * f_y$$

“Se recomienda la relación de esbeltez máxima Kl/r de 200 para miembros en compresión, aunque se trata de un límite sugerido, este límite superior práctico porque las columnas con mayor esbeltez tendrán poca resistencia y no serán económicas”.

2.9.1.2 Losa con viguetas de hormigón pretensado

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

El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastofórmico. No se realizará el diseño de la losa alivianada, porque en el medio existen viguetas pretensadas y, el proveedor, será el encargado del dimensionamiento en función del tipo de estructura. En los planos se especifica la disposición de las viguetas.

2.9.1.3 Vigas

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

2.9.1.3.1 Diseño a flexión simple

- Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s que se obtiene del cuadro N° 3.6

$$M_d = \gamma_s * M$$

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

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

Donde:

b_w = Ancho de la viga

d = Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada (también llamado “Canto útil”)

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón.

- Se calculará el valor μ_{lim}

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

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

- 1) Con el valor del momento reducido se obtiene la cuantía mecánica de la armadura
- 2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo

Donde:

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

w = Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

A_s = Área de la armadura a tracción.

- 3) Calcular la armadura mínima y el valor de μ

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

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

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

- Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo

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

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

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

$$\bar{j} = r / d$$

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{dlim}}{1 - \bar{j}_s}$$

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

Donde:

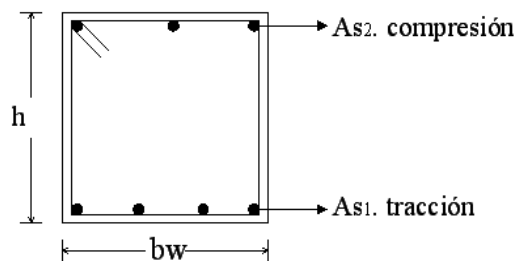
w_{lim} = Este valor se obtiene del cuadro № 3.15.

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

w_{s2} = Cuantía mecánica para la armadura a compresión

$\bar{j}$ = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r =Recubrimiento geométrico.



2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

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

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

Dónde:

A_{s1} = Área de la armadura a tracción.

A_{s2} = Área de la armadura a compresión.

3) Calcular la armadura mínima, y el valor de μ

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

4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados. Tanto para A_{s1} como para A_{s2} . (ANEXO A3.1)

2.9.1.3.2 Diseño a cortante

Jiménez Montoya dice “En caso particular de inercias constantes tenemos que la tensión de cizallamiento es definida por la ecuación ya conocida de la resistencia de los materiales”

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

Donde:

τ =Esfuerzo cortante

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

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

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

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

El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, la armadura transversal está constituida por estribos y barras levantadas.

En virtud a todos los efectos favorables el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura.

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

$$f_{vd} = 0.50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (kg/cm^2)$$

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

$$V_d > V_{cu}$$

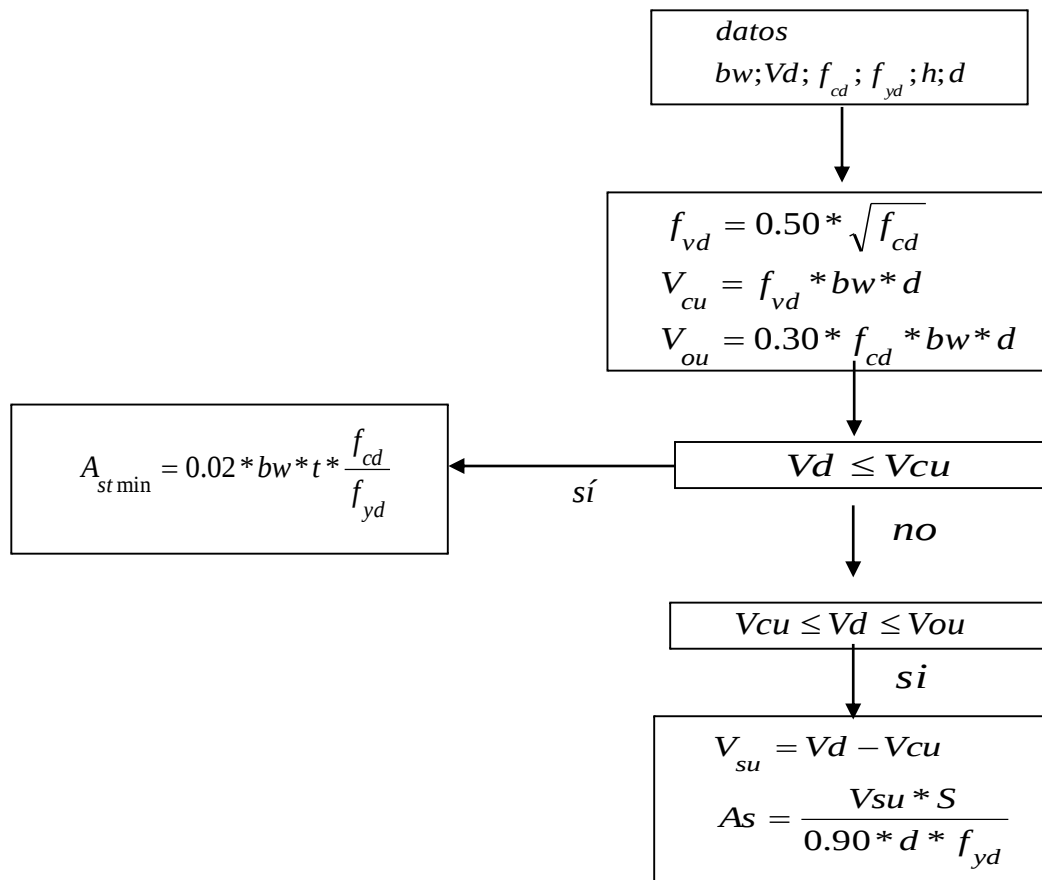
$$V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima así para el estribo vertical es el 2% de la sección transversal de la pieza multiplicada a t.

$$A_{st \min} = 0.02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

La norma aconseja que la máxima resistencia característica del acero será de 4200kg/cm².

A continuación se muestra un gráfico en orden secuencial para el cálculo de la armadura transversal, donde se indica las fórmulas y criterios de cálculo.



2.9.1.4 Columnas

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

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

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

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

2.9.1.4.1 Excentricidad mínima de cálculo

La norma toma una excentricidad mínima ficticia, en dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores, $h/20$ y 2cm. siendo h el canto en la dirección considerada. Las secciones

rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los dos planos principales.

2.9.1.4.2 Disposición relativa a armaduras

Las armaduras de los soportes de hormigón armado serán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos.

Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe de ser 20cm. si se trata de secciones rectangulares y 25cm. si la sección es circular.

2.9.1.4.2.1 Armaduras longitudinales

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

a) La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar pandeo.

Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2cm., que el diámetro de la mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.

2.9.1.4.2.2 Cuantías límites

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

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

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

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

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

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

$$A_s * f_{yd} \geq 0.10 * N_d \quad A_s * f_{yd} \leq A_c * f_{cd}$$

Dónde:

Ac= El área de la sección bruta de hormigón

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

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

Nd=Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} =Resistencia de cálculo del hormigón.

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

2.9.1.4.2.3 Armadura transversal

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

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

$$S \leq b_e$$

Siendo b_e la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. De todas formas es aconsejable no adoptar para S valores mayores de 30cm.

Por otra parte, con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq 15\phi$$

Dónde:

ϕ = El diámetro de la barra longitudinal más delgada

En aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuestas a la acción del viento y, en general, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación S no debe ser superior a $12 * \phi$.

El diámetro de los estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso será menor de 6mm.

2.9.1.4.3 Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado

2.9.1.4.3.1 Ideas previas

En las piezas comprimidas esbeltas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura al calcular los esfuerzos.

Jiménez Montoya nos dice “*Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga), aparecen momentos de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma*”.

2.9.1.4.3.2 Longitud de pandeo

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

La longitud de pandeo l_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la tabla en función de la sustentación de la pieza. (ANEXO A3.2)

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

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

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

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

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

2.9.1.4.3.3 Esbeltez geométrica y mecánica

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

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

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

2.9.1.4.4 Flexión esviada

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

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.

➤ En último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran:

La mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

2.9.1.4.4.1 Sección rectangular con armadura simétrica

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

Para el dimensionamiento y la comprobación de este tipo de secciones existe un procedimiento sencillo y práctico, que se exponen a continuación.

2.9.1.4.4.1.1 Ábacos adimensionales en roseta

Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M_x, M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos N=cte. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta). Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v, μ_x, μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón (para poder observar las rosetas, ver el libro de hormigón armado de Jiménez Montoya tomo Nº2 o en el **ANEXO A.3.2 figura 29**).

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor de v del que se trate, con los valores de μ_x, μ_y, para obtener la cuantía mecánica total necesaria w.

2.9.1.4.4.1.2 Columnas cortas y largas

Las columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan sólo a compresión pero 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
- Columnas Largas

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma, si la esbeltez es menor que 35 se trata de una columna corta, y si es mayor se trata de una columna larga.

$$\lambda = \frac{l_o}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \leq 35 \quad \text{Esbeltez mecánica} \quad \left. \vphantom{\frac{l_o}{\sqrt{\frac{I}{A}}}} \right\} \text{La pieza puede considerarse corta}$$

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

$$l_o = K * l$$

$$S \leq 15\phi$$

l_o : Longitud de pandeo

i: Radio de giro

k: Coeficiente de pandeo

2.9.1.4.4.1.3 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.

Excentricidad mínima de cálculo

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

$$e \geq \left\{ \begin{array}{l} h / 20 \text{ ó } b / 20 \\ 2cm \end{array} \right\}$$

Donde:

h: Canto total en la dirección considerada

Resistencia del hormigón

De acuerdo con la norma, cuando se trata de piezas de cierta altura hormigonadas verticalmente, la resistencia del hormigón debe rebajarse en un 10 por 100, con el objeto de prever la pérdida que dicha resistencia puede experimentar debido a que, durante el proceso de compactación el agua tiende a elevarse a la parte superior de la pieza.

$$f_{cd} = 0.9 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Excentricidad de primer orden

Se tomará como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento

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

Excentricidad ficticia

Para piezas de sección rectangular viene dada por:

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500}\right) * \frac{(c + 20 * e_o)}{(c + 10 * e_o)} * \frac{l_o^2}{h} * 10^{-4}$$

c: Dimensión de la sección, paralela al plano de pandeo

Excentricidad total

$$e_T = e_o + e_{fic}$$

Armadura Longitudinal

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

Momento reducido.

$$\mu = \frac{(N_d * e_T)}{(h * b^2 * f_{cd})}$$

Axil reducido.

$$\nu = \frac{N_d}{h * b * f_{cd}}$$

De los ábacos en rosetas (ANEXO) $\rightarrow w$

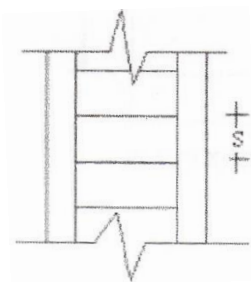
$$A_s = w * b * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

La armadura mínima es: $A_{\min} = 0.008 * A_c$

Siendo A_c : Área de la sección bruta del hormigón

Armadura transversal

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



$$s \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ 15 * \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \end{cases}$$

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm} \end{cases} \text{ Para atender la necesidad del cálculo}$$

2.9.1.4.5 Diseño de losas.

2.9.1.4.5.1 Losas con viguetas de hormigón pretensado

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

El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastoformo. No se realizará el diseño de la losa alivianada, porque en el medio existen viguetas pretensadas y, el proveedor, será el encargado del dimensionamiento en función del tipo de estructura. En los planos se especifica la disposición de las viguetas.

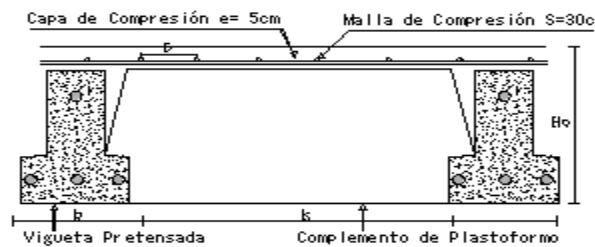


Ilustración 5: Partes constructivas de la losa, Elaboración Propia.

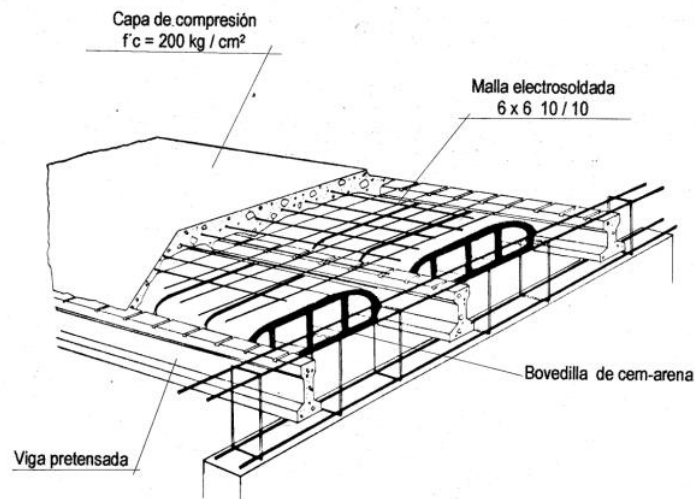


Ilustración 6: Sistema de losas de vigueta y aligerante.

2.9.1.4.5.2 Esfuerzos admisibles

Son esfuerzos en el hormigón inmediatamente después de la transferencia y antes de que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico, los esfuerzos bajo cargas muertas y vivas de servicio.

Esfuerzo de compresión en fibras extremas	$\sigma_{ti} = -0,6 * f'_{ci}$
Esfuerzo de tensión de fibras extremas	$\sigma_{ti} = 0,8 * \sqrt{f'_{ci}}$
Esfuerzo de compresión en fibras extremas	$\sigma_{cf} = -0,45 * f'_c$
Esfuerzo de tensión de fibras extremas	$\sigma_{tf} = 1,60 * \sqrt{f'_c}$

2.9.1.4.5.3 Pérdidas de Preesfuerzo

Se dividen en dos grupos que son:

a) Las Pérdidas Instantáneas.- Son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas y dependen de las características del elemento estructural en estudio.

- **Acortamiento Elástico.-** A medida que la fuerza del tendón se transfiere al concreto, se presenta una deformación de compresión elástica e instantánea en el concreto, que tiende a reducir el esfuerzo en el acero de preesfuerzo adherido.

$$\Delta AE = \left(\frac{E_p}{E_{cpi}} \right) \cdot f_{cgp}$$

E_p : Módulo de deformación longitudinal de las armaduras activas.

E_{cpi} : Módulo de deformación longitudinal del concreto para la edad j correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas.

b) Pérdidas Diferidas.- Se denominan pérdidas diferidas a las que se producen a lo largo del tiempo, después de ancladas las armaduras y se evalúa a detalle con las siguientes pérdidas:

- **Contracción del Hormigón.-** La contracción del hormigón es el resultado de la pérdida de humedad, debido a la relación de agua-cemento, contenido de agregados, condiciones del medio ambiente, adictivos, la cantidad de refuerzo y tipo de cemento.

$$\Delta Cc = 1.193 - 10,5 * H$$

H = El promedio anual de la humedad relativa del ambiente (%).

- **Flujo Plástico.**- Es la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga.

$$\Delta FP = 12 * fcgp - 7 * fc ds \geq 0$$

Donde:

fc ds = Esfuerzo en el hormigón en el centro de gravedad de los torones debido a cargas muertas que son aplicadas en el miembro después del preesforzado.

- **Relajación del acero en la transferencia.**- Es la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante, esta varía dependiendo del tipo y del grado del acero, pero los parámetros más significativos son el tiempo y la intensidad del esfuerzo inicial.

$$\Delta AE1 = \frac{1}{10} * \log(t) * \left(\frac{ft}{fpu} - 0,55 \right) * ft$$

Donde:

t = Tiempo estimado en días desde el esforzado hasta la transferencia (horas).

ft = Esfuerzo en el tendón al final del esforzado (kg/cm²).

fpu = Resistencia del acero de preesfuerzo (kg/cm²).

2.9.1.5 Fundaciones

2.9.1.5.1 Zapatas aisladas

En las zapatas de espesor variable, el canto h_0 en el borde debe ser $h_0 \geq h/3$ y no menor que 25 centímetros. El ángulo de inclinación suele tomarse $\beta \leq 30^\circ$, que corresponde, aproximadamente, al ángulo de talud natural del hormigón fresco, con lo cual podría no ser necesario el empleo de contra encofrado si bien, en este caso, la compactación del hormigón es muy difícil.

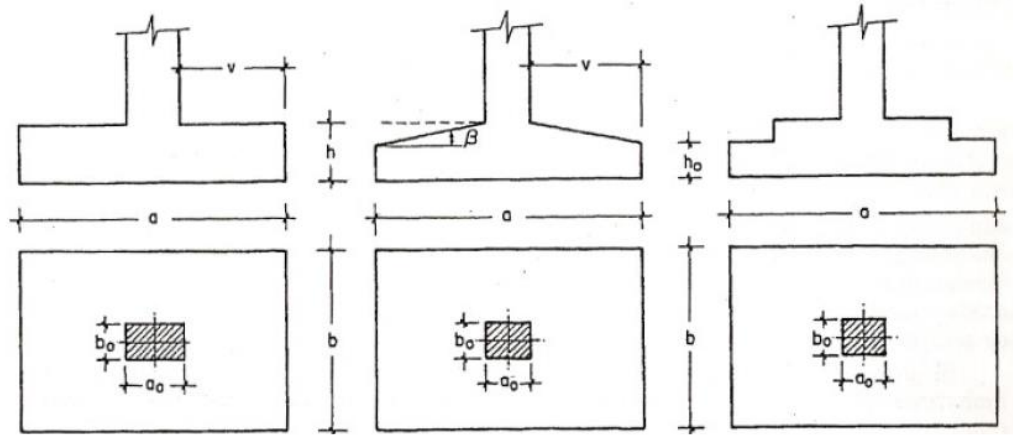


Ilustración 7: Formas típicas de zapatas, Montoya-Meseguer-Moran

El comportamiento resistente de las zapatas aisladas es muy complejo. Sin embargo, los métodos de cálculo admitidos por las normas son muy seguros ya que están basados en una extensa experimentación.

Tanto las Recomendaciones del Comité Euro-Internacional del Hormigón como la instrucción española y boliviana distinguen entre zapatas rígidas y flexibles. Se consideran como zapatas rígidas aquellas en las que el vuelo v , en ambas direcciones principales, no supera a $2h$, siendo h el canto máximo. En las zapatas rígidas puede admitirse una distribución plana de las tensiones del terreno. Pero dada su gran rigidez no se cumple la ley de Bernoulli sobre la conservación de las secciones planas del hormigón.

Por el contrario, se consideran como zapatas flexibles aquellas en las que el vuelo v es superior a $2h$, en alguna de las direcciones principales. En este caso la distribución de tensiones del terreno no es plana; y el funcionamiento resistente del hormigón puede considerarse como el de una losa o el de una viga plana.

2.9.1.5.1.1 Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada

Salvo en el caso de zapatas flexibles apoyadas en terrenos sin cohesión, puede admitirse una distribución uniforme de tensiones. Las dimensiones a y b de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno, σ_{adm} mediante la ecuación:

$$\frac{N + P}{a * b} = \sigma_{adm}$$

En donde N es la carga centrada de servicio y P el peso propio de la zapata. Al no conocerse inicialmente el valor de P , será necesario operar por tanteos admitiendo, en principio, para el peso propio un valor del orden del 5 por 100 de N .

Cualquiera que sea el tipo de zapata, para el cálculo resistente del hormigón siempre puede considerarse una tensión uniforme del terreno, en favor de la seguridad, pero prescindiendo del peso propio de la zapata, ya que al fraguar el hormigón queda en un estado en el que las tensiones son nulas. Por lo tanto, como acción del terreno sobre la zapata se considera la tensión uniforme, $\sigma_t = N/(a * b)$.

Por razones económicas las zapatas se dimensionan de modo que no necesiten armadura de cortante. Para ello se aconseja, en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil d valores inferiores al mayor de los dos siguientes:

$$\left. \begin{aligned} d_2 &= \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} \\ d_2 &= \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} k &= \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_t} \\ f_{vd} &= 0.5 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kp/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

Con los significados indicados en la figura 3.9 siendo, además, f_{vd} la resistencia convencional del hormigón a cortante, f_{cd} la resistencia de cálculo del hormigón a compresión y γ_f el coeficiente de seguridad de la sollicitación. Estas fórmulas son válidas para zapatas de planta cuadrada o rectangular en las que el lado mayor no supere al doble del lado menor; y para soportes de sección cuadrada o rectangular con la misma limitación.

2.9.1.5.1.2 Determinación de la armadura a tracción

Realmente, la determinación de las armaduras de tracción de las zapatas rígidas debería hacerse por el método de las bielas y, para las zapatas flexibles, por el método de flexión. Pero dadas las pequeñas diferencias que se obtienen, suele adoptarse el método general de flexión para ambos tipos de zapatas. Por ello son de aplicación las tablas, ábacos y fórmulas simplificadas.

Las armaduras se determinan en las secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los paramentos del soporte de hormigón, $0,15 * a_o$ y $0,15 * b_o$, respectivamente (fig. 3.10). El momento de cálculo en la sección 1-1, debido a la carga del terreno $a_1 = N/(a * b)$ es:

$$M_{cd} = \frac{\gamma_f * N}{2a} \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)^2$$

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones $b * d$, puede determinarse mediante las tablas o ábacos correspondientes, no debiendo tomarse para d valores mayores que 1,5 v. En el caso más frecuente de aceros de dureza natural resulta muy cómoda la fórmula simplificada:

$$\mu = \frac{M_{cd}}{b * d^2 * f_{cd}} \quad \omega = \mu(1 + \mu) \quad U = A * f_{yd} = \omega * b * d * f_{cd}$$

La cuantía mínimas, exigida por la norma para el acero a ser utilizado es:

$$\rho \geq 0.0018 \quad \text{acero AE-400}$$

No debiendo adaptarse cantos que requieran cuantías superiores a 0,01 ($\rho \leq 0,01$), por consideraciones de adherencia.

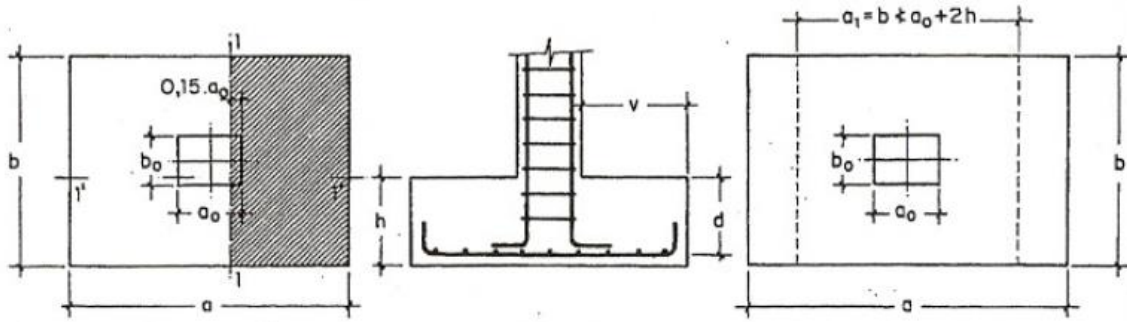


Ilustración 8: Armadura de tracción en zapata aislada, Montoya-Meseguer-Moran

Debe tenerse en cuenta que los cantos útiles, en los dos sistemas de armaduras ortogonales, son distintos. Por otra parte, en las zapatas rectangulares, la armadura paralela al lado mayor se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho b. Sin embargo, la armadura paralela al lado menor b se concentrará más en la banda central de ancho $a_1 = b \geq a_0 + 2h$, en la que se dispondrá la fracción $U \cdot 2 \cdot a_1 / (a + a_1)$. El resto se repartirá uniformemente en las dos bandas laterales. Por último, las normas exigen que la sección total de armadura, en una dirección, no sea inferior al 20 por 100 de la correspondiente a la otra dirección.

2.9.1.5.1.3 Comprobación a cortante y punzonamiento

Las zapatas dimensionadas de acuerdo con lo indicado en el apartado 1º, no necesitan comprobación a cortante ni a punzonamiento. No obstante, a continuación se indican las comprobaciones preconizadas por la Instrucción española, análogas a las recomendadas por el CEB-FIP, que son las que han servido de base para la determinación de las mencionadas fórmulas de dimensionamiento. De acuerdo con la Instrucción española, como resistencia convencional del hormigón a cortante se adopta el valor, $f_{vd} = 0,5 \cdot (f_{cd})^{1/2}$ (kp/cm²).

2.9.1.5.1.4 Zapatas rígidas

Cuando el vuelo sea, $v \leq 1,5 \cdot b$, la comprobación se efectúa a punzonamiento por secciones independientes. Así, la sección de referencia 2-2 se sitúa a una distancia $d/2$ del paramento del soporte, su ancho es $b_0 + d \leq b$, y su canto $d \leq 1,5 \cdot V_2$.

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando, según el área tributaria de la fig. 3.11. a, sea:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \cdot \frac{(b \cdot b_0 + d) \cdot (a - a_0 - d)}{4} \leq 2 \cdot f_{vd} \cdot (b_0 + d) \cdot d_2$$

Cuando el vuelo sea $v > 1,5 \cdot b$ (zapatas estrechas), la comprobación se efectúa a cortante en la sección de referencia 3-3 (fig. 3.11.b), separada una distancia d del paramento del soporte, de ancho b y canto d3. Debe ser:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \left(\frac{a - a_0}{2} - d \right) \leq d_3 \cdot f_{vd}$$

2.9.1.5.1.5 Zapatas flexibles

En las zapatas flexibles es necesario efectuar una doble comprobación: A esfuerzo cortante y a punzonamiento. La comprobación a cortante es idéntica a la indicada para las zapatas rígidas en el apartado anterior. Esta comprobación debe efectuarse en la sección 3-3 cuando sea $a - a_o \geq b - b_o$; en caso contrario se comprobará en la sección ortogonal.

La comprobación a punzonamiento se efectúa, como en las placas, en la sección crítica A_c formada por las cuatro secciones verticales separadas $d/2$ de los paramentos del soporte (fig. 3.10.a), es decir, en la sección $A_c = 2 (a_o + d + b_o + d) \cdot d$. La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuanto sea:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \left[a \cdot b - (a_o + d) (b_o + d) \right] \leq A_c \cdot 2f_{vd}$$

Debe llamarse la atención sobre la seguridad de esta última comprobación en el caso de soportes muy alargados ($a_o > 2b_o$). El Código ACI-318 adopta para la resistencia a punzonamiento, en este caso, el valor:

$$f_{pd} = 0,5 \left(1 + \frac{2b_o}{a_o} \right) \sqrt{f_{cd}} \quad (\text{kp/cm}^2)$$

Evidentemente menor que el correspondiente a la norma Boliviana e Instrucción española.

$$f_{pd} = 2f_{vd} = \sqrt{f_{cd}}.$$

2.9.1.5.1.6 Comprobación de adherencia

En las zapatas flexibles es necesario efectuar una doble comprobación: a esfuerzo cortante y a punzonamiento. La comprobación a cortante es idéntica a la indicada para las zapatas rígidas en el apartado anterior. Esta comprobación debe efectuarse en la sección 3-3 cuando sea $a - a_o \geq b - b_o$; en caso contrario se comprobará en la sección ortogonal.

La comprobación a punzonamiento se efectúa, como en las placas, en la sección crítica A_c formada por las cuatro secciones verticales separadas $d/2$ de los paramentos del soporte (fig. 3.10.a), es decir, en la sección $A_c = 2 (a_o + d + b_o + d) \cdot d$. La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuanto sea:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \left[a \cdot b - (a_o + d) (b_o + d) \right] \leq A_c \cdot 2f_{vd}$$

Debe llamarse la atención sobre la seguridad de esta última comprobación en el caso de soportes muy alargados ($a_o > 2b_o$). El Código ACI-318 adopta para la resistencia a punzonamiento, en este caso, el valor:

$$f_{pd} = 0,5 \left(1 + \frac{2b_o}{a_o} \right) \sqrt{f_{cd}} \quad (\text{kp/cm}^2)$$

Evidentemente menor que el correspondiente a la norma Boliviana e Instrucción española.

$$f_{pd} = 2f_{vd} = \sqrt{f_{cd}}.$$

2.9.2 Especificaciones Técnicas

Son las que definen la calidad de obra que el contratante desea ejecutar por intermedio del Contratista, en términos de calidad y cantidad.

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

2.9.3 Precios Unitarios

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades definidas para una unidad delimitada, le corresponda un precio unitario que nos disponga el costo parcial de la misma.

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

- Costo de materiales.
- Costo de mano de obra.
- Desgaste de herramientas o reposición de equipos.
- Gastos generales.
- Utilidad.

La suma de a) y b) forman el costo directo, la suma de c) y d) representan el costo indirecto, la suma de ambas costo directo e indirecto integran el costo o precio neto al que adicionado la utilidad totaliza el precio total del ítem.

Tomado en cuenta como beneficios sociales el 60% de la mano de obra; como herramientas menores el 5%, de la mano de obra, IVA será 14,94%, como gastos generales el 10% y como utilidad el 5%, IT se toma 3,10%.

2.9.4 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.

El trabajo de computar será detallado en todas sus parte para facilitar su revisión, corrección o modificación, deberá quedar constancia no solamente de todas las operaciones, sino también de los criterios particulares que hayan sido necesario adoptar, se buscará un orden, que permita reducir al mínimo el número de operaciones y el de mediciones, basándose de las características de los planos y documentación definitiva del proyecto.

2.9.5 Presupuesto del Proyecto

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una edificación al ser acabada, la exactitud de la misma dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que constituyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuáles algunos son conocidos o son de fácil evaluación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

2.9.6 Cronograma de Ejecución del Proyecto

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.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costo adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra.

Partiendo de aquí se puede entender como la planificación a la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización del proyecto.

La representación se la realizará mediante el diagrama de GANTT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación 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, pudiendo ser más entendible para el ejecutor.

3. INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1 Análisis del Estudio de Suelos

EL Estudio de Mecánica de Suelos, del proyecto Diseño estructural del Salón Auditorio “Centro Cultural Uriondo” (Valle de la Concepción), ubicado en la ciudad de Tarija, se realizó con la finalidad de conocer las condiciones geotécnicas del subsuelo, enmarcadas en sus propiedades físicas y mecánicas

3.1.1 Estudio de Mecánica de Suelos

El estudio de mecánica de suelos se desarrolló en tres fases que se explican a continuación:

3.1.1.1 Fase de Campo

La Fase de Campo se efectuó mediante la siguiente técnica:

Para el estudio de las fundaciones, se han realizado pozos de exploración con equipo para Ensayos Normales de Penetración (SPT) previa inspección visual y elección adecuada de la ubicación de los pozos en función a la estructura a emplazar. La profundidad máxima alcanzada en las perforaciones ha sido de 2.0 metros.

En cada excavación se ha recuperado muestras de suelo en bolsas de plástico manteniendo de alguna manera inalterado el contenido de humedad del suelo, en cada pozo se practicó una descripción visual del suelo.

3.1.1.2 Fase de Laboratorio.

En la fase de laboratorio se ejecutó la caracterización de las muestras de suelo extraídas de los pozos de sondeos mediante ensayos de laboratorios, que se realizaron en los “Laboratorios de Suelos y Hormigones de la UAJMS”. De los cuales se obtuvieron los siguientes resultados, y cuyo desarrollo se encuentra el **ANEXO A.1**.

3.1.1.3 Fase de Gabinete.

En la fase de gabinete se realizará la clasificación del suelo de acuerdo a las características determinadas en la etapa de laboratorio como así también la capacidad portante del suelo. Cuyo desarrollo se encuentra el **ANEXO A.1**.

3.1.2 Perfil Estratigráfico

Con la Clasificación de Suelos, y con la información obtenida durante la exploración de campo, se han elaborado un perfil estratigráfico eje que forman los pozos de exploración en la siguiente figura se muestra la ubicación del eje, y el respectivo perfil estratigráfico.

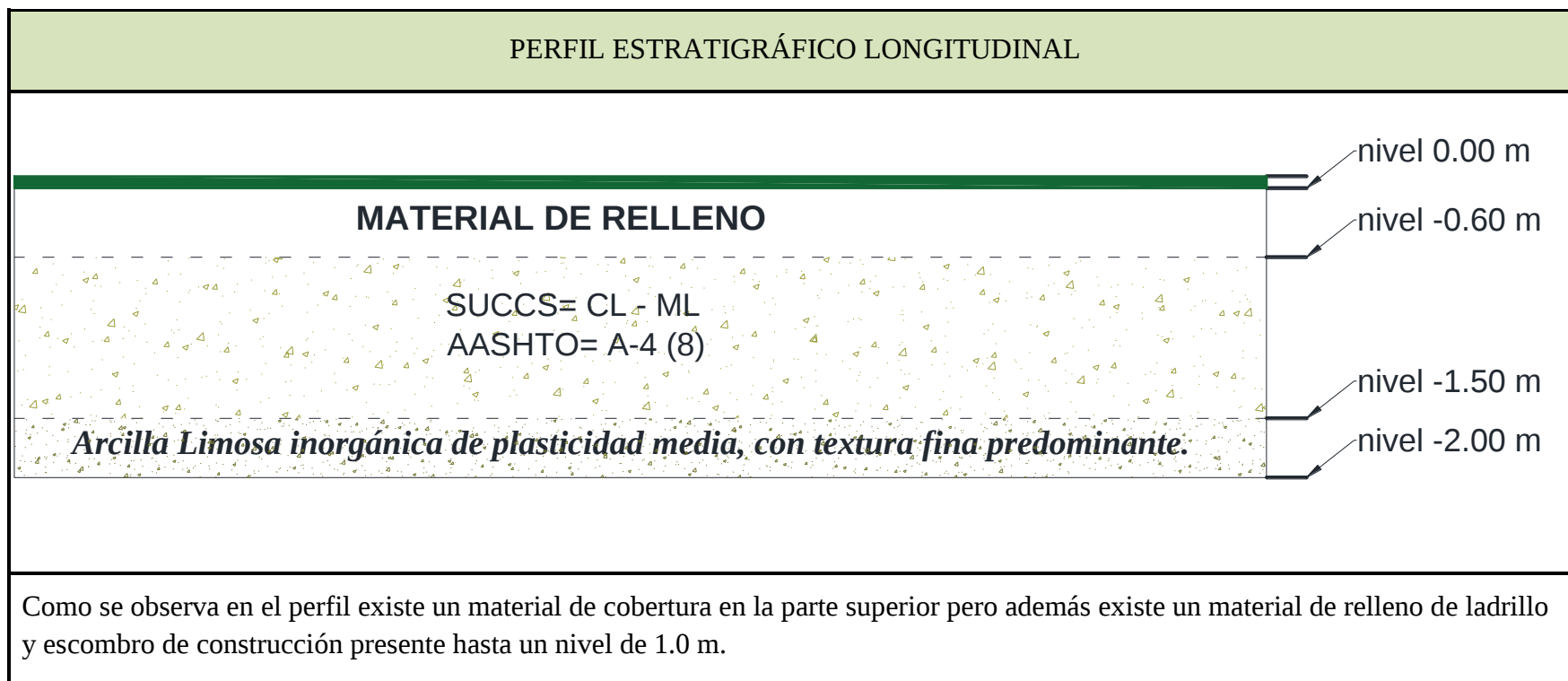


Ilustración 9: Perfil estratigráfico longitudinal del terreno, Elaboración Propia

3.2 Análisis del Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico del proyecto “Diseño estructural del Salón Auditorio”, fue proporcionado por la propia institución Sub-gobernación Uriondo, cuyo diseño consiste en el propio Salón Auditorio, con salas para diversas utilidades de los ocupantes, en general todos los ambientes son amplios, de luces considerables, de acuerdo a sus finalidades conforme a diseño.

La planta se muestra a continuación:

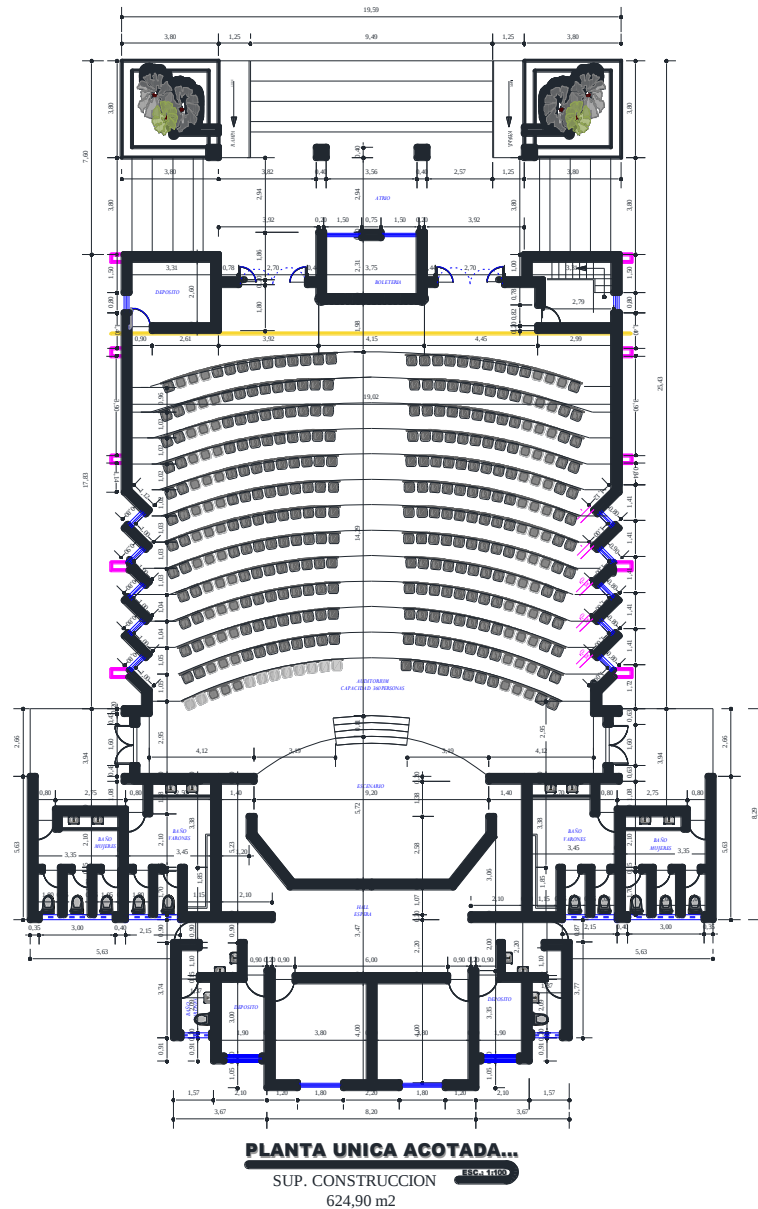


Ilustración 10: Plano en planta del auditorio, Elaboración Propia

3.3 Análisis de la Alternativa seleccionada de Planteo Estructural

Para el análisis de alternativas se ha recopilado la siguiente información:

- Diseño arquitectónico, con planos amoblados, planos acotados, cortes y fachadas.
- Fotografías del sitio de emplazamiento con sus respectivas particularidades, fotos además de las estructuras colindantes y accesos.
- Por inspección visual del sitio se puede observar que no presenta irregularidades apreciables de desnivel, por lo que se puede considerar un terreno nivelado, puesto que la propia institución realizó cierta nivelación de dicho terreno para sus diversos proyectos a ejecutar, en consecuencia no es necesario materializar un levantamiento topográfico.

Se plantean las siguientes alternativas:

Para efectuar la propuesta de alternativas primero se verán las diferentes alternativas técnicas de cada elemento estructural por separado:

Cubierta:

- Cubierta de Madera: Compuesta por elementos reticulares de madera ensamblados con planchas-pernos-clavos.
- Cubierta de acero: Compuesta por elementos reticulares de acero conformado (perfiles metálicos) ensamblados por planchas-pernos-soldadura
- Envigado de madera: Compuesto por vigas de madera apoyadas en muros de mampostería internos
- Envigado de acero: Compuesto por vigas de acero apoyadas en muros de mampostería internos

Estructura de sustentación:

- Pórtico de hormigón armado: Compuesto por elementos verticales (columnas) y elementos horizontales (vigas), dispuestos de tal forma que formen entramados rígidos.
- Muro portante de mampostería de ladrillo: Compuesto por mampostería de ladrillo confinada o no.
- Pantallas y muros de corte: Compuesto por pantallas y muros de hormigón armado.

Entrepisos:

- Losa maciza de hormigón armado: Armada en una o dos direcciones de espesor constante
- Losa alivianada con viguetas pretensadas: Losas unidireccionales de viguetas pretensadas con complemento de poliestireno expandido o de cerámica.
- Losa alivianada con viguetas armadas en situ: Losas unidireccionales de armadas en situ con complemento de poliestireno expandido o de cerámica.

Fundaciones:

- Zapatas aisladas: Zapatas de hormigón armado pudiendo ser centradas, medianeras o esquineras.
- Zapatas corridas: Zapatas de hormigón armado dispuestas longitudinalmente, usada para muros u otro elemento longitudinal.
- Zapatas combinadas: Zapatas de hormigón armado que reciben carga de múltiples pilares.
- Losa de fundación: Losa de hormigón armado apoyada en el terreno, pudiendo ser aligerada o maciza.

3.3.1 Alternativa:

Alternativa 1: Sistema aporticado con cubierta de acero, entrepisos de losa maciza, zapatas aisladas.

Análisis: La cubierta de acero vendría a ser la alternativa más viable para la cubierta planteada, los entrepisos de losa maciza serían favorables al darle una mayor rigidez a la estructura, sin embargo el peso propio de la misma generaría sobrecargas innecesarias, además al existir luces considerables en la estructura, podrían existir derivas excesivas. En cuanto a las zapatas aisladas es una opción viable debido a que la estructura de sustentación está conformada por columnas.

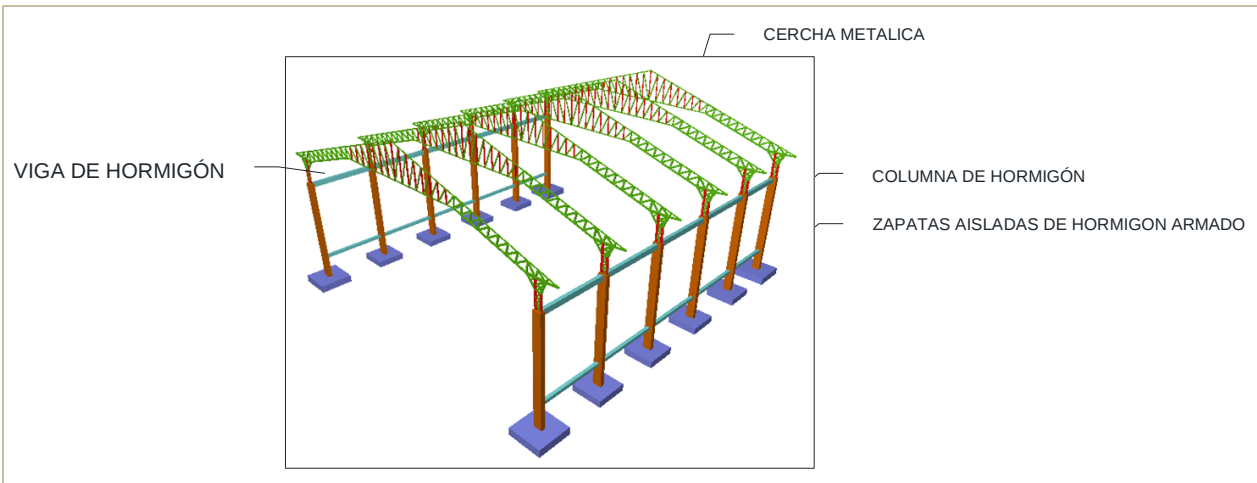


Ilustración 11: Alternativa 1; Elaboración Propia

3.3.2 Modelo de la Estructura de Sustentación de la Cubierta

La cubierta se plantea como una estructura de acero compuesta por cercha celosías de perfiles tubulares rectangulares con una separación entre vigas de 4.5 m. como elementos longitudinales se tienen correas de perfiles costanera, que transmitirán las cargas a las vigas, los apoyos de las vigas celosías serán definidos de tal manera que permitan contemplar los efectos térmicos de los materiales.

3.3.3 Modelo de la Estructura de Sustentación de la Edificación

El modelo estructural de la estructura de sustentación de la edificación se compone de columnas, muros, vigas y entrepisos.

Columnas:

Las columnas se plantean de secciones rectangulares, con vinculación exterior con luces de cálculo de 4,70 m.

Vigas:

Las vigas se plantean peraltadas de secciones rectangulares, que funcionarán como elementos de cierre de la losa plana, con luces de cálculo variables de 4.50 m.

Entrepisos:

Los entrepisos se plantean como losas planas aligeradas con ábacos en las uniones de losa- Modelo de las Fundaciones

Fundaciones:

Las fundaciones se plantean como zapatas aisladas centradas, medianeras y esquineras con vigas centradoras, cuya profundidad de fundación será de 2 m, donde el estrato presenta una resistencia admisible de 2.30 kg/cm².

3.4 Normativas

Diseño en Hormigón Armado:

Para el diseño de los elementos de hormigón armado se usará la normativa CBH-87 Código Boliviano del Hormigón.

Diseño en Acero:

Para el diseño de los elementos de acero se utilizará la normativa ANSI/AISC 360-10 Normativa “Specification for Structural Steel Buildings”, Normativa norteamericana para construcciones en acero y la normativa LRFD (Diseño por factores de Carga y Resistencia).

3.5 Materiales

Los materiales usados en el diseño de los diferentes elementos estructurales corresponden a materiales presentes comercialmente en nuestro medio, y que se enmarcan dentro de las especificaciones y limitaciones de las normativas mencionadas anteriormente.

3.5.1 Hormigón

Para los elementos de hormigón armado se emplearán hormigón con la siguiente resistencia característica de compresión a los 28 días.

Elemento	Resistencia	Nivel de Control	Factor de Minoración
Entrepisos	250 kg/cm ²	Normal	1,5
Vigas	250 kg/cm ²	Normal	1,5
Columnas	250 kg/cm ²	Normal	1,5
Muros	250 kg/cm ²	Normal	1,5
Zapatas	250 kg/cm ²	Normal	1,5
Vigas Centradoras	250 kg/cm ²	Normal	1,5

Tabla 13: Resistencia del Hormigón, Elaboración Propia

Además presentara las siguientes características:

Elemento	Peso Especifico	Módulo de Elasticidad	Módulo de Poisson
Entrepisos	2500 Kg/m3	300000 Kg/cm2	0,2
Vigas	2500 Kg/m3	300000 Kg/cm2	0,2
Columnas	2500 Kg/m3	300000 Kg/cm2	0,2
Muros	2500 Kg/m3	300000 Kg/cm2	0,2
Zapatas	2500 Kg/m3	300000 Kg/cm2	0,2
Vigas Centradoras	2500 Kg/m3	300000 Kg/cm2	0,2

Tabla 14: Propiedades del Hormigon, Elaboración Propia

3.5.2 Acero de Refuerzo.

Para los refuerzos longitudinales y transversales de los elementos de hormigón se empleará acero A-400 con las siguientes características:

Elemento	Límite de Fluencia	Límite de Ruptura	Nivel de Control	Factor de Minoración	Módulo de Elasticidad
Entrepisos	4200 Kg/cm2	5000 Kg/cm2	Normal	1,15	2000000 Kg/cm2
Vigas	4200 Kg/cm2	5000 Kg/cm2	Normal	1,15	2000000 Kg/cm2
Columnas	4200 Kg/cm2	5000 Kg/cm2	Normal	1,15	2000000 Kg/cm2
Zapatas	4200 Kg/cm2	5000 Kg/cm2	Normal	1,15	2000000 Kg/cm2

Tabla 15: Propiedades del Acero de Refuerzo, Elaboración Propia

3.5.3 Acero Estructural

Para los elementos de acero de la cubierta metálica se usará acero ASTM A-36 con las siguientes especificaciones:

Elemento	Límite de Fluencia	Módulo de Elasticidad
Correas	2531,05 Kg/cm2	2038901,9 Kg/cm2
Cordón Superior	2531,05 Kg/cm2	2038901,9 Kg/cm2
Cordón Inferior	2531,05 Kg/cm2	2038901,9 Kg/cm2
Diagonal	2531,05 Kg/cm2	2038901,9 Kg/cm2

Tabla 16: Propiedades del Acero Estructural A-36, Elaboración Propia

3.6 Cargas Consideradas en el Diseño

Las cargas consideradas en el diseño de la estructura, tanto permanentes como sobrecargas de uso se desarrollan en el ANEXO 2, a continuación se muestra una tabla resumen de las cargas consideradas en el diseño.

Estructura de Acero:

Cargas Consideradas		
Cargas Permanentes	Peso Propio	Para cada Elemento
	Cobertura (Placas Asbesto-Cemento)	23,20 Kg/m ²
	Peso Cielo Falso	25 Kg/m ²
	Peso Aislante Termico-Acustico	5 Kg/m ²
Sobrecargas de Uso	Carga Viva (Mantenimiento)	80 Kg/m ²
	Presión de Viento	-19,171 Kg/m ²
	Carga de Granizo	45 Kg/m ²
	Lluvia (canaleta)	52,5 Kg

Tabla 17: Cargas Consideradas Estructura de Acero, Elaboración Propia

Estructura de Hormigón Armado:

Cargas Consideradas			
Cargas Permanentes	Peso Propio		Para cada Elemento
	Sobrepiso y Acabados		69,50 Kg/m ²
	Muro de Ladrillo Exterior (e=18 cm)		731,94 Kg/m ²
	Muro de Ladrillo Interior (e=12 cm)		472,58 Kg/m ²
	Peso Paneles de Vidrio		93,60 Kg/m ²
Sobrecarga de Diseño	Carga Viva	Salas y Pasillos	300 Kg/m ²
		Azotea	100 Kg/m ²
	Presión de Viento		17,37 Kg/m ²
	Carga de Granizo		45 Kg/m ²

Tabla 18: Cargas Consideradas Estructura de Hormigón Armado, Elaboración Propia

3.7 Análisis y Diseño Estructural

El análisis estructural del modelo se lo realizó mediante ordenador, calculando las solicitaciones de acuerdo a un cálculo espacial en tres dimensiones, por métodos matriciales de rigidez.

3.7.1 Combinaciones de Carga

Para materializar las combinaciones de carga se tienen los siguientes factores de carga derivados de la norma en aplicación para el diseño y se presentan en la siguiente tabla:

$U = 1,4 D$	(Ecuación A4-1 del LRFD)
$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	(Ecuación A4-2 del LRFD)
$U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1,0 L \text{ o } 0,8 W)$	(Ecuación A4-3 del LRFD)
$U = 1,2 D + 1,0 E + (1,0 L \text{ o } 0,2 S)$	(Ecuación A4-5 del LRFD)
$U = 1,2 D + 1,3 W + 1,0 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	(Ecuación A4-4 des LRFD)
$U = 0,9 D \pm (1,3 W \text{ o } 1,0 E)$	(Ecuación A4-6 des LRFD)

Donde:

U: Carga última

D: Cargas muertas

L: Cargas vivas

Lr: Cargas vivas en techos

S: Cargas de nieve

R: Carga inicial de lluvia o hielo

W: Carga de Viento

E: Sismo

3.7.2 Estructura de Sustentación de la Cubierta

El análisis de la estructura de sustentación de la cubierta se efectuó mediante ordenador de acuerdo al modelo estructural planteado, los resultados de las solicitaciones se desarrollan posteriormente

3.7.2.1 Diseño de Correas

El diseño de las correas se realizó tomando en cuenta las especificaciones y limitaciones de la norma adoptada para el diseño, tanto en cargas como en materiales. Las correas fueron modeladas tomando en cuenta las dimensiones comerciales de los elementos de acero, además de las vinculaciones exteriores que tendrán. La correa más solicitada se idealizó como una viga de un tramo de 4.2 m de longitud con dos apoyos, uno fijo y uno móvil que permitirá la dilatación del elemento ante los efectos térmicos.

3.7.2.1.1 Diseño en Estados Límites Últimos

3.7.2.1.1.1 Perfil de Diseño

Para el diseño en estados límites últimos se verificó con la sección costanera de CA 125x50x15x2mm cuyas características geométricas son:

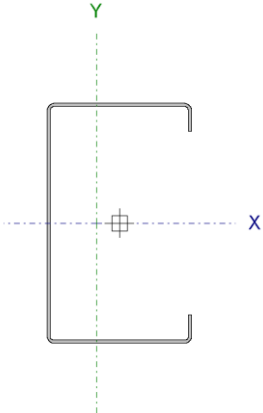
Perfil: CA 125x50x15x2mm										
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)										
			Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas				
			Inicial	Final		Área (cm²)	I _x ⁽¹⁾ (cm⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm⁴)	x _g ⁽³⁾ (mm)
			Ni	Nf	4.20	4.84	116.40	16.16	0.08	49.1
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme (3) Coordenadas del centro de gravedad										

Tabla 19: Propiedades Perfil Correa, Elaboración Propia

3.7.2.1.1.2 Diseño a Flexión Oblicua

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo F de la ANSI/NASPEC 2007 (LRFD).

Diseño a Flexión en Eje X:

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$	$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} = 0.335$	CUMPLE	
---	--	--------	---

Donde:

M_{rx}: Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión

Diseño a Flexión en Eje Y:

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_m = \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$	$\eta_m = \frac{M_{ry}}{M_{cy}} = 0.343$	CUMPLE	
---	--	--------	---

Donde:

M_{ry}: Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

M_{cy}: Resistencia de diseño a flexión

Para el diseño a flexión oblicua se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$	$\eta = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} = 0.678$	CUMPLE	
---	--	--------	---

3.7.2.1.1.3 Diseño a Cortante

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo G de la ANSI/NASPEC 2007 (LRFD)

Diseño a Cortante en Eje X:

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_v = \frac{V_{rx}}{V_{cx}} \leq 1$	$\eta_v = \frac{V_{rx}}{V_{cx}} = 0.023$	CUMPLE	
---	--	--------	---

Donde:

V_{rx} : Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

V_{cx} : Resistencia de diseño a cortante

Diseño a Cortante en Eje Y:

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$	$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} = 0.062$	CUMPLE	
---	--	--------	---

Donde:

V_{ry} : Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

V_{cy} : Resistencia de diseño a cortante

Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Corte en Y

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$\eta_{xy} = \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left(\frac{V_{ry}}{V_{cy}} \right)^2 \leq 1$	$\eta_{xy} = \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left(\frac{V_{ry}}{V_{cy}} \right)^2 = 0.116$	CUMPLE	
--	---	--------	---

Resistencia a Flexión del Eje Y Combinada con Corte en X

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$\eta_{yx} = \left(\frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rx}}{V_{cx}} \right)^2 \leq 1$	$\eta_{yx} = \left(\frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rx}}{V_{cx}} \right)^2 = 0.118$	CUMPLE	
--	---	--------	---

3.7.2.1.2 Diseño en Estados Límites de Servicio

Estado Límite de Deformación En X

La verificación de las deformaciones en el elemento se realizara usando la siguiente combinación de servicio:

Combinación de Servicio = 1.0 D + 1.0 L

Dando los siguientes resultados de deflexiones:

$q_x = 52.214 \text{ Kg} / m$ $L = 4.2 \text{ m}$	$f = \frac{5}{384} * \frac{q_x * L^4}{E * I_x}$	$f = \frac{5}{384} * \frac{q_x * L^4}{E * I_x} = 0.865 \text{ cm}$	
---	---	--	--

La limitación de la deflexión en este tipo de elemento según la normativa es:

$L = 4.2 \text{ m}$	$f_{\max} = \frac{L}{360}$	$f_{\max} = \frac{L}{360} = 1.167 \text{ cm}$	
---------------------	----------------------------	---	--

Se verifica la siguiente condición:

$f_{\max} > f$	$1.167 \text{ cm} > 0.865 \text{ cm}$	CUMPLE	
----------------	---------------------------------------	--------	---

Estado Límite de Deformación En Y

La verificación de las deformaciones en el elemento se realizara usando la siguiente combinación de servicio:

Combinación de Servicio = 1.0 D + 1.0 L

Dando los siguientes resultados de deflexiones:

$q_y = 15.963 \text{ Kg} / m$ $L = 4.2 \text{ m}$	$f = \frac{5}{384} * \frac{q_y * L^4}{E * I_y}$	$f = \frac{5}{384} * \frac{q_y * L^4}{E * I_y} = 0.265 \text{ cm}$	
---	---	--	--

La limitación de la deflexión en este tipo de elemento según la normativa es:

$L = 4.2 \text{ m}$	$f_{\max} = \frac{L}{360}$	$f_{\max} = \frac{L}{360} = 1.167 \text{ cm}$	
---------------------	----------------------------	---	--

Se verifica la siguiente condición:

$f_{\max} > f$	$1.167 \text{ cm} > 0.265 \text{ cm}$	CUMPLE	
----------------	---------------------------------------	--------	---

3.7.2.2 Diseño de Cercha Celosía.

El diseño de la Cercha celosía se lo realizo de manera que se pueda cubrir el claro del ambiente, que para su diseño se verificaron por 3 partes ; la primera esta la parte de la columna con cordones izquierda y derecha unidos con diagonales, la segunda parte está la cercha parte inferior con cordones superior e inferior unidos con diagonales y la tercera parte está la cercha parte superior igual con cordones superiores e inferiores y unidos con diagonales, por lo que se optaron verificar las más críticas indicando mas adelante los respectivos nudos verificados, las vinculaciones exteriores de cada elemento se consideran empotradas para tener en cuenta los momentos flectores mínimos en las uniones, pretendiéndose unir esas piezas con soldadura, las vinculaciones exteriores de la propia cercha será empotrado en ambos apoyos, esto tomando en cuenta como un pórtico y que tome en cuenta los momentos flectores en los apoyos y diseñar la placa de anclaje y así realizar el propio diseño de la columna. Las verificaciones se realizaron para los elementos más solicitados tanto para cordones superiores, cordones inferiores y diagonales.

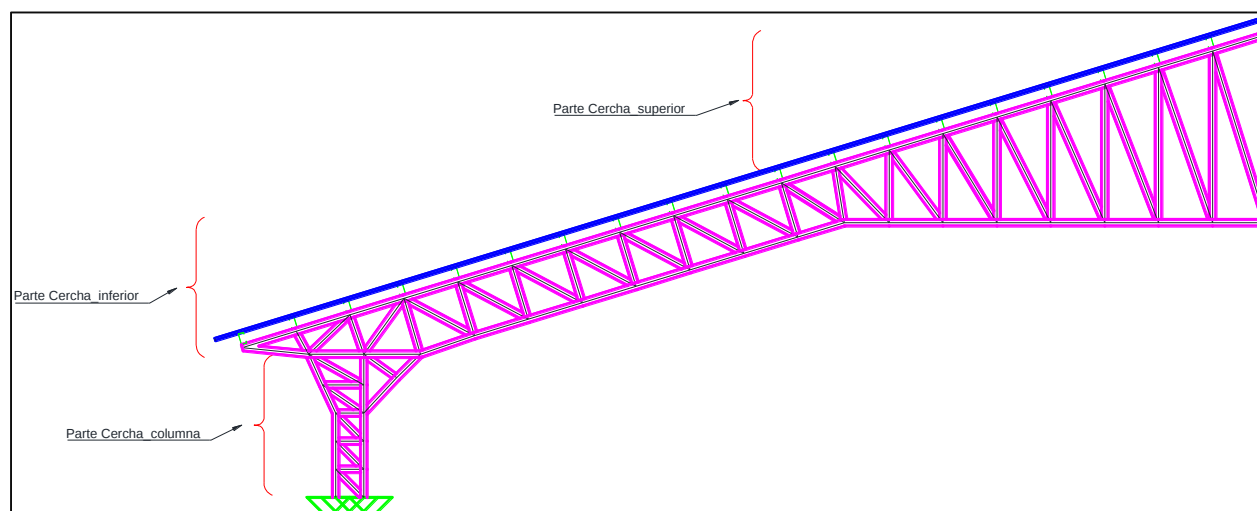


Ilustración 12: Cercha Celosía dividida por partes; Elaboración Propia

3.7.2.3 Diseño de cercha (cordones).

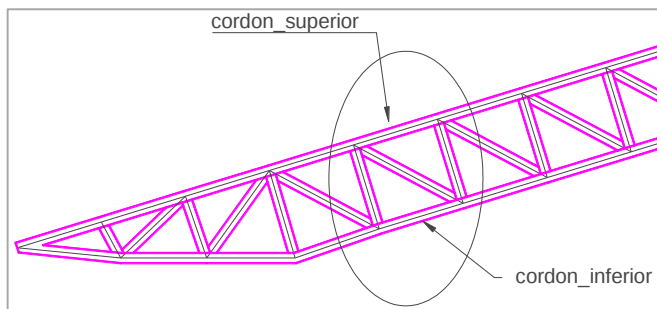


Ilustración 13: Parte Columna; Elaboración Propia

3.7.2.3.1 Cordón superior.

Las comprobaciones de diseño se las realizo para el elemento compuesto entre los nodos N25-N24 que es el elemento más solicitado.

3.7.2.3.1.1 Diseño en Estados Límites Últimos

3.7.2.3.1.1.1 Perfil de Diseño

Para el diseño es estados límites últimos se verifico con la sección costanera de 150x50x3 mm cuyas características geométricas son:

Perfil: 150x50x3 mm Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)						
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas		
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)
						I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N25	N24	0.60	8.40	106.20	35.93
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						

Tabla 20: Propiedades Perfil Cordón izquierdo de columna, Elaboración Propia

3.7.2.3.1.1.2 Diseño a Tracción

Para el diseño a tracción se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo D de la ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Diseño a Tracción:

Para el diseño a tracción se debe satisfacer el siguiente criterio:

$T_r = 6.37 t$ $T_c = 19.272 t$	$\eta_t = \frac{T_r}{T_c} \leq 1$	$\eta_t = \frac{T_r}{T_c} = 0.331$	CUMPLE	
------------------------------------	-----------------------------------	------------------------------------	--------	---

Donde:

Tr: Resistencia a tracción requerida para la combinación más critica

Tc: Resistencia de diseño a tracción proporcionada por el perfil de diseño

3.7.2.3.1.1.3 Diseño a Flexión

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo F de la ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Diseño a Flexión en Eje X:

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$M_{rx} = 0.162 t * m$ $M_{cx} = 0.514 t * m$	$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$	$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} = 0.315$	CUMPLE	
--	---	--	--------	---

Donde:

Mrx: Resistencia a flexión requerida para la combinación más critica

Mcx: Resistencia de diseño a flexión proporcionado por el perfil de diseño

3.7.2.3.1.1.4 Diseño a Cortante

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo G de la ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Diseño a Cortante en Eje Y:

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$V_f = 0.160 t$ $V_c = 3.835 t$	$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$	$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} = 0.042$	CUMPLE	
------------------------------------	-----------------------------------	------------------------------------	--------	---

Donde:

Vry: Resistencia a cortante requerida para la combinación más critica

Vcy: Resistencia de diseño a cortante proporcionada por el perfil de diseño

Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Tracción

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$M_{fx} = 0.162 t * m$ $T_f = 6.369 t$ $M_{nxt} = 0.541 t * m$ $T_n = 21.414 t$	$\eta_{fc} = \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nxt}} + \frac{T_f}{\phi_t T_n} \leq 1$	$\eta_{fc} = 0.649$	CUMPLE	
--	--	---------------------	--------	---

3.7.2.3.2 Cordón inferior.

Las comprobaciones de diseño se las realizo para el elemento compuesto entre los nodos N7-N42 que es el elemento más solicitado.

3.7.2.3.2.1 Diseño en Estados Límites Últimos

3.7.2.3.2.1.1 Perfil de Diseño

Para el diseño es estados límites últimos se verifico con la sección rectangular de 150x50x4 mm cuyas características geométricas son:

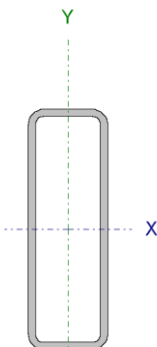
Perfil: 150x50x5 mm Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)						
			Características mecánicas			
			Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N7	N42	0.60	18.34	454.67	77.28	229.54
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						

Tabla 21: Propiedades Perfil Cordon derecho de columna, Elaboración Propia

3.7.2.3.2.1.2 Diseño a Compresión.

Para el diseño a compresión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo E de la ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Diseño a Compresión:

Para el diseño a compresión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$P_r = 18.018 t$ $P_c = 30.973 t$	$\eta_c = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$	$\eta_c = \frac{P_r}{P_c} = 0.582$	CUMPLE	
--------------------------------------	-----------------------------------	------------------------------------	--------	---

Donde:

Pr: Resistencia a compresión requerida para la combinación más crítica

Pc: Resistencia de diseño a compresión proporcionada por el perfil de diseño

3.7.2.3.2.1.3 Diseño a Flexión

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo F de la ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Diseño a Flexión en Eje X:

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$M_{rx} = 0.451 t * m$ $M_{cx} = 1.228 t * m$	$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$	$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} = 0.367$	CUMPLE	
--	---	--	--------	---

Donde:

Mrx: Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

Mcx: Resistencia de diseño a flexión proporcionado por el perfil de diseño

3.7.2.3.2.1.4 Diseño a Cortante

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo G de la ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Diseño a Cortante en Eje Y:

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$V_{ry} = 0.342 t$ $V_{cy} = 7.786 t$	$\eta_r = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$	$\eta_r = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} = 0.044$	CUMPLE	
--	---	--	--------	---

Donde:

Vry: Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

Vcy: Resistencia de diseño a cortante proporcionada por el perfil de diseño

Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Compresión

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$M_{fx} = 0.451 t * m$ $P_f = 18.018 t$ $M_{nxt} = 1.293 t * m$ $P_n = 36.439 t$	$\eta_{fc} = \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nxt}} + \frac{P_f}{\phi_t P_n} \leq 1$	$\eta_{fc} = 0.963$	CUMPLE	
---	--	---------------------	--------	---

3.7.2.4 Diseño de cercha (cordones).

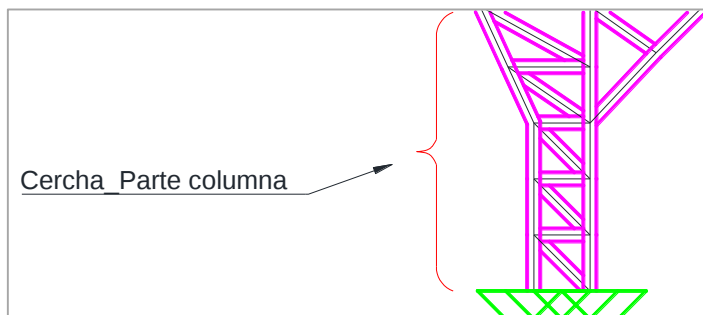


Ilustración 14: Parte Columna; foto Campo ferial B/El Constructor

3.7.2.4.1 Cordón derecho columna.

Las comprobaciones de diseño se las realizo para el elemento compuesto entre los nodos N46/N49 que es el elemento más solicitado.

3.7.2.4.1.1 Diseño en Estados Límites Últimos.

3.7.2.4.1.1.1 Perfil de Diseño.

Para el diseño es estados límites últimos se verifico con la sección rectangular de 150x50x5 mm cuyas características geométricas son:

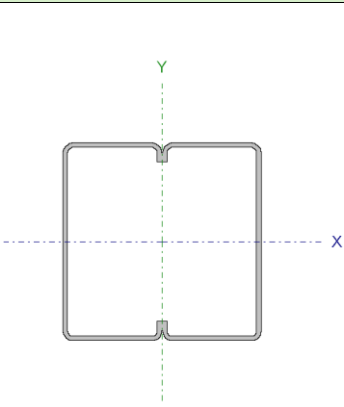
Perfil: 150x50x4 mm							
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N46	N49	0.30	24.28	858.85	806.86	1264.64
	Notas: <i>(1) Inercia respecto al eje indicado</i> <i>(2) Momento de inercia a torsión uniforme</i>						

Tabla 22: Propiedades Perfil Cordon derecho de columna, Elaboración Propia

3.7.2.4.1.1.2 Diseño a Compresión.

Para el diseño a compresión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo E de la ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Diseño a Compresión:

Para el diseño a compresión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$P_r = 21.607 t$ $P_c = 49.622 t$	$\eta_c = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$	$\eta_c = \frac{P_r}{P_c} = 0.435$	CUMPLE	
--------------------------------------	-----------------------------------	------------------------------------	--------	---

Donde:

Pr: Resistencia a compresión requerida para la combinación más crítica

Pc: Resistencia de diseño a compresión proporcionada por el perfil de diseño

3.7.2.4.1.1.3 Diseño a Flexión

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo F de la ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Diseño a Flexión en Eje Y:

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$M_{ry} = 1.017 t * m$ $M_{cy} = 2.604 t * m$	$\eta_m = \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$	$\eta_m = \frac{M_{ry}}{M_{cy}} = 0.390$	CUMPLE	
--	---	--	--------	--

Donde:

Mry: Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

Mcy: Resistencia de diseño a flexión proporcionado por el perfil de diseño.

3.7.2.4.1.1.4 Diseño a Cortante

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo G de la ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Diseño a Cortante en Eje X:

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$V_{rx} = 1.147 t$ $V_{cx} = 7.786 t$	$\eta_r = \frac{V_{rx}}{V_{cx}} \leq 1$	$\eta_r = \frac{V_{rx}}{V_{cx}} = 0.147$	CUMPLE	
--	---	--	--------	---

Donde:

Vrx: Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

Vcx: Resistencia de diseño a cortante proporcionada por el perfil de diseño

Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Compresión

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$M_{fy} = 1.017 t * m$ $P_f = 21.600 t$ $M_{nxt} = 2.604 t * m$ $P_n = 58.378 t$	$\eta_{fc} = \frac{M_{fy}}{\phi_{by} M_{nyt}} + \frac{P_f}{\phi_t P_n} \leq 1$	$\eta_{fc} = 0.845$	CUMPLE	
---	--	---------------------	--------	---

3.7.2.5 Diseño de Uniones.

3.7.2.5.1 Diseño de Uniones Soldadas.

Todos los elementos de la viga celosía: cordón superior, cordón inferior, diagonal, tendrán uniones soldadas, de esta manera se generara un elemento rígido, la verificación de estas uniones se realiza a continuación teniendo solo la verificación de una unión.

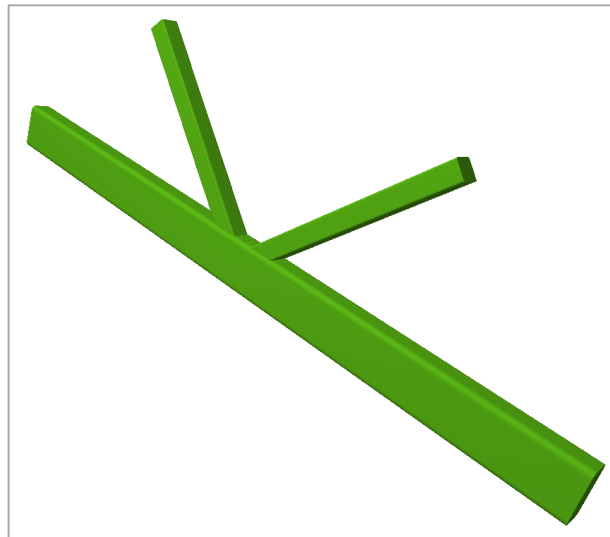


Ilustración 15: Detalla de Union Cordon Inferior-Diagonal, Elaboracion Propia

Resistencia del Metal de soldadura para el electrodo E70:

$E70 = 4820 \frac{kg}{cm^2}$	$F_w = 0.6 * E70 = 2892 \frac{kg}{cm^2}$	$F_{ws} = 0.707 * w * \phi_s * F_w = 766.741 \frac{kg}{cm}$
------------------------------	--	---

Resistencia del Metal Base:

$f_y = 2530 \frac{kg}{cm^2}$ $t_e = 3mm$	$F_{wb} = 0.9 * f_y * t_e$	$F_{wb} = 0.9 * f_y * t_e = 683.1 \frac{kg}{cm}$
---	----------------------------	--

Longitud de Filete Requerida:

$P_u = 8840 \frac{kg}{cm^2}$	$L = \frac{P_u}{F_{wb}}$	$L = \frac{P_u}{F_{wb}} = 12.941 cm$
------------------------------	--------------------------	--------------------------------------

3.7.2.5.2 Diseño de Uniones en Apoyos.

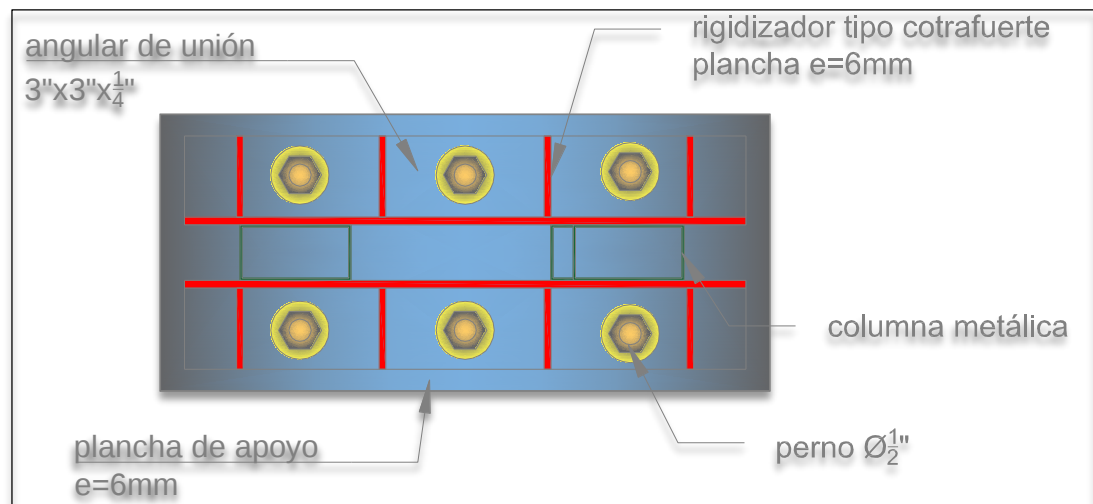


Ilustración 16: Detalle de Placa Base, Elaboracion Propia

Área de la Placa Base:

$P_u = 8840 \frac{kg}{cm^2}$ $f_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$	$A = \frac{P_u}{\phi * 0.85 * f_c} = 82.82 cm^2$	$N = 20 cm$ $B = 20 cm$ $\dot{A} = N * B = 400 cm^2$
---	--	--

Espesor de la Placa Base:

$m = 5 \text{ cm}$ $n = 12 \text{ cm}$ $f_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$t = m * \sqrt{\frac{2 * P_u}{0.90 * f_y * N * B}} = 0.987 \text{ cm}$ $t = n * \sqrt{\frac{2 * P_u}{0.90 * f_y * N * B}} = 2.368 \text{ cm}$	$t_{in} = \frac{2}{3} \text{ in}$ $t_{cm} = 1.69 \text{ cm}$
---	--	---

Diámetro del Perno de Anclaje:

$T_u = 2569 \text{ kg}$ $\phi_t = 0.75$ $f_u = 3980 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$A_g = \frac{T_u}{\phi_t * 0.75 * f_u} = 1.148 \text{ cm}^2$	$D = \sqrt{4 * \frac{A_g}{\pi}} = 1.21 \text{ cm}$ $D_{cm} = 1.20 \text{ cm} \quad D = 12 \text{ mm}$ $D_{in} = \frac{1}{2} \text{ in}$
--	--	---

Longitud del Perno de Anclaje:

$A_p = \frac{T_u}{4(D) * \sqrt{f_y}} = 36.71 / \text{m} * \text{cm}^2$ $A_p = 3666.57 \text{ cm}^2$	$L_{anclaje} = \sqrt{\frac{A_p}{\pi}} = 34.163 \text{ cm}$	$L_{anclaje} = 40 \text{ cm}$
--	--	-------------------------------

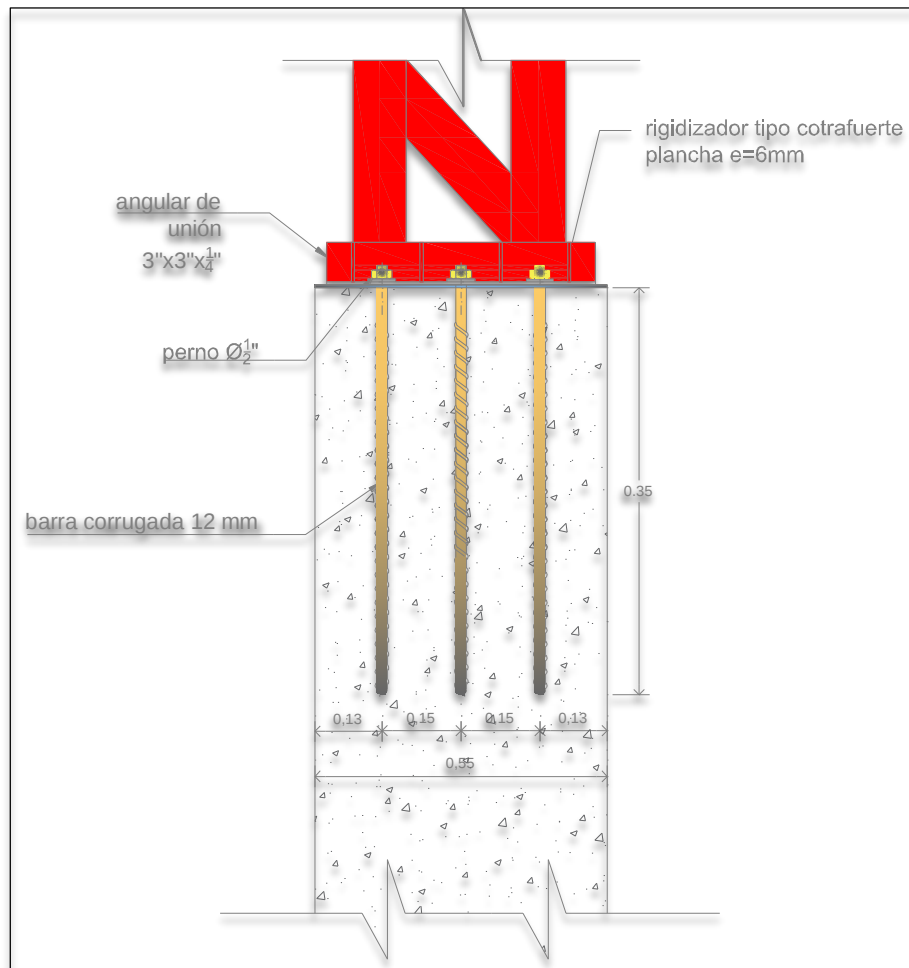


Ilustración 17: Detalle del Perno de Anclaje, Elaboracion Propia

3.7.3 Estructura de Sustentación de la Edificación

De acuerdo con el modelo estructural se compone de elementos de hormigón armado, que fueron diseñados de acuerdo a las especificaciones y limitaciones de la normativa adoptada, de cada elemento estructural se tomó el de máximas solicitaciones para su verificación estructural.

3.7.3.1 Diseño Estructural de Vigas

Las vigas se diseñaran a efectos de esfuerzos de flexión y cortante, serán vigas peraltadas, que se encontraran en los bordes de las losas y servirán como cierre de entrepiso y rigidizado de los pórticos. La viga analizada tiene las siguientes características geométricas

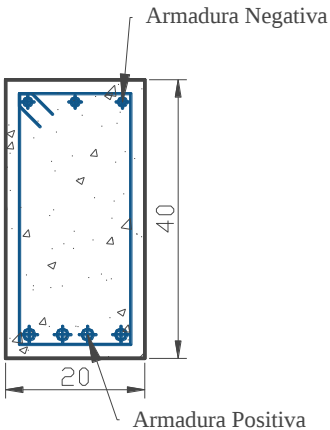
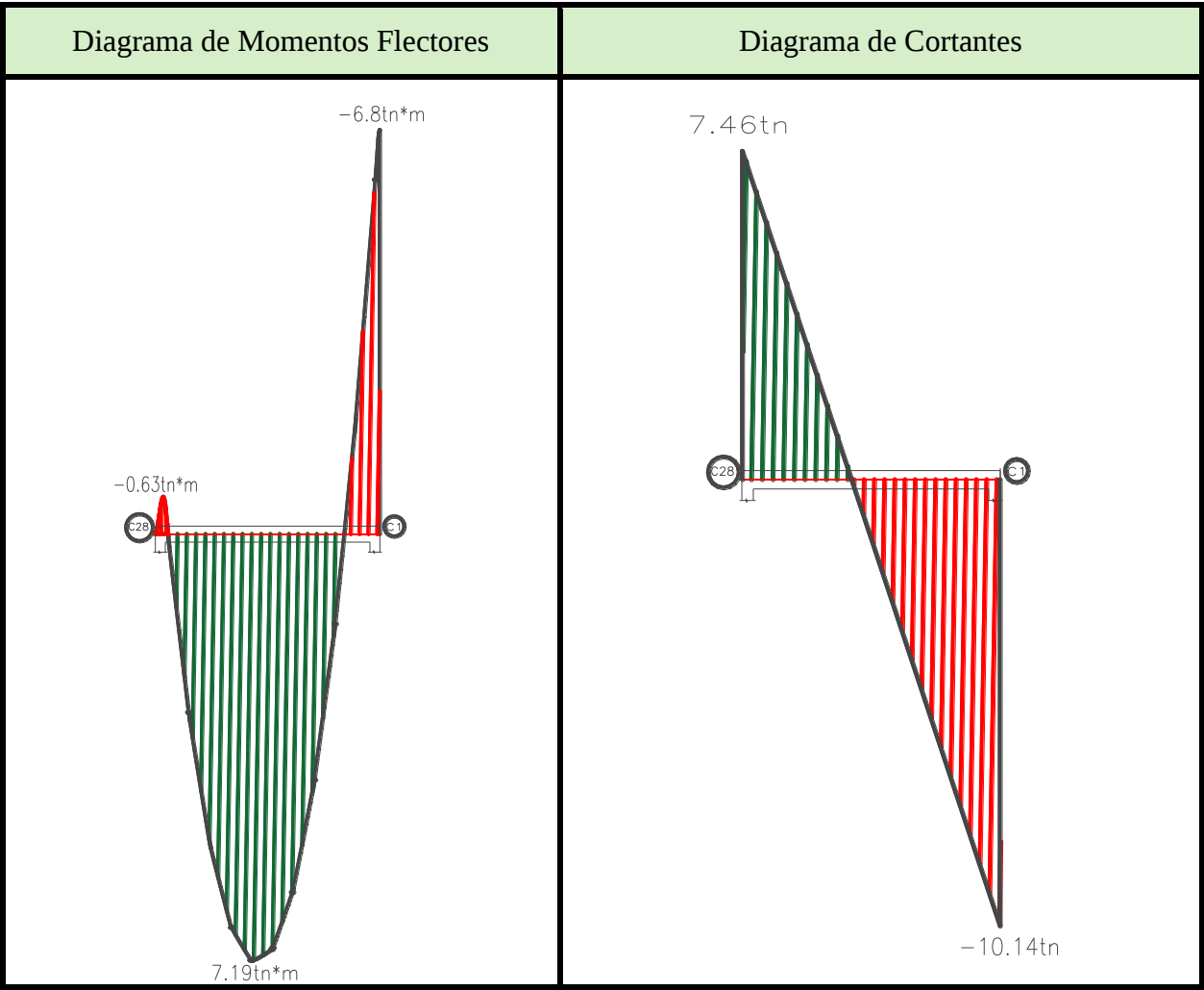


Ilustración 18: Dimensiones de la viga, Elaboración Propia



Solicitaciones de Diseño:

Tramo C28-C1	
Momento Máximo Positivo	7.19 ton.m
Momento Máximo Negativo Derecha	-6.80 ton.m
Momento Máximo Negativo Izquierda	-0.63 ton.m
Cortante Máximo	10.14 ton

Calculo Armadura Positiva**Momento de Diseño (Md):**

$$M_d = 7190 \text{ kg} * m$$

Momento Reducido de Cálculo (μ_d):

$b_w = 20 \text{ cm}$ $d = 38 \text{ cm}$	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$	$\mu_d = 0.1778$
--	--	------------------

Se determina el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{lim} = 0.332$$

Se verifica:

$\mu_d < \mu_{lim}$	$0.1778 < 0.332$	CUMPLE	
---------------------	------------------	--------	---

Cuantía Mecánica (W_s):

$$W_s = 0.2056$$

Armadura Positiva (A_s):

$A_s = W_s * b_w * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_s = W_s * b_w * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 6.305 \text{ cm}^2$
---	--

Cuantía Mecánica Mínima (W_{min}):

$$W_{min} = 0.0033$$

Armadura Mínima (Asmin):

$A_{s\min} = W_{\min} * b_w * h$	$A_{s\min} = W_{\min} * b_w * h = 1.980 \text{ cm}^2$
----------------------------------	---

Se dispondrá:

$A_{s_adoptado} = 8.04 \text{ cm}^2 > 6.305$	$4\phi 16 \text{ mm}$	CUMPLE	
---	-----------------------	--------	---

Calculo Armadura Negativa Derecha e izquierda**Momento de Diseño (Md):**

$$M_d = 6800 \text{ kg} * m$$

Momento Reducido de Cálculo (μd):

$b_w = 20 \text{ cm}$ $d = 38 \text{ cm}$	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$	$\mu_d = 0.1682$
--	--	------------------

Se determina el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{\lim} = 0.252$$

Se verifica:

$\mu_d < \mu_{\lim}$	$0.1682 < 0.252$	CUMPLE	
----------------------	------------------	--------	---

Cuantía Mecánica (Ws):

$$W_s = 0.180$$

Armadura Positiva (As):

$A_s = W_s * b_w * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_s = W_s * b_w * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 5.52 \text{ cm}^2$
---	---

Cuantía Mecánica Mínima (Wmin):

$$W_{\min} = 0.0033$$

Armadura Mínima (Asmin):

$A_{s\min} = W_{\min} * b_w * h$	$A_{s\min} = W_{\min} * b_w * h = 2.64 \text{ cm}^2$
----------------------------------	--

Se dispondrá:

$A_{s_adoptado} = 5.65cm^2 > 5.52cm^2$	$3\phi 12mm + 2\phi 12mm$	CUMPLE	
---	---------------------------	--------	---

Calculo Armadura Transversal:

Cortante de Diseño (Vd):

$$V_d = 10140 \text{ kg}$$

Cortante de Agotamiento por Tracción en el Alma:

$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = 5.916 \frac{kg}{cm^2}$	$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$	$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 4732.86 \text{ kg}$
--	-----------------------------	--

Se verifica la siguiente condición:

$V_d \leq V_{cu}$	$10140 < 4732.86$	NO CUMPLE	
-------------------	-------------------	-----------	---

No se verifica la condición por lo que la viga si requiere de armadura transversal.

Agotamiento por Compresión Oblicua del Alma:

$V_{ou} = 0.5 * f_{cd} * b_w * d = 33600kg$		$V_{su} = V_d - V_{cu} = 5407.14kg$
---	--	-------------------------------------

Armadura Transversal:

$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0.9 * d * f_{yd}} = 4.330cm^2$		$A_{st} = 4.330cm^2$
--	--	----------------------

Armadura Mínima:

$A_{st_min} = 0.033 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 2.53cm^2$		$A_{st} = 2.53cm^2$
--	--	---------------------

Se dispondrá:

Φ6mm c/ 15 cm

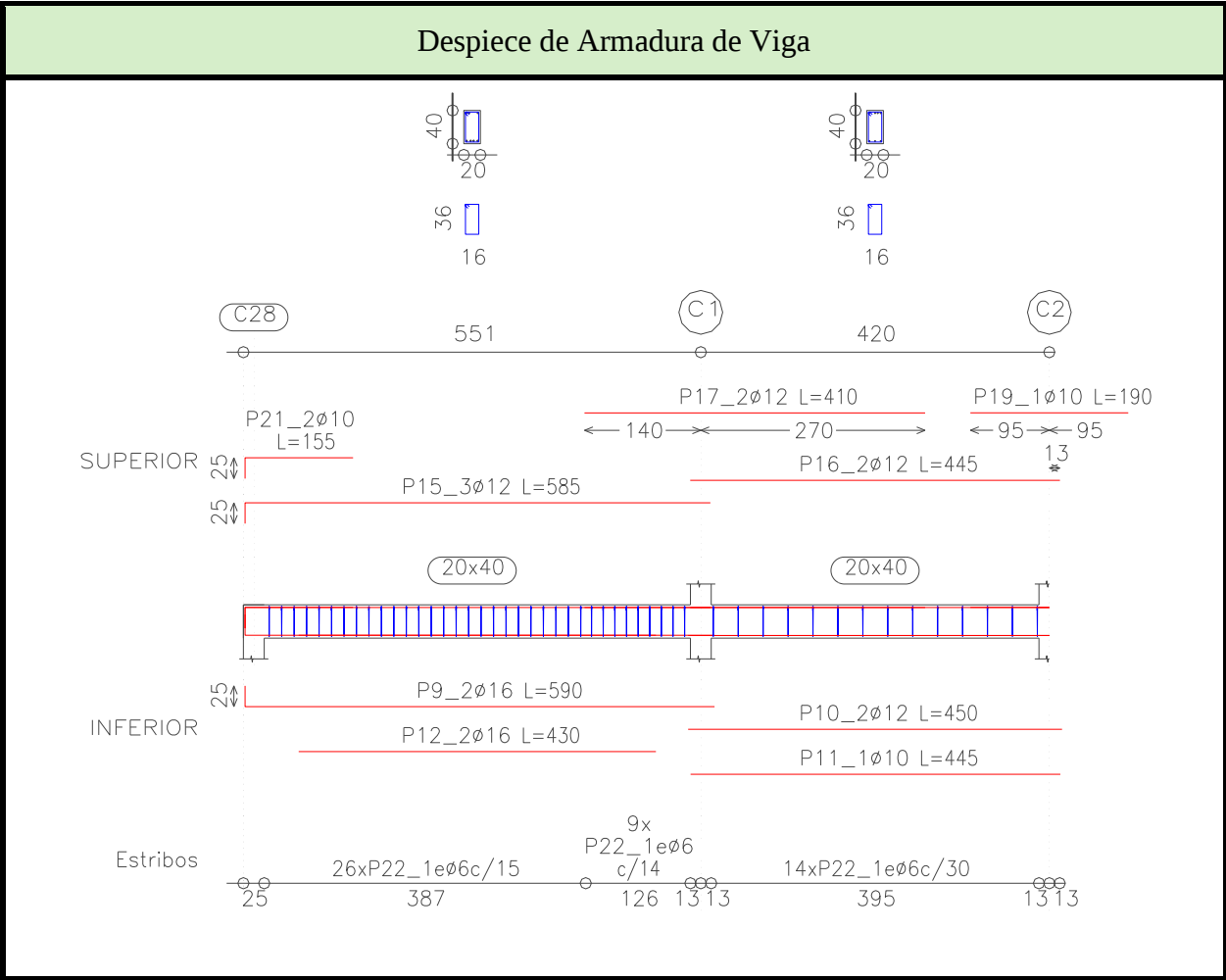


Tabla 23: Despiece de Viga, Elaboración Propia, Elaboración Propia

3.7.3.2 Diseño Estructural de Columnas

Las columnas se diseñaran a efectos de esfuerzos de flexo-compresión y cortante, serán columnas de sección rectangulares. La columna que se verificara será la C2 en su tramo comprendido entre el nivel de planta baja y el nivel 0+3.5m, cuyas características geométricas son las siguientes:

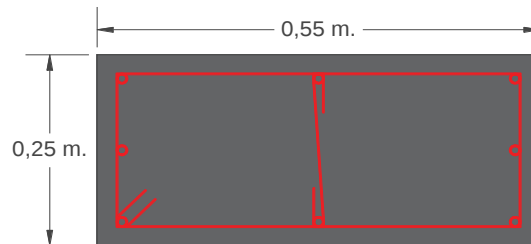
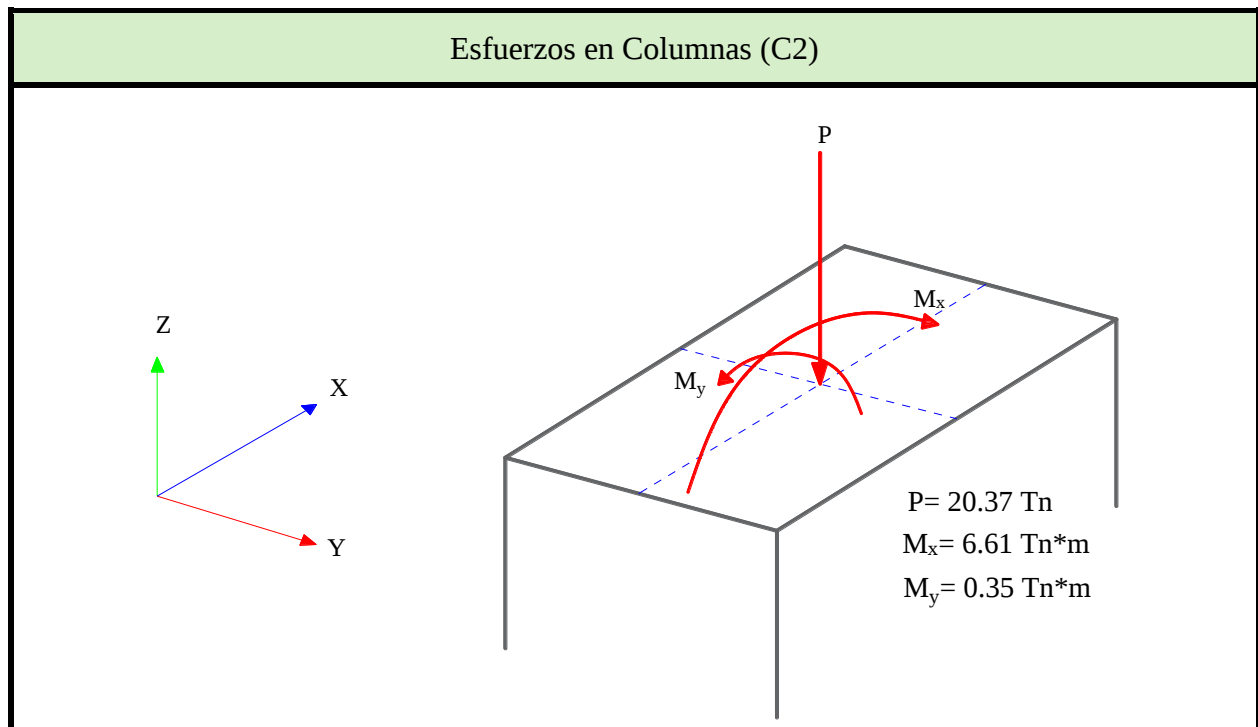


Ilustración 19: Dimensiones de la columna, Elaboración Propia



Solicitaciones de Diseño:

Esbeltez Geométrica - Comprobación a Pandeo:

Se hará uso del nomograma de pórticos traslacionales

$\Psi_A = 2.889$ $\Psi_B = 2.889$	$\alpha_1 = 1.41$
--------------------------------------	-------------------

Longitud de Pandeo:

$$l_{o1} = \alpha_1 * l_1 = 1.41 * 3.2m = 4.5 m$$

Verificación de Condición de Columna Corta: Se verificará con la esbeltez geométrica para saber si se trata de columnas cortas o largas, por lo tanto esto determinará para la resistencia de la sección transversal en la que actúa las fuerzas máximas de carga axial y momento. En general, una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en relación con su longitud.

$h_{xa} = 0.55 m$ $h_{ya} = 0.25 m$	Geométrica; $\lambda_1 = \frac{l_{o1}}{h_{xa}} = 8.18$	$\lambda_1 < 10$	CUMPLE 
	Mecánica: $\lambda_1 = \frac{l_{o1}}{r_{xa}} = \frac{4.5}{0.158} = 28.34$	$\lambda_1 < 30$	

Armadura Longitudinal:

Capacidad mecánica del hormigón:

$f_{cd} = 0.9 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 126 \frac{kg}{cm^2}$	$U_c = f_{cd} * h_{xa} * h_{ya} = 173250 kg$
--	--

Esfuerzos reducidos de cálculo:

$M_{xd1} = 6610 kg * m$ $M_{yd1} = 0 kg * m$ $N_{d1} = 12160 kg$	$\mu_x = \frac{M_{xd1}}{U_c * h_{xa}} = 0.06937$ $\mu_y = \frac{M_{yd1}}{U_c * h_{ya}} = 0$	$v = \frac{N_{d1}}{U_c} = 0.02978$
--	--	------------------------------------

Mediante el ábaco de roseta se obtiene el siguiente valor de cuantía geométrica:

$$\omega = 0.3$$

Armadura Longitudinal:

$U_{total} = \omega * U_c = 51975 kg$	$A_s = \frac{U_{total}}{f_{yd}} = 14.231 cm^2$
---------------------------------------	--

Armadura Mínima:

CORTANTE MAYORADO $A_{smin} = 0.006 * h_{xa} * h_{ya}$	$A_{smin} = 8.25 \text{ cm}^2$
---	--------------------------------

Se dispone:

6 ϕ 16mm + 2 ϕ 16mm

Armadura Transversal:

Cortante Mayorado:

$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = 5.916 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$V_{cu} = f_{vd} * h_{xa} * (h_{xa} - r)$	$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 17082.45 \text{ kg}$
--	---	---

Verificación de la condición:

$V_{d1} = 4104.9 \text{ kg}$	$V_{d1} \leq V_{cu}$	$4104.9 \text{ kg} < 17082.45 \text{ kg}$	CUMPLE	
------------------------------	----------------------	---	---------------	---

Armadura Mínima:

$A_{smin t} = 0.02 * h_{xa} * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_{smin t} = 0.863 \text{ cm}^2$
--	-----------------------------------

Se dispone:

Φ 6mm c/ 20 cm

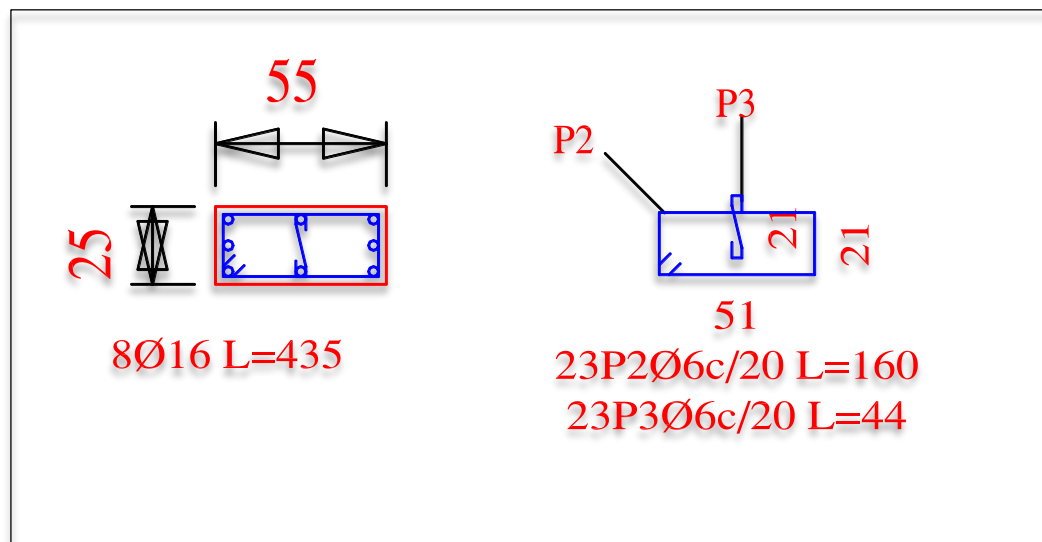


Ilustración 20: Dimensiones de la columna, Elaboración Propia

3.7.3.3 Diseño Estructural de Losas.

Los forjados de la estructura de sustentación son forjados de tipología de losa aligerada, compuestas por viguetas pretensadas y polietileno como aligerante.

Las losas con viguetas pretensadas corresponderán a las siguientes características geométricas.

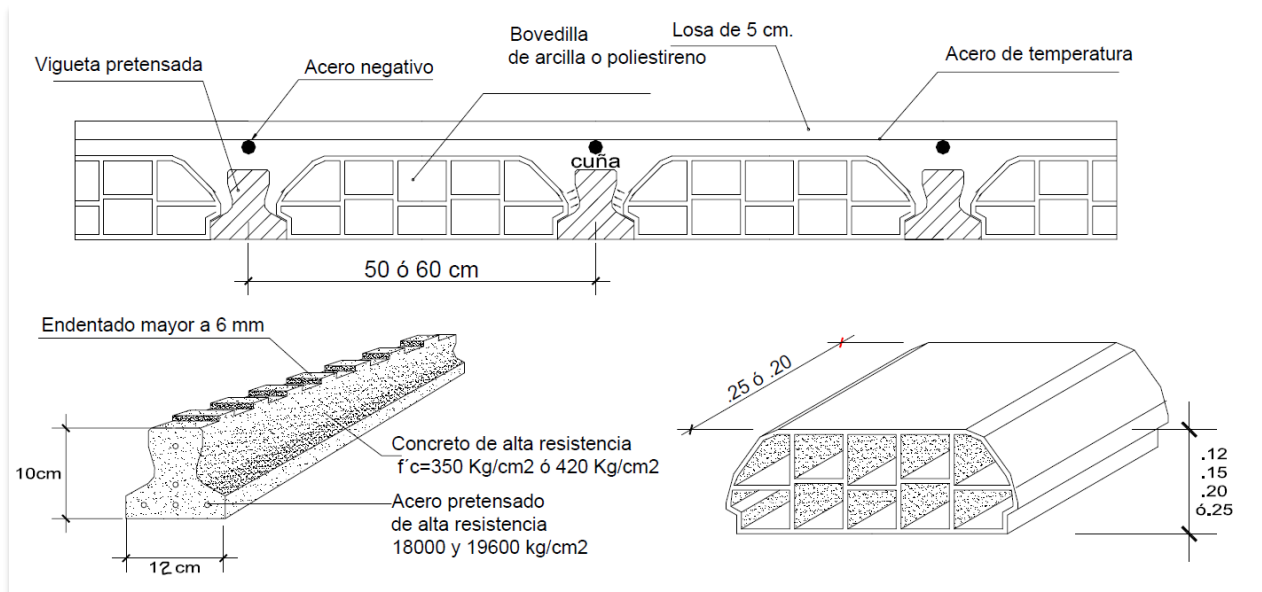


Ilustración 21: Sección del aligerado y vigueta, Elaboración Propia

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE LA VIGUETA		
Área	512.8	cm ²
Inercia	4151.7	cm ⁴
C1 (ancho inf)	11.2	cm
C2 (ancho sup)	5.8	cm
Inercia en dirección X	18266.3	cm ⁴

Momento de Diseño:

El momento de diseño calculado en función de los estados de carga es:

$$M_d = 1.57 \text{ Kg} * m$$

Calculo de Armadura Activa:

Con una tensión del Torón asumido de $P=5700 \text{ Kg}$

DATOS $d_{ps} = 0.0096 \text{ m}$ $A_{ps} = 7.2382 \text{ E} - 5 \text{ m}^2$ $f_{adm} = 1330000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$	$P_t = A_{ps} * f_{adm}$ $P_t = 96.27 \text{ KN}$	$P_t > P_i$ $96.27 \text{ KN} > 57 \text{ KN}$	CUMPLE	
--	--	---	--------	---

Calculo del Esfuerzo en el Acero:

DATOS $f_{pu} = 19000 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ $f_{cd} = 350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ $\beta_1 = 0.05$ $\gamma_p = 0.65$	$f_{ps} = f_{ps} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} * \rho_p * \frac{f_{pu}}{f_{cd}} \right]$	$f_{ps} = 17444.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
---	--	--

Calculo de “a” distancia desde la fibra superior al centroide del diagrama rectangular:

DATOS $b = 0.50 \text{ m}$	$a = \frac{A_{ps} * f_{ps}}{0.85 * f_{cd} * b}$	$a = 3.54 \text{ cm}$
--------------------------------------	---	-----------------------

Calculo de Armadura Pasiva:

$d_p = 0.2 \text{ m}$ $a = 3.54 \text{ cm}$	$M_{u1} = \left[0.85 * f_{cd} * a * b * \left(d_p - \frac{a}{2} \right) * 2 \right] * \phi$	$M_{u1} = 230252.9 \text{ kg} * \text{m}$
--	---	---

Verificación para la Necesidad de Armadura Pasiva:

$M_u = 157000 \text{ kg} * \text{cm}$	$M_u = M_{u1} - M_{u2}$	$M_{u2} = 93252.864 \text{ kg} * \text{cm}$
---------------------------------------	-------------------------	---

NO HAY NECESIDAD DE ARMADURA PASIVA

Por lo que se dispondrá solo armadura constructiva como se indica en la figura.

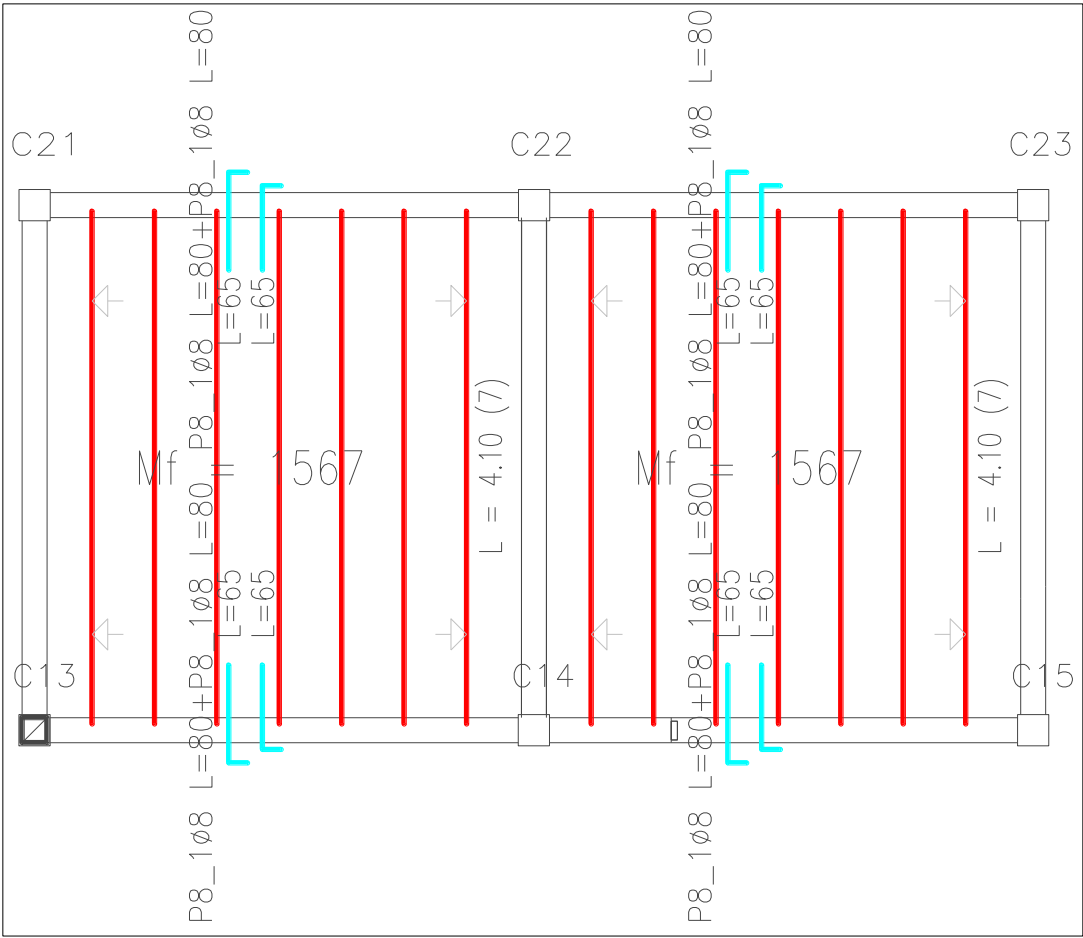


Ilustración 22: Armado y disposicion de viguetas, Elaboración Propia

3.7.3.4 Diseño Estructural de Fundaciones

La capacidad portante de terreno de fundación es:

$$\sigma_{adm} = 23.3 \frac{Tn}{m^2}$$

3.7.3.4.1 Diseño Estructural de Zapatas Centradas.

Geometría:

La zapata centrada tiene una geometría rectangular con las siguientes dimensiones:

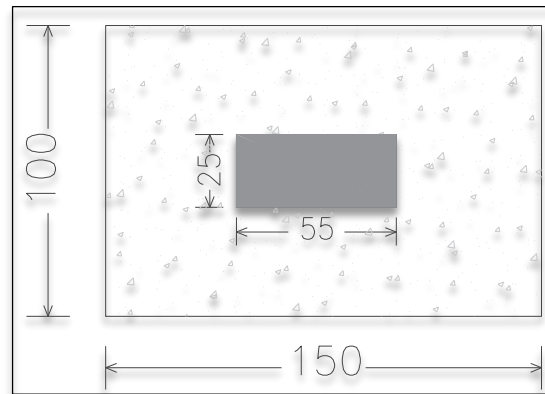


Ilustración 23: Dimensiones Zapata Centrada; Elaboración Propia

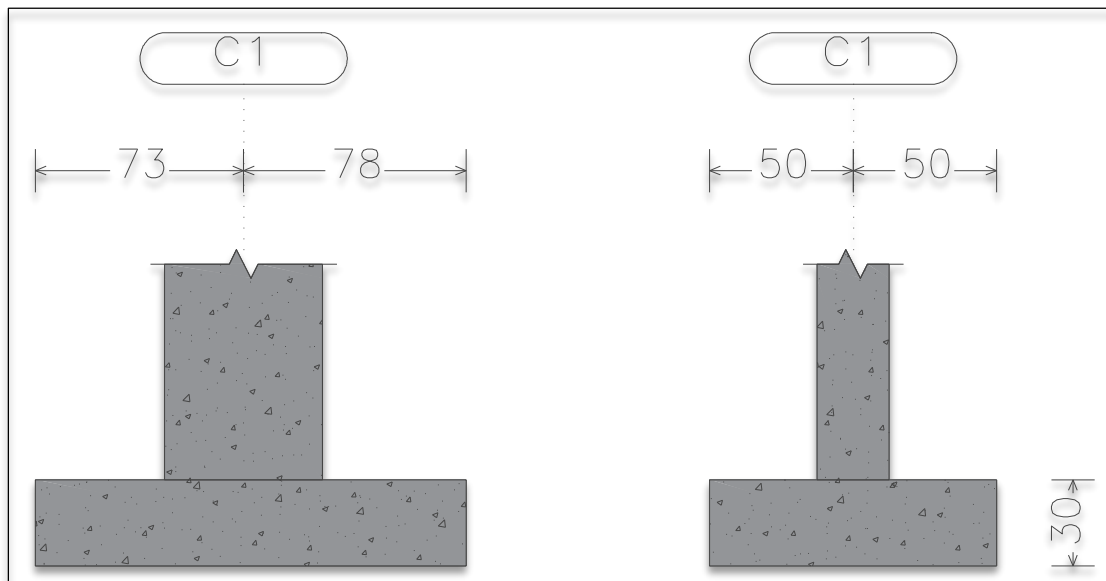


Ilustración 24: Dimensiones Zapata Centrada; Elaboración Propia

Solicitaciones de Diseño: Para el cálculo Estructural se tomó como un pórtico de apoyo fijo, para un mejor rendimiento de las zapatas.

Columna 2			
Solicitud	Carga Permanente	Sobrecarga de Uso	Combinación de Diseño = 1.6CP+1.6 SU
Normal	6.21 ton	2.36 ton	13.712 ton
Cortante X	0.78 ton	2.47 ton	5.287 ton
Cortante Y	-0.45 ton	-0.08 ton	0.848 ton

Canto de la Zapata:

Punzonamiento:

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} = 25.327 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm}$$

Clasificación de la Zapata:

$V_y = \frac{b + b_0}{2} = 62.5 \text{ cm} \quad V_x = \frac{a + a_0}{2} = 102.5 \text{ cm}$	$V > 2h$ $2h = 2 * 30 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$	CUMPLE	
--	--	--------	---

Zapata Flexible.

Esfuerzo Máximo de Tensión sobre el Terreno:

$\sigma_{\max} = 0.850 \frac{Kg}{cm^2}$	$\sigma_{\max} < \sigma_{adm}$	CUMPLE	
---	--------------------------------	--------	---

Comprobación al Vuelco:

Comprobación en X:

$\gamma_{vx} = \frac{M_{estabilizante_x}}{M_{desestabilizante_x}} = 28.587$	$\gamma_v > 1.5$	CUMPLE	
---	------------------	--------	---

Comprobación en Y:

$\gamma_{vy} = \frac{M_{estabilizante_y}}{M_{desestabilizante_y}} = 6.878$	$\gamma_v > 1.5$	CUMPLE	
--	------------------	--------	---

Comprobación de Tensiones en el Terreno:

En el punto 1:

$\sigma_1 = \frac{N}{a*b} \pm \frac{M_x}{a*b^2} \pm \frac{M_y}{b*a^2} = 0.358 \frac{kg}{m^2}$	$\sigma_1 < \sigma_{adm}$	CUMPLE	
---	---------------------------	--------	---

En el punto 2:

$\sigma_2 = \frac{N}{a*b} \pm \frac{M_x}{a*b^2} \pm \frac{M_y}{b*a^2} = 1.627 \frac{kg}{m^2}$	$\sigma_2 < \sigma_{adm}$	CUMPLE	
---	---------------------------	--------	---

En el punto 3:

$\sigma_3 = \frac{N}{a*b} \pm \frac{M_x}{a*b^2} \pm \frac{M_y}{b*a^2} = 0.223 \frac{kg}{m^2}$	$\sigma_3 < \sigma_{adm}$	CUMPLE	
---	---------------------------	--------	---

En el punto 4:

$\sigma_4 = \frac{N}{a*b} \pm \frac{M_x}{a*b^2} \pm \frac{M_y}{b*a^2} = 1.492 \frac{kg}{m^2}$	$\sigma_4 < \sigma_{adm}$	CUMPLE	
---	---------------------------	--------	---

Diseño a Flexión en X:

$A_s = b_w * \omega * (h - r) * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_s = 5.280 \text{ cm}^2$
--	----------------------------

Armadura mínima:

$A_{smin} := \omega_{min} \cdot b_w \cdot (h - r)$	$A_s = 4.50 \text{ cm}^2$
--	---------------------------

Se dispondrá:

5Φ12mm c/20cm/1m

Diseño a Flexión en Y:

$A_s = b_w * \omega * (h - r) * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_s = 5.280 \text{ cm}^2$
--	----------------------------

Armadura mínima:

$A_{smin} := \omega_{min} \cdot b_w \cdot (h - r)$	$A_s = 4.50 \text{ cm}^2$
--	---------------------------

Se dispondrá:

5φ12mm c/15cm/1m

Comprobación de la Adherencia:

En dirección X:

$\tau_b = \frac{V_{dx}}{0.9 * (h - r) * n * \pi * \phi} = 1.504 \frac{kg}{cm^2}$	$\tau_b \leq 2 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2}$ $2 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 53.924 \frac{kg}{cm^2}$	CUMPLE	
--	---	--------	---

En dirección Y:

$\tau_b = \frac{V_{dy}}{0.9 * (h - r) * n * \pi * \phi} = 3.027 \frac{kg}{cm^2}$	$\tau_b \leq 2 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2}$ $2 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 53.924 \frac{kg}{cm^2}$	CUMPLE	
--	---	--------	---

Armado de Zapata:

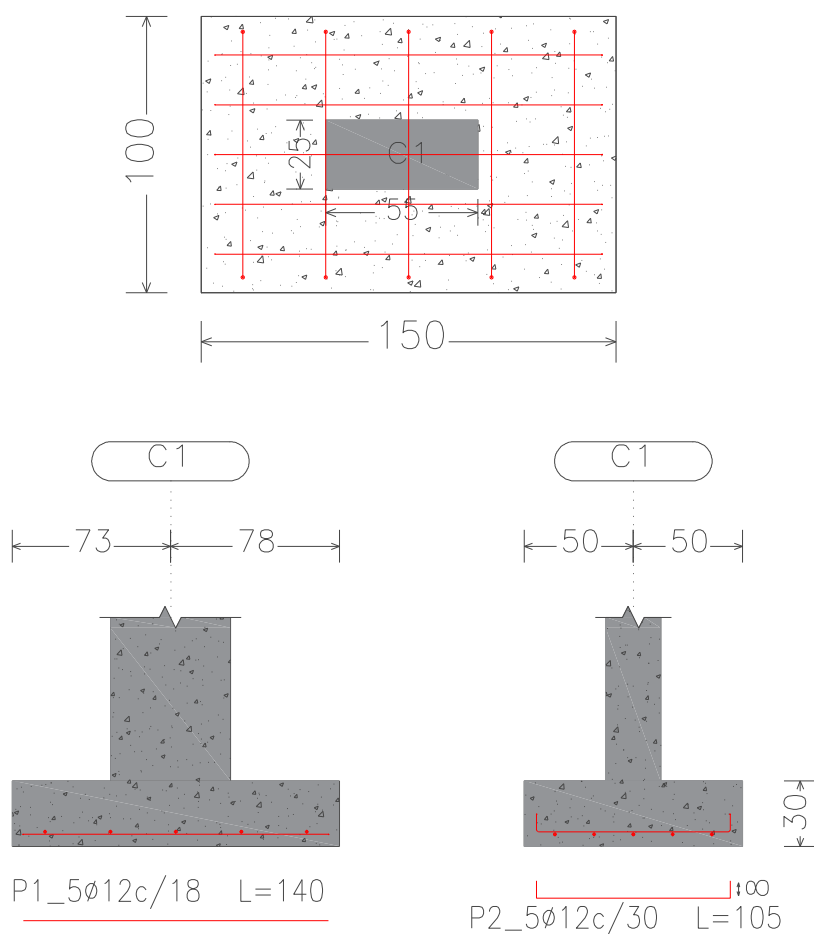


Ilustración 25: Despiece de Zapata Centrada; Elaboración Propia

3.7.4 Especificaciones Técnicas

Son las que definen la calidad de la obra que el contratante desea ejecutar por intermedio del contratista, en términos de calidad y cantidad.

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

3.7.5 Presupuesto del Proyecto

El presupuesto general de proyecto es de:

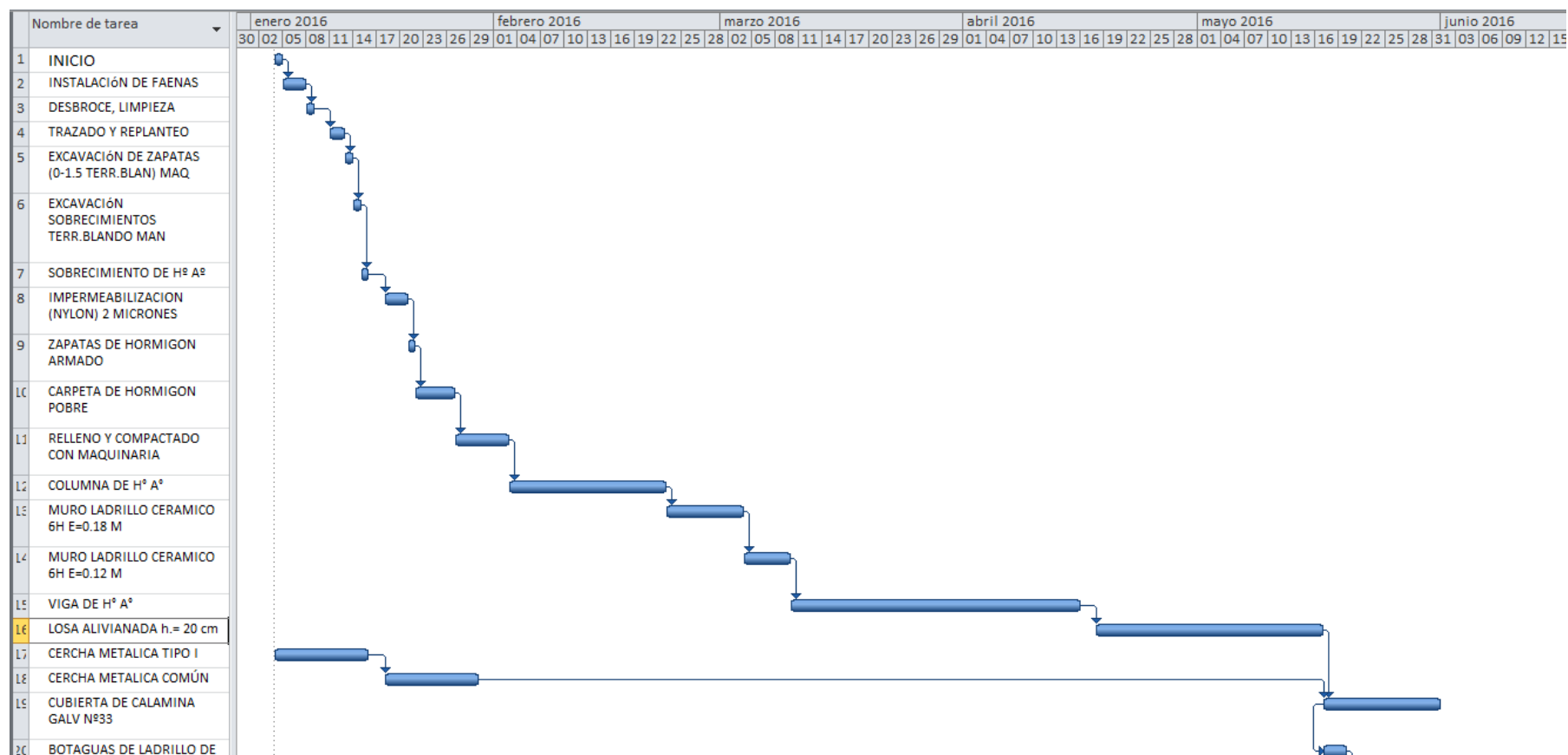
ITEM N°	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. Total	COSTO P/ITEM
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	[PZA]	1,00	3367,17	3367,17
2	DESBROCE, LIMPIEZA	[m2]	810,89	4,42	3583,52
3	TRAZADO Y REPLANTEO	[m]	134,36	63,42	8520,55
4	EXCAVACIÓN DE ZAPATAS (0-1.5 TERR.BLAN) MAQ	[m3]	88,50	34,10	3018,07
5	EXCAVACIÓN SOBRECIMIENTOS TERR.BLANDO MAN	[m3]	1,54	134,79	207,57
6	SOBRECIMIENTO DE H° A°	[m3]	1,54	5102,45	7857,77
7	IMPERMEABILIZACION (NYLON) 2 MICRONES	[m2]	7,70	24,31	187,15
8	ZAPATAS DE HORMIGON ARMADO	[m3]	13,28	3877,15	51469,15
9	CARPETA DE HORMIGON POBRE	[m3]	2,21	63,01	139,40
10	RELLENO Y COMPACTADO CON MAQUINARIA	[m3]	71,33	89,82	6406,31
11	COLUMNA DE H° A°	[m3]	19,50	5836,89	113819,42
12	MURO LADRILLO CERAMICO 6H E=0.18 M	[m2]	441,69	272,57	120388,56
13	MURO LADRILLO CERAMICO 6H E=0.12 M	[m2]	390,56	247,28	96578,42
14	VIGA DE H° A°	[m3]	16,51	4727,42	78051,55
15	LOSA ALIVIANADA h.= 20 cm	[m2]	123,64	390,92	48333,82
16	ACERO ESTRUCTURAL.	[Kg]	4785,80	17,59	84184,63
17	CUBIERTA DE CALAMINA GALV N°33	[m2]	548,60	318,42	174685,55
18	CERCHA METALICA TIPO I	[Pza]	6,00	14180,38	85082,25
19	CERCHA METALICA COMÚN 1	[Pza]	4,00	4105,27	16421,07
20	CERCHA METALICA COMÚN 2	[Pza]	3,00	6032,91	18098,72

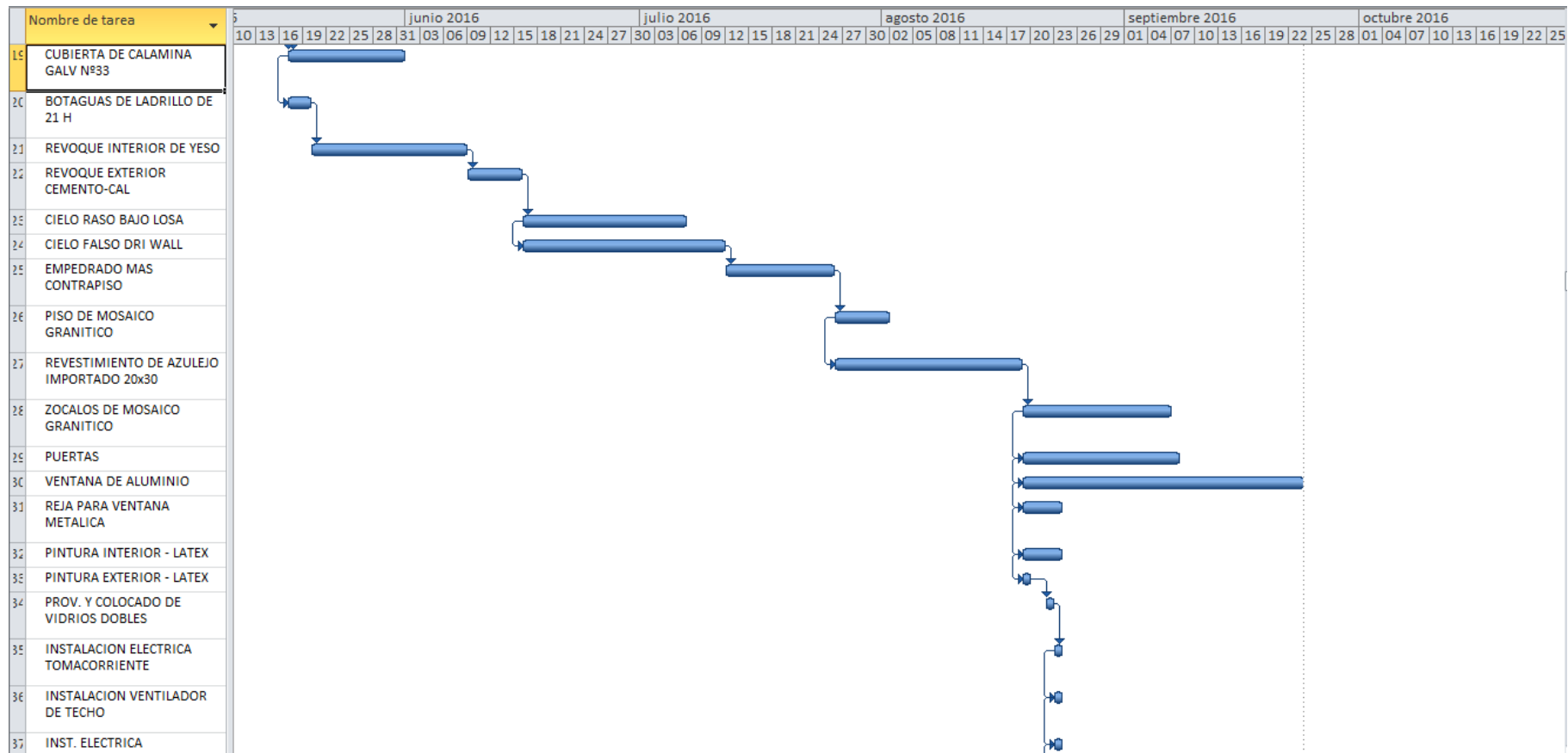
ITEM N°	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. Total	COSTO P/ITEM
21	CORREAS CERCHAS	[ml]	972,75	177,49	172651,85
22	EMPEDRADO MAS CONTRAPISO	[m2]	692,93	296,21	205256,21
23	PISO DE MOSAICO GRANITICO	[m2]	507,41	1499,74	760979,17
24	BOTAGUAS DE LADRILLO DE 21 H	[m]	11,92	154,02	1835,89
25	ZOCALOS DE MOSAICO GRANITICO	[m]	332,76	116,78	38858,53
26	REVOQUE INTERIOR DE YESO	[m2]	390,56	133,88	52288,06
27	REVOQUE EXTERIOR CEMENTO-CAL	[m2]	441,69	244,42	107955,18
28	CIELO RASO BAJO LOSA	[m2]	123,64	175,58	21708,70
29	CIELO FALSO DRI WALL	[m2]	523,47	204,55	107073,47
30	REVESTIMIENTO DE AZULEJO IMPORTADO 20x30	[m2]	548,98	1925,68	1057157,82
31	PUERTAS	[m2]	57,54	896,28	51572,18
32	VENTANA DE ALUMINIO	[m2]	53,84	444,64	23939,23
33	REJA PARA VENTANA METALICA	[m2]	53,84	209,36	11272,20
34	PINTURA INTERIOR - LATEX	[m2]	390,56	54,10	21128,29
35	PINTURA EXTERIOR - LATEX	[m2]	441,69	41,89	18501,32
36	PROV. Y COLOCADO DE VIDRIOS DOBLES	[m2]	51,15	119,79	6127,06
37	INSTALACION ELECTRICA TOMACORRIENTE	[PTO]	18,00	466,00	8388,05
38	INSTALACION VENTILADOR DE TECHO	[PZA]	8,00	827,19	6617,52
39	INST. ELECTRICA ILUMINACION FLUORESCENTE (INCULUM 2X40)	[PTO]	10,00	398,29	3982,87
40	INST. ELECTRICA ILUMINACION INCANDESCENTE (INCLUYE LUMI)	[PTO]	15,00	336,77	5051,60
41	INSTALACION DUCHA ELECTRICA	[PZA]	2,00	803,99	1607,97
42	INSTALACION AGUA POTABLE	[PTO]	4,00	202,46	809,82

ITEM Nº	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. Total	COSTO P/ITEM
43	INODORO (ARTEFACTO)	[PZA]	12,00	873,26	10479,06
44	QUINCALLERIA PUERTA EXTERIOR	[PZA]	10,00	280,65	2806,45
45	QUINCALLERIA PUERTA INTERIOR	[PZA]	6,00	312,68	1876,06
46	QUINCALLERIA PUERTA BAÑO/CERROJO	[PZA]	12,00	273,86	3286,27
47	QUINCALLERIA VENTANAS	[PZA]	29,00	203,25	5894,28
48	REJILLA DE PISO	[PZA]	6,00	109,90	659,40
49	CANAleta DE CALAMINA	[ml]	70,00	173,91	12173,76
50	CORDON DE ACERA DE Hº 0,20X0,40m	[ml]	1,00	5916,84	5916,84
51	VEREDA CEMENTO FLOTACHADO/EMPEDRADO	[m2]	162,66	251,67	40936,82
52	RETIRO DE ESCOMBROS Y LIMPIEZA GRAL.	[glb]	1,00	338,81	338,81
COSTO TOTAL =				3689531,39	
COSTO TOT EN \$us. =				534714,69	

3.7.6 Duración de la obra.

La duración del proyecto Centro Cultural Uriondo será de 263 días calendario.





4. APOORTE ACADEMICO DEL ESTUDIANTE

Como aporte académico se propuso un análisis técnico-económico entre cerchas diferentes, Cercha Tipo I y cercha Tipo II:

- Cercha Tipo I.

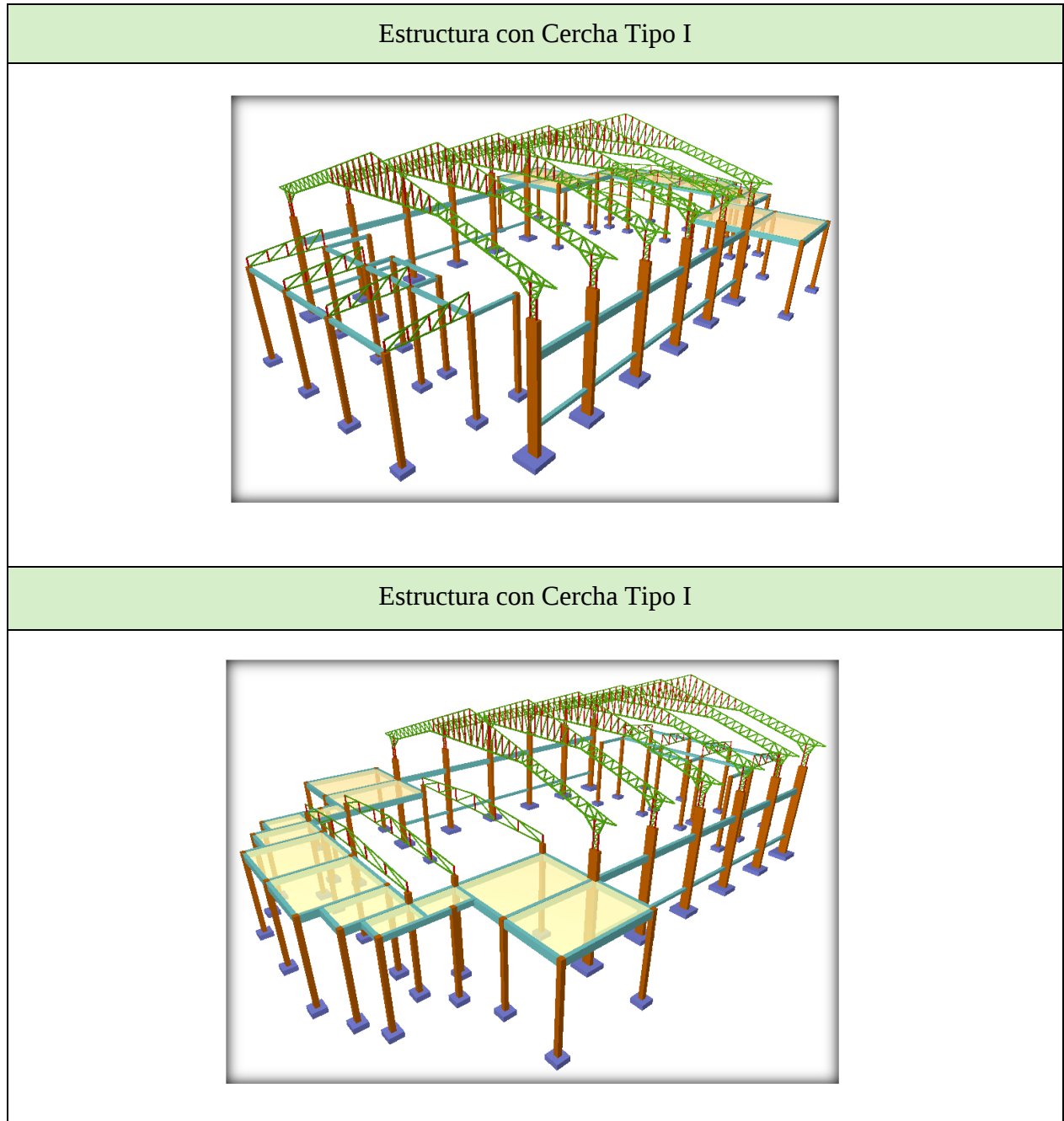
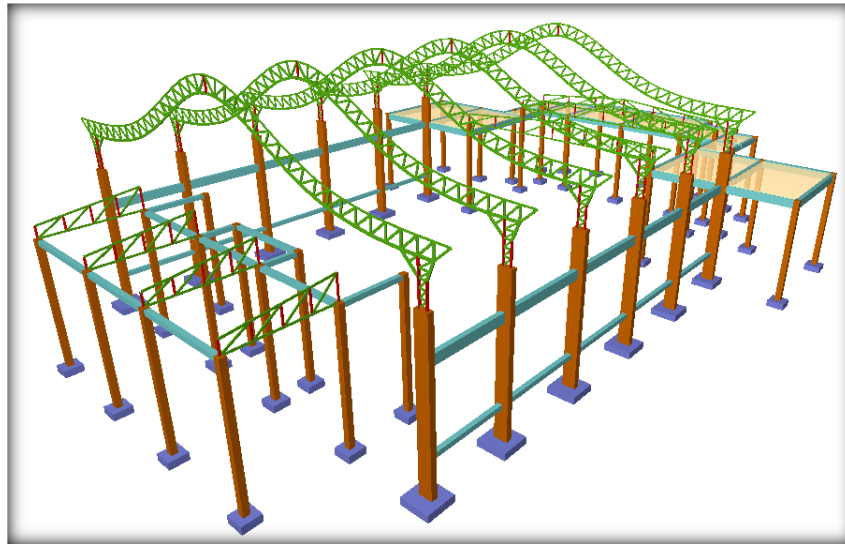


Ilustración 26: Estructura con Cercha Tipo I, Elaboración Propia

- Cercha Tipo II.

Estructura con Cercha Tipo II



Estructura con Cercha Tipo II

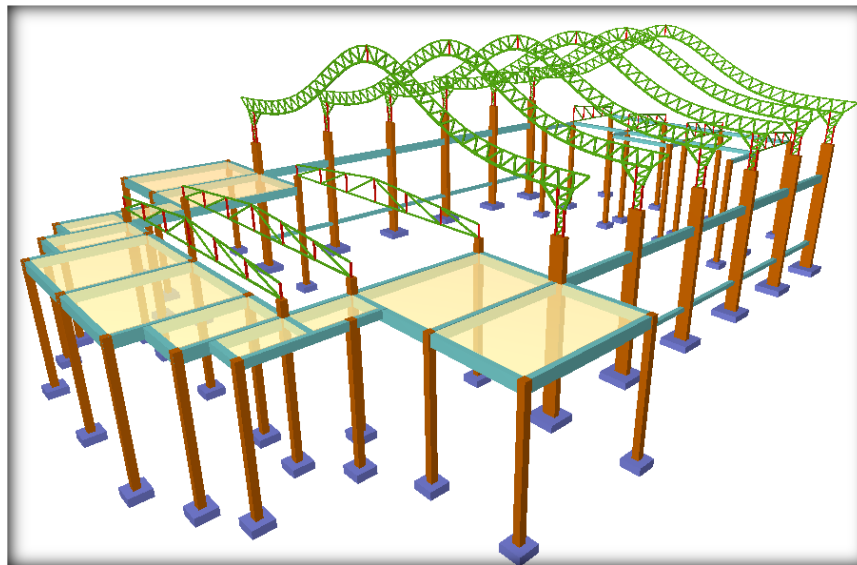


Ilustración 27: Estructura con Cercha Tipo II, Elaboración Propia

4.1 Análisis Técnico entre Cerchas.

Para el análisis técnico se consideración los siguientes aspectos:

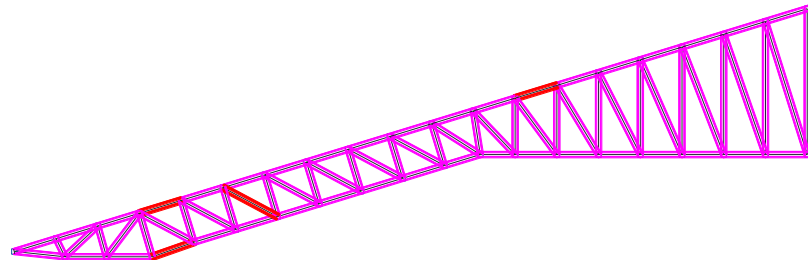
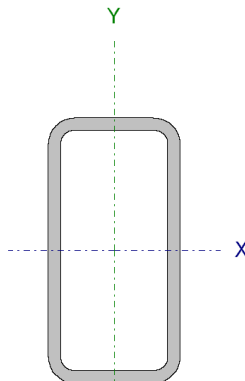
- Análisis de cargas (D, L, v).
- Análisis de miembros (Tensión-Compresión).
- Análisis del Peso en las estructuras.

4.1.1 Análisis de cargas (Viento).

DIAGRAMA DE CARGAS PARA CADA CERCHA	
CERCHA TIPO I	CERCHA TIPO I
• En parte de las paredes o columnas que están a 90°, el efecto del viento es mucho mayor en comparación que la de la cercha, puesto que actúa con mayor intensidad a 90°.	• Al igual que el de la cercha tipo I, esto no podrá cambiar porque en paredes siempre serán el mismo valor.
• En Barlovento el efecto del viento es constante con una magnitud del 0.43 de la carga directa a 90°.	• Debido a que este tipo de cercha es curvo en todo este tramo (Barlovento), presenta diferentes ángulos de contacto del viento, por lo que sus magnitudes son variables. Determina mayor efecto en zonas inicio con 0.46 de la carga directa a 90°, menor en zonas centrales de la curva con 0.32 P y por ultimo con 0.59 P siendo ésta la de mayor presión.
• En cuanto al Sotavento, la presión será siempre menor. Siendo su valor constante de 0.3 P	• Al igual que el Barlovento los valores son variables y de menor valor, con 0.36 del valor de la carga directa a 90° (P).
•	•

4.1.2 Análisis de Miembros (Tensión - Compresión).

La comprobación de los elementos se los realizará en 2 partes principales de cada cercha, analizando los aspectos de tracción o compresión en dicho sitio de cerchas.

ANALISIS A COMPRESIÓN																										
Cercha Tipo I																										
																										
Perfil: 150x50x3 mm Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi) <table><tr><th colspan="2">Nudos</th><th rowspan="2">Longitud (m)</th><th colspan="4">Características mecánicas</th></tr><tr><th>Inicial</th><th>Final</th><th>Área (cm²)</th><th>I_x⁽¹⁾ (cm⁴)</th><th>I_y⁽¹⁾ (cm⁴)</th><th>I_t⁽²⁾ (cm⁴)</th></tr><tr><td>N7</td><td>N42</td><td>0.60</td><td>14.94</td><td>380.45</td><td>65.84</td><td>191.90</td></tr></table> Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas				Inicial	Final	Área (cm²)	I _x ⁽¹⁾ (cm⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm⁴)	N7	N42	0.60	14.94	380.45	65.84	191.90
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas																							
Inicial	Final		Área (cm²)	I _x ⁽¹⁾ (cm⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm⁴)																				
N7	N42	0.60	14.94	380.45	65.84	191.90																				
Diseño a Compresión: Se verificara el elemento correspondiente N7-N42. Para el diseño a compresión se debe satisfacer el siguiente criterio:																										
$P_r = 18.018\,t$ $P_c = 30.973\,t$	$\eta_c = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$	$\eta_c = \frac{P_r}{P_c} = 0.582$	CUMPLE																							

Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Compresión

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$M_{fx} = 0.451 t * m$$

$$P_f = 18.018 t$$

$$M_{nxt} = 1.293 t * m$$

$$P_n = 36.439 t$$

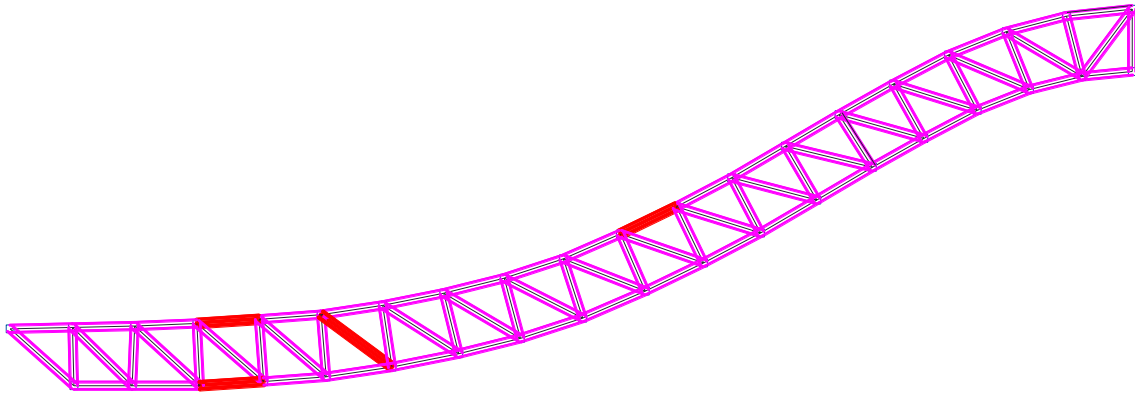
$$\eta_{fc} = \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nxt}} + \frac{P_f}{\phi_t P_n} \leq 1$$

$$\eta_{fc} = 0.963$$

CUMPLE

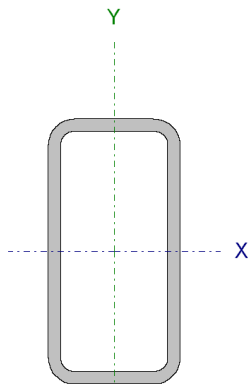


Cercha Tipo II



Perfil: 150x50x3 mm

Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)



Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N27	N28	0.60	14.94	380.45	65.84	191.90

Notas:

⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado

⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme

Diseño a Compresión:

Se verificara el elemento correspondiente N27-N28.

Para el diseño a compresión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$P_r = 16.173 t$ $P_c = 30.990 t$	$\eta_c = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$	$\eta_c = \frac{P_r}{P_c} = 0.522$	CUMPLE	
--------------------------------------	-----------------------------------	------------------------------------	--------	---

Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Compresión

Se debe satisfacer la siguiente relación:

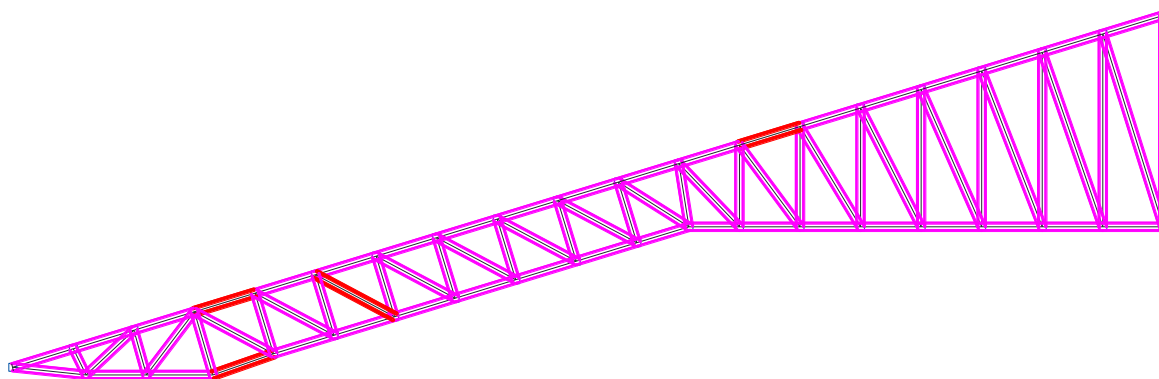
$M_{fx} = 0.348 t * m$ $P_f = 16.173 t$ $M_{nxt} = 1.293 t * m$ $P_n = 30.990 t$	$\eta_{fc} = \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nxt}} + \frac{P_f}{\phi_t P_n} \leq 1$	$\eta_{fc} = 0.820$	CUMPLE	
---	--	---------------------	--------	---

Análisis de cada elemento a compresión:

<i>Cercha Tipo I (N7/N42)</i>	<i>Cercha Tipo II</i>
La carga que actúa en este elemento es mayor puesto que la inclinación del mismo es mayor, este valor llega a 18.018tn, actuando con una efectividad del 58% de dicha resistencia.	En este elemento que llega a apoyar al pilar es el que mayor esfuerzo llega a resistir con un valor a compresión de 16.173tn, con efectividad de 52%.
En cuanto a la Flexo-compresión este elemento es el más crítico, puesto que este valor llega al 96% de su resistencia del material. Siendo la inclinación una desventaja en dichos puntos como cerca del apoyo.	La flexo-compresión del elemento es menor con 82% de su resistencia, resistiendo mejor que el elemento de la cercha Tipo I. aprovechando su mayor capacidad por la inclinación del elemento.

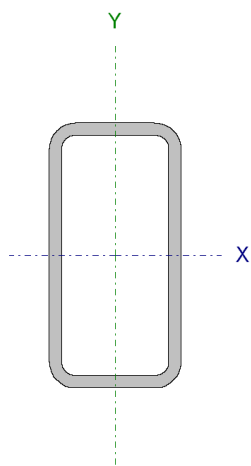
ANÁLISIS A Tensión

Cercha Tipo I



Perfil: 150x50x3 mm

Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)



Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N25	N26	0.60	8.40	106.20	35.93	88.49

Notas:

⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado

⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme

Diseño a Tracción:

Para el diseño a tracción se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$T_r = 8.452 \text{ t}$$

$$T_c = 19.272 \text{ t}$$

$$\eta_t = \frac{T_r}{T_c} \leq 1$$

$$\eta_t = \frac{T_r}{T_c} = 0.439$$

CUMPLE

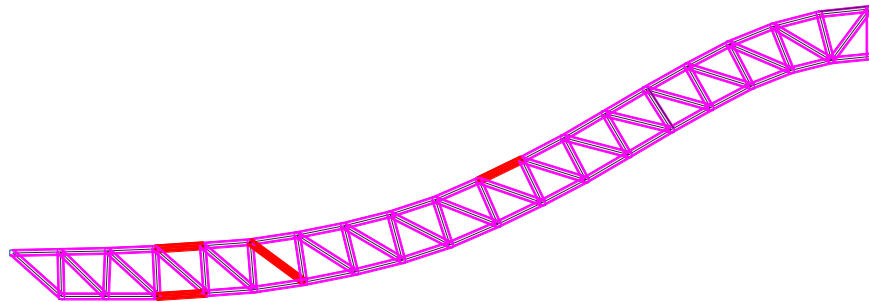


Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Tracción.

Se debe satisfacer la siguiente relación:

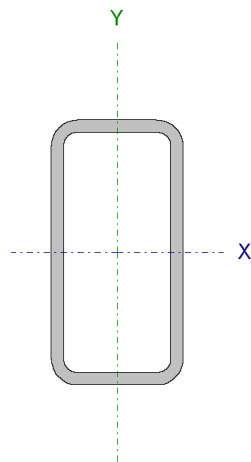
$M_{fx} = 0.091 t \cdot m$ $T_f = 8.452 t$ $M_{nxt} = 0.541 t \cdot m$ $T_n = 21.414 t$	$\eta_{fc} = \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nxt}} + \frac{T_f}{\phi_t T_n} \leq 1$	$\eta_{fc} = 0.620$	CUMPLE	
--	--	---------------------	--------	---

Cercha Tipo II



Perfil: 150x50x3 mm

Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)



Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N8	N9	0.60	10.94	133.62	44.68	112.80

Notas:

⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado

⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme

Diseño a Tracción:

Para el diseño a tracción se debe satisfacer el siguiente criterio:

$T_r = 9.429 t$ $T_c = 25.088 t$	$\eta_t = \frac{T_r}{T_c} \leq 1$	$\eta_t = \frac{T_r}{T_c} = 0.376$	CUMPLE	
-------------------------------------	-----------------------------------	------------------------------------	--------	---

Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Tracción

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$M_{fx} = 0.098 t * m$ $T_f = 9.429 t$ $M_{nxt} = 0.681 t * m$ $T_n = 25.088 t * m$	$\eta_{fc} = \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nxt}} + \frac{T_f}{\phi_t T_n} \leq 1$	$\eta_{fc} = 0.535$	CUMPLE	
--	--	---------------------	--------	---

Análisis de cada elemento a tensión:

Cercha Tipo I (N26/N25)	Cercha Tipo II (N8/N9)
La carga a Tensión en este elemento es menor trabajando en perfectas condiciones con una efectividad de 44% de la resistencia del material. Demostrando que la tensión de 8.452 tn en esta barra es inferior por las condiciones geométricas de cada cercha jugando un papel importante la inclinación de las barras a la hora de comparar elementos.	Con una tensión de 9.429 tn actuando en el elemento, satisfaciendo un 38% de la resistencia del material, la sección recibe mayor carga a Tensión en comparación a la cercha Tipo I.
En cuanto a la Flexo-tracción este elemento es mayor con un 62% de su resistencia del material, siendo la inclinación una desventaja en dichos puntos como cerca del apoyo.	La flexo-compresión del elemento es menor con 54% de su resistencia, resistiendo más que el elemento de la cercha Tipo I. Aprovechando su mayor capacidad por la inclinación del elemento.

Conclusiones del análisis

- La inclinación variable de la cercha Tipo II en comparación de la cercha Tipo I siendo esta inclinación constante, es una de las desventajas de esta cercha curva puesto que los esfuerzos a compresión son mayores.
- La diferencia de esfuerzos tensión/compresión en ambas cerchas no es considerable, con un 20% más. Remarcando que esto influye a la hora del diseño (elección de perfiles).

4.1.3 Análisis de Peso de las Cerchas.

Para el análisis del peso entre ambas cerchas se consideraron las mismas cargas de diseño.

Resumen de medición CERCHA TIPO I												
Material		Serie	Perfil	Longitud			Volumen			Peso		
Tipo	Designación			Perfil (m)	Serie (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Serie (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Serie (kg)	Material (kg)
Acero conformado	ASTM A 36 2548,42 Kg/cm²	COSTANERA	CA 80x40x15 e2mm	43.096			0.015			119.58		
			CA 80x40x15 e3mm	28.684			0.015			114.90		
			CA 100x50x15 e4mm	9.962			0.028			181.50		
			CA 2xC150x75x15 e4mm []	3.045			0.007			58.02		
					84.762			0.037			356.14	
		CAJON	# Cx100x50x3mm	22.762			0.028			216.10		
			# C150x50x5mm	12.606			0.023			181.50		
			# C70x30x3mm	8.990			0.005			38.13		
			# C100x50x5mm	1.771			0.002			18.55		
					43.908			0.058			417.42	
						131.853			0.095			773.55

Resumen de medición CERCHA TIPO II												
Material		Serie	Perfil	Longitud			Volumen			Peso		
Tipo	Designación			Perfil (m)	Serie (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Serie (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Serie (kg)	Material (kg)
Acero conformado	ASTM A 36 36 ksi	COSTANERA	CA 80x40x15 e4mm	54.195			0.035			278.16		
			CA 100x50x15 e3mm	7.555			0.005			48.27		
			CA 2xC150x75x15 e4mm []	3.106			0.008			59.18		
			CA 2xC100x50x15 e4mm []	3.207			0.005			40.97		
					68.993			0.053			452.84	
		CAJON	# Cx100x50x5mm	6.821			0.009			71.43		
			# Cx100x50x4mm	39.542			0.043			339.53		
			# Cx100x50x3mm	1.912			0.002			12.61		
					48.275			0.054			423.58	
						117.268			0.107			876.42

Conclusión: Ambas estructuras por su geometría y trazado tienen una diferencia de un 11% de peso una respecto de otra.

4.2 Análisis Económico entre Cerchas.

Ambas cerchas contemplan el mismo tipo de perfil, el análisis del costo se lo hizo por la dificultad de construcción entre ambos, con mano más calificada y tiempo de ejecución.

Proyecto				Actividad N°	18
Actividad :	CERCHA METALICA TIPO I			Cantidad :	6,00
Unidad :	Pza		Moneda .	Bs	
Descripcion		Unidad	Cantidad o Rendimiento	Precio	Precio
				Unitario	total
1 Materiales					
1	Perfil Cx100x50x3mm	ml	32,76	14,17	464,13
2	Perfil C150x50x5mm	ml	12,61	18,33	231,11
3	Perfil C70x30x3mm	ml	8,99	9,17	82,41
4	Perfil C100x50x5mm	ml	1,77	15,83	28,04
5	Costanera CA 80x40x15 e2mm	ml	43,10	5,83	251,39
6	Costanera CA 80x40x15 e3mm	ml	4,78	6,67	31,87
7	CA 2xC150x75x15 e4mm []	ml	3,05	20,00	60,90
8	Costanera CA 120x50x15 e3mm	ml	72,679	8,33	605,66
9	Electrodos	Kg	10,00	28,00	280,00
10	Angular 3"x3"x1/4"	ml	2,05	85,00	174,25
11	Pintura Anticorrosiva	Gl	0,043	155	6,59
12	Pernos 3/4x6"	Pza	12,000	50	600,00
13	Plancha de 6mm	m2	0,27	430	116,10
Total Materiales					2216,348
2 Mano de Obra					
1	Especialista	hr	110	18,25	2007,50
2	Ayudante	hr	100	12	1200,00
3					
	Cargas Sociales 55% del sub total M. O.				1764,13
	Impuestos IVA M.O. = 14,94% (del Sub Total de M. O. + Cargas Sociales)				2243,33
Total Mano de Obra					7214,95
3 Equipo, Maquinaria y Herramientas					
1	Equipo de Soldadura	hr	18	32	576
2	Grua	hr	4	250	1000
3					
4					
	Herramientas Menores 5 % de la mano de obra				360,75
Total Eq, Maq. y Herr.					1936,75
4 Gastos Generales y Adminsitrativos					
Gastos Generales 10% (1+2+3)					1136,80
5 Utilidad					
Utilidad 10% (1+2+3+4)					1250,49
6 Impuestos					
Impuestos I. T. 3,09% (1+2+3+4+5)					425,04
Total Item Precio Unitario					14180,38

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Proyecto				Actividad N°	18
Actividad :	CERCHA METALICA TIPO II			Cantidad :	6,00
Unidad :	Pza		Moneda .	Bs	
Descripcion		Unidad	Cantidad o Rendimiento	Precio	Precio
				Unitario	total
1 Materiales					
1	Perfil Cx100x50x3mm	ml	6,82	14,17	96,63
2	Perfil C150x50x4mm	ml	39,54	20,83	823,79
3	Perfil C100x50x5mm	ml	1,91	16,67	31,87
4	Costanera CA 80x40x15 e4mm	ml	54,20	6,67	361,30
5	Costanera CA 100x50x15 e3mm	ml	7,56	7,50	56,66
6	CA 2xC100x50x15 e4mm []	ml	3,11	17,50	54,36
7	CA 2xC150x75x15 e4mm []	ml	3,21	20,00	64,14
8	CA 120x50x15 e3mm	ml	55,126	11,67	643,14
9	Electrodos	Kg	10,00	28,00	280,00
10	Angular 3"x3"x1/4"	ml	2,05	85,00	174,25
11	Pintura Anticorrosiva	Gl	0,043	155	6,59
12	Pernos 3/4x6"	Pza	12,000	50	600,00
13	Plancha de 6mm	m2	0,27	430	116,10
Total Materiales					2592,721
2 Mano de Obra					
1	Especialista	hr	135	18,25	2463,75
2	Ayudante	hr	125	12	1500,00
3					
	Cargas Sociales 55% del sub total M. O.				2180,06
	Impuestos IVA M.O. = 14,94% (del Sub Total de M. O. + Cargas				2772,25
Total Mano de Obra					8916,06
3 Equipo, Maquinaria y Herramientas					
1	Equipo de Soldadura	hr	23	32	736
2	Grua	hr	4	250	1000
3					
4					
	Herramientas Menores 5 % de la mano de obra				445,80
Total Eq, Maq. y Herr.					2181,80
4 Gastos Generales y Adminsitrativos					
Gastos Generales 10% (1+2+3)					1369,06
5 Utilidad					
Utilidad 10% (1+2+3+4)					1505,96
6 Impuestos					
Impuestos I. T. 3,09% (1+2+3+4+5)					511,88
				Total Item Precio Unitario	17077,48

PRESUPUESTO ENTRE CERCHAS	
CERCHA TIPO I	CERCHA TIPO II
Se tiene un costo de: 14180,38 Bs.	Se tiene un costo de: 17077,48 Bs
La alternativa de la cercha Tipo I es un 17 % más barata en comparación a la alternativa de cercha Tipo II.	

4.3 Conclusiones.

Una vez concluido la comparación entre ambas cerchas (Tipo I y Tipo II) se llega a las siguientes deducciones:

- La determinación de las cargas actuantes en dichas cerchas es un aspecto fundamental para el adecuado cálculo de las estructuras, ya que una incorrecta interpretación de las mismas puede provocar el colapso de la estructura una vez puesta en servicio. En este caso la cercha Tipo II está expuesta a mayor presión de viento que la Tipo I con un valor de **0.59P**.
- La cercha Tipo II por su forma geométrica, tiene diferentes valores de presión dinámica de viento por lo cual cada elemento será influenciado en los esfuerzos internos.
- El correcto análisis y la precisión de resultados en las estructuras con el programa Cype 3D, en la cual nos sirvió para encontrar los esfuerzos internos de cada elemento, comparando cuál de estas cerchas es la que mejor se acomoda a estos esfuerzos en un determinado punto. Los cual ambas cerchas se comportan excelente ante diferentes diversidades (Tensión-Compresión), estos esfuerzos son diferentes tomando en cuenta la posición en la que se encuentran dando favorable a la tipo I por su simplicidad en su geometría pero dando menor efectividad en parte de la columna debido a su peso de la misma.
- Ambas cerchas se calcularon con mismo tipo de perfil para así tomar en cuenta al final el análisis de peso.
- El análisis que se tomó en cuanto al peso fue 11% más peso la cercha Tipo II a la Tipo I, con lo que estas cerchas cuentan con un peso parcialmente iguales, contando con las mismas características de material.
- En cuanto al análisis Económico estas cerchas por su dificultad en su geometría (Tipo II), tiene un grado de dificultad en su construcción por lo cual estas serán más caras una respecto de otra. Con lo cual hay una diferencia económica de 17% (2897.1 bs).
- Respecto al anclaje de ambas estructuras se tienen las mismas dimensiones por la semejanza de reacciones en los apoyos dando dimensiones similares por lo que se tomaron las mismas para cada estructura.
- Debido a que las alternativas analizadas son relativamente livianas, las combinaciones de carga en “Estado Límite de Resistencia”, que controlan el diseño estructural de los diferentes elementos de la estructura, incluyen en todos los casos la acción del viento. Por lo tanto, se verifica que las cargas de viento son determinantes para el diseño de estas estructuras, de ahí la importancia de una correcta delimitación de su magnitud, en función de las características reales de la estructura, como son su ubicación, geometría, la presencia de paredes, aberturas, etc

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES:

Del presente proyecto Diseño estructural del Salón Auditorio “Centro Cultural Uriondo” (Valle de la Concepción). Se llegó a las siguientes deducciones:

- Se realizó el diseño estructural del Salón Auditorio con el programa seleccionado (**CYPE CAD 2014**), dando valores elevados entre 2% y 5% con respecto a los cálculos manuales.
- Con la construcción de este proyecto se mejorará el intercambio cultural en la provincia Avilés, brindando ambientes cómodos y aptos para todo tipo de acontecimientos.
- Se estableció las normativas con las especificaciones técnicas de las actividades establecidas, para tomar en cuenta en la construcción.
- Se determinó el presupuesto total de todo el proyecto dando un monto de **3689531,39 bs.**
- Se materializó el aporte académico comparando dichos tipos de cerchas, dando como resultados parecidos en cuanto a los aspectos técnico-económico.
- Los diámetros de tubos utilizados en la cercha han sido uniformizados en función a los elementos más esforzados y divididos en dos grupos (diagonales, cordón inferior y superior). Esto para no atentar contra el diseño estructural o el arquitectónico.

5.2 RECOMENDACIONES:

- Una vez construida la estructura (cercha) se le debe dar un mantenimiento por lo menos una vez al año, porque tendera a oxidarse con el tiempo aun cuando se utilice anticorrosivos.
- En las estructuras conformadas por perfiles tubulares se debe tener en cuenta la resistencia de los nudos, estas deben ser mayores que los esfuerzos de las diagonales, de lo contrario la estructura puede fallar por punzonamiento.
- El estudio de suelos se realizó a una sola profundidad de 2m para fines académicos, por lo que en la práctica se recomienda efectuar excavaciones progresivas cada 1m – 1.5m para determinar una estratificación, pudiendo saber para cada profundidad una resistencia diferente o igual con la cual se escogerá a que profundidad se colocaran los cimientos (Zapatatas).
- En estructuras metálicas se debe considerar la acción por temperatura, por lo cual este diseño se tomó en cuenta este efecto con una variación de 30° C. para el efecto de dilatación del material.