

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

1. ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

1.1 El Problema

A continuación, se explicará el problema que se pretende solucionar.

1.1.1 Antecedentes.

La problemática radica en falta de una nueva infraestructura para la formación escolar en la comunidad de Rejará (aulas y laboratorios).

Como consecuencia que no existe un centro educativo para la educación secundaria en dicha comunidad lo cual conlleva a que los alumnos no continúen sus estudios hasta el bachillerato, con este fin se propone la construcción de un colegio secundario en la comunidad de REJARÁ que satisfaga las necesidades de la población y sus alrededores posibilitando de esta manera el acceso a mejores condiciones de educación; la disminución de deserción escolar y como fin último el desarrollo personal de los estudiantes, dando mayor oportunidad a los estudiantes para continuar sus estudios en universidades u otros institutos técnicos a nivel superior.

1.1.2 Planteamiento

La población estudiantil de la comunidad de REJARÁ no cuenta con una infraestructura adecuada que brinde comodidad y responda a las exigencias de la población estudiantil de dicha comunidad para continuar sus estudios, debido a la falta de infraestructura y laboratorios.

La problemática de Falta de una nueva infraestructura para la formación escolar en la comunidad de Rejará (aulas y laboratorios). Se genera por las siguientes causas

- Falta de un colegio secundario
- Falta de internado para estudiantes de la comunidad “REJARÁ”
- Los colegios. cercanos a la comunidad de Rejará se encuentran muy alejados.

De mantenerse la situación actual se incrementará la incomodidad de la población, como así la queja de la población por falta de infraestructura para la formación escolar (aulas y laboratorios) se producen bajos rendimientos en el estudio y pérdida de interés y participación de los alumnos debido a un bajo nivel académico, en el presente perfil se determinará la alternativa de solución al problema, teniendo como ideas principales por lo que hace necesario plantear como solución. Las siguientes alternativas:

- Alquiler de ambientes extraescolares cercanos a la unidad educativa.
- Educación (valores éticos y morales)
- Construcción de un nuevo Colegio en la comunidad de “REJARÁ”

A consecuencia de los hechos actuales que atraviesan la población de Rejará, se generarán situaciones que afectan directamente a la población estudiantil de dicha comunidad, generando una serie de conflictos sociales.

Dichas situaciones futuras son:

- Perjuicio a los estudiantes de la comunidad de Rejará, ya que, si no se define una alternativa de solución al problema, se genera un bajo rendimiento en los estudios.
- Pérdida de interés de los estudiantes, debido a la falta de una infraestructura adecuada que pueda acoger a todos los jóvenes que deseen estudiar en este Colegio.
- Considerables Gastos económicos en los padres de familia, cuando tienen que enviar a sus hijos a otros colegios de comunidades vecinas al ver que en la comunidad de Rejará no cuenta con infraestructura apropiada para la formación escolar de los estudiantes.

1.1.3 Formulación

Con la construcción de una nueva infraestructura en la comunidad de Rejará se puede solucionar el problema. Por consiguiente, las demás posibles alternativas de solución se descartan. De manera que, en base al análisis planteado en el perfil de proyecto, la

alternativa que solucionara el problema, es la “Construcción de un nuevo Colegio en la Comunidad de Rejará”.

1.1.4 Sistematización

Como por alternativa de solución a la problemática se tiene Construcción de un nuevo Colegio en la comunidad de “REJARÁ”, para lo cual se deben plantear además una serie de alternativas técnicas que satisfagan los requerimientos necesarios de viabilidad, en este sentido se deberá hacer un análisis técnico económico de las mismas. (Ver capítulo 5 – 5.1.- Análisis de Alternativas para Planteo Estructural).

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Realizar el diseño estructural del “Colegio de Rejará”

1.2.2 Objetivos Específicos

Entre los objetivos específicos se plantean los siguientes:

- Efectuar los ensayos de suelos para la determinación de la capacidad portante del terreno de fundación de la estructura.
- Realizar el diseño de la estructura metálica aplicando el método de diseño AISC-LRFD.
- Verificar los resultados de la estructura aporticada (obtenidos del software CYPECAD 2015, con la aplicación de la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.
- Realizar una comparación técnica y económica de dos tipos de escaleras una con apoyo en el descanso y otra escalera autoportante
- Determinar el presupuesto general de la obra.
- Definir las especificaciones técnicas para la ejecución de la obra.
- Realizar un cronograma de ejecución del proyecto.

1.3 Justificación

Las razones por las cuales se plantea dicho diseño estructural de este colegio de Rejará son las siguientes:

1.3.1 Académica

Utilizar y profundizar los conocimientos adquiridos durante su carrera por el estudiante, pudiendo así desarrollar destrezas y habilidades en el diseño estructural de edificaciones, así como también en el desarrollo de propuestas en beneficio de la sociedad

Además de poner en práctica estos conocimientos.

1.3.2 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, más al contrario presenta las condiciones suficientes para su construcción.

1.3.3 Social

Contribuir a la población de Rejará con el diseño estructural del Colegio, para mejorar la actividad pedagógica en la Comunidad de Rejará, brindando a los estudiantes, docentes y plantel administrativo ambientes cómodos, amplios y apropiados para el desarrollo de sus actividades, mejorando así la calidad de la formación escolar. Éste proyecto cuenta con el respaldo de las autoridades, ha sido acogido de gran manera por la comunidad de Rejará ya que su elaboración vendría a subsanar los problemas de falta de una nueva infraestructura para la formación escolar en la comunidad de Rejará (aulas y laboratorios).

1.4 Alcance del Proyecto

El proyecto contempla el diseño estructural del Colegio de Rejará realizando a su tiempo el análisis de suelos para determinar la resistencia admisible del terreno de fundación y análisis del plano topográfico brindado por la institución en cuanto a niveles del terreno y en base a esto elaborar el planteamiento estructural y posterior diseño de todos los elementos pertenecientes como ser: Fundaciones, columnas, vigas, escaleras de H°A°, losa alivianada y también el diseño de la cubierta de teja ondulada de fibrocemento.

En consecuencia, se elaborarán ejemplares plasmando el diseño y cálculo realizado conteniendo: toda la memoria de cálculo, planos estructurales, especificaciones técnicas, costo y tiempo de ejecución del proyecto.

1.4.1 Resultados a Lograr

En la propuesta de proyecto de Ingeniería Civil se incorporarán los siguientes resultados que necesariamente se deberán lograr cuando se desarrolle el proyecto en la asignatura de CIV-502, como también se colocaran algunas restricciones que se mencionaran líneas más abajo.

- Recopilación y procesamiento de la información técnica disponible en el municipio de Padcaya.
- Diseño de los elementos estructurales en base a la norma boliviana CBH-87, garantizando la seguridad y el confort en la estructura.
- Análisis estructural del sistema estructural, en base a métodos de análisis establecidos en las normas de diseño, con un estudio de estados de carga, estableciendo claramente la respuesta estructural ante las solicitaciones
- Planos estructurales a detalle del cálculo de la construcción del Colegio de Rejará
- Planos estructurales a detalle de todos los elementos estructurales.
- Diseño y calculo estructural de la construcción del Colegio de Rejará
- Métodos constructivos, especificaciones técnicas, volúmenes de obra, precio unitarios y presupuesto del proyecto

1.4.2 Restricciones del proyecto

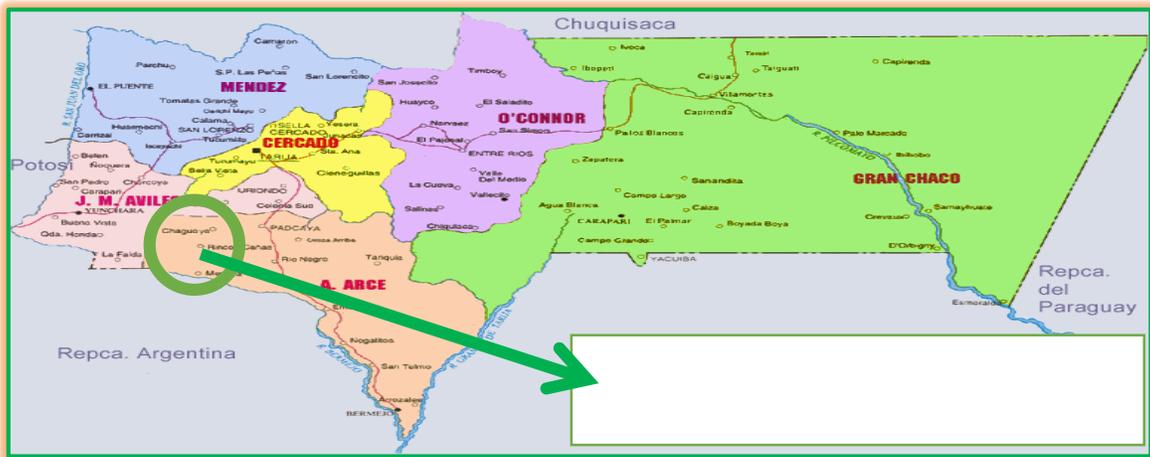
En el proyecto no se realizará las instalaciones, de agua potable fría-caliente, instalaciones sanitarias y desagüe pluvial, puesto que solo se profundizará en el análisis y diseño estructural en el proyecto.

1.5 Descripción general del área del proyecto

1.6 Aspectos Físicos

1.6.1 Ubicación Geográfica

La Comunidad de Rejará se encuentra en la Primera Sección dela Provincia Arce del Departamento de Tarija. Cuya comunidad se encuentra a 3014 m.s.n.m. y tiene las siguientes coordenadas Este 295162,90 Norte7565652, 74



1.6.1.1 Localización

La ubicación del emplazamiento de la estructura es en “El Pueblito de Rejará” ubicada en el centro de la Comunidad



1.7 Aspectos Demográficos

1.7.1 Población del área de influencia del proyecto.

La población actual de la comunidad de Rejará es de 212 habitantes según el censo de 2012 determinación del área de influencia del proyecto

El área de influencia del proyecto está determinada por la ubicación y el área de emplazamiento del Proyecto Construcción Colegio Secundario Rejará, el cual se ubica en la Comunidad de Rejará correspondiente al Distrito N° 4 – Camacho del Municipio de Padcaya, Primera Sección de la Provincia Arce, del Departamento de Tarija, Estado Plurinacional de Bolivia. Por tanto, el área de influencia directa del proyecto está determinada en la Comunidad de Rejará:

DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

Comunidad	Hombres	Mujeres	Total	Familias
Rejará	256	270	526	120
Total	256	270	526	120

Tabla 1 Población Estimada Hasta el Año 2012, INE Fuente: PDM Padcaya

Mientras que el área de influencia indirecta son las comunidades circunvecinas de Rejará Sud, San Marcos de la Frontera, La Huerta, Mecoya, y otras que pertenecen al Municipio de Padcaya.

1.7.2 Población Objetivo

La población objetivo es la población que se beneficiara con el proyecto, en este caso la población beneficiaria de forma directa es la población de la Comunidad de Rejará y la población beneficiaria de forma indirecta son las comunidades circunvecinas de Rejará Sud, San Marcos de la Frontera, La Huerta, Mecoya, y otras que pertenecen al Municipio de Padcaya. Esta situación se observa en el cuadro que sigue.

POBLACIÓN BENEFICIARIA

Beneficiarios	Hombres	Mujeres	N° Habitantes	N° Familias
Directos	256	270	526	120
Indirectos	635	625	1.260	252
Total	891	895	1.786	372

Tabla 2 Fuente: PDM Padcaya Elaboración: Propia

1.8 Aspectos Económicos

La comunidad de Rejará presenta índices de pobreza inferiores al promedio nacional, y se observa también que es una región rural con bajos niveles de ingreso familiar,

caracterizados por la presencia de una economía campesina de subsistencia, con baja productividad y escasa generación de excedentes.

1.8.1 Actividades Económicas

La principal actividad económica de esta Comunidad es el cultivo de la papa.

Estos productos tienen mercados dentro y fuera de Tarija. La comunidad cuenta con microrregiones en las cuales se desarrolla esta actividad agrícola.

1.9 Aspectos Sociales y Culturales

Respecto a la cultura aun, conserva la herencia de la colonia.

Las diferentes festividades religiosas y paganas, se celebran durante todo el año, y son parte de la agenda cultural de la ciudad, con gran participación de sus habitantes.

1.10 Servicios Básicos Existentes

Los servicios básicos existentes en la Comunidad son: Agua potable, Energía eléctrica, Salud, Educación, Transporte y Comunicación.

1.10.1 Agua Potable

La administración de los sistemas de agua potable está a cargo de la Comunidad, quien se encarga de la administración y dotación de este elemento vital a la Comunidad de Rejara.

1.10.2 Energía Eléctrica

Se cuenta con energía eléctrica en toda la Comunidad cuya administración y control del suministro está a cargo de la empresa de Servicios Eléctricos de Tarija (SETAR).

Sin embargo, el suministro de energía eléctrica es parcial debido a sus escasas, teniendo razonamientos en ciertas épocas del año

1.10.3 Salud

Se cuenta con un centro de salud pública, cuyo servicio beneficia a toda la población de Rejara y de Comunidades vecinas

1.10.4 Educación

La educación pública en la Comunidad, como en todo el país se encuentra en una etapa de reforma en cuanto a la pedagogía, se mejoró de manera significativa en la generación de infraestructura para este fin.

1.10.5 Transporte y Comunicación

La Comunidad de Rejará cuenta con vías terrestres de conexión departamental, provincial e internacional, cuya carretera no se encuentra pavimentada.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Generalidades

En el siguiente capítulo se mencionarán los fundamentos teóricos, para el posterior desarrollo de la ingeniería del proyecto, además se detallará la definición de cada uno de los materiales, la metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de cada uno de los elementos estructurales del proyecto. Para garantizar los resultados de diseño se aplicarán las recomendaciones del Código Boliviano del Hormigón Armado (CBH-87), normativa que es de aplicación obligatoria para el diseño de estructuras de hormigón en el país y una norma vigente para el diseño, en este caso las normas LRFD para la estructura metálica.

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, Elaborado por la H.A.M.de Padcaya juntamente con el estudiante y la empresa EOLO.

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, el 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.

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. 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 utilizadas 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 3 Hormigones según su resistencia en Mpa, Código Boliviano del Hormigón 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 coqueas. Como norma

general, y salvo justificación especial, no se utilizan 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 4 Asentamientos Admisibles, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.3.2.1.2 Coeficiente de dilatación Térmica

El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomara 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 que se utilizan en el hormigón armado pueden clasificarse en primarias las armaduras longitudinales y secundarias las armaduras transversales.

El principal objetivo de las armaduras longitudinales es el de absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón.

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

En cuanto a las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes, más o menos parásitos. Su disposición puede ser longitudinal o transversal.

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	4	6	8	10	12	16	20	25	32	40	50
Área cm ²	0,126	0,283	0,503	0,785	1,131	2,011	3,142	4,909	8,042	12,566	19,635

Tabla 5 Diámetros y Áreas de Barras Corrugadas, Código Boliviano del Hormigón 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	1,1
AH 500 N	D.N.	500	600	14	1,2
AH 500 F	E.F.	500	550	10	1,1
AH 600 N	D.N.	600	700	12	1,16
AH 600 F	E.F.	600	660	8	1,1

Tabla 6 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 ésta 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 Distancia entre Barras

Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras o espacios vacíos. La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomiéndalos 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.

2.4.2 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.

2.4.3 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.

2.4.4 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

2.4.5 Distancia a los Paramentos

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

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

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

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 7 Recubrimientos Minimos, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.4.6 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 8 Coeficientes de Minoracion, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.6 Coeficiente de Mayoracion de las Cargas

Los coeficientes de mayoracion 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:

Coefficientes básicos	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f = 1.6$		Reducido	+0.20

	Nivel de control en la ejecución	Normal	0
		intenso	-0.10
	Daños previsibles en caso de accidentes	Mínimos	-0.10
		Medios	0
		Muy Importantes	+0.20

Tabla 9 Coeficientes de Mayoración, 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 efectuará a partir de las dimensiones y masas específicas que correspondan.

Para los elementos de hormigón se adoptarán las siguientes masas específicas:

- Hormigón sin armar23 KN/ m³
- Hormigón armado con cuantías normales25 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 10 Cargas Permanentes, 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 11 Cargas Permanentes, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

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:

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

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

Estados Límites de Servicio:

$$\text{HIPÓTESIS I } G + Q$$

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

Donde:

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

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

W= Valor característico de la carga del viento.

En la tabla 10 y 11 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.

2.9.1.1.1 Inclinación de las Cubiertas

Las diferentes pendientes o inclinaciones de las cubiertas dependen: de los materiales usados para techar, de las circunstancias del clima y de la finalidad a que se destine el local cubierto. Ordinariamente, tales pendientes se clasifican en tres grupos o categorías:

- a) Cubiertas de poca pendiente cuya inclinación no pasa de 5°.
- b) Cubiertas de pendiente media que pasan de 5° hasta 40°.
- c) Cubiertas de pendiente fuerte que pasan de 40°.

2.9.1.1.2 Cargas de Viento

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria W (kg/m^2) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor:

$$W = C * P$$

Donde:

C=Coeficiente eólico, positivo para presión o negativo para succión, para el proyecto se tomarán los siguientes valores que se indican a continuación:

C1=-0 (barlovento) y C2=-0,40(sotavento). En el caso de la cubierta

P=Presión dinámica del viento (kg/m²).

W=Sobrecarga unitaria del viento (kg/m²).

2.9.2 Presión Dinámica de Viento

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

$$P = \frac{V^2}{16}$$

Donde:

ω = Carga dinámica de viento kg/m²

V=Velocidad del viento (m/s), para el proyecto se tomó una velocidad de 34 m/s

P=Presión dinámica del viento (kg/m²)

COEFICIENTE EÓLICO DE SOBRECARGA						
Situación:	Coefficiente eólico en:					
Ángulo de incidencia del viento	<i>Superficies planas</i>		<i>Superficies curvas rugosas</i>		<i>Superficies curvas muy lisas</i>	
	<i>A barlovento</i> C1	<i>A sotavento</i> C2	<i>A barlovento</i> C3	<i>A sotavento</i> C4	<i>A barlovento</i> C3	<i>A sotavento</i> C4
<i>En remanso</i> 90° - 0°	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4
<i>En corriente</i>						
90°	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4
80°	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4
70°	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4	+0.4	-0.4
60°	+0.8	-0.4	+0.4	-0.4	0	-0.4
50°	+0.6	-0.4	0	-0.4	-0.4	-0.4
40°	+0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.8	-0.4
30°	+0.2	-0.4	-0.8	-0.4	-1.2	-0.4
20°	0	-0.4	-0.8	-0.4	-1.6	-2.0
10°	-0.2	-0.4	-0.8	-0.4	-2.0	-2.0
0°	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-2.0	-2.0
<i>Valores intermedios pueden interpolarse linealmente</i>						

Tabla 12 Coeficientes de Viento, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.9.2.1.1 Cubierta Metálica

2.9.2.1.1.1 Combinaciones de carga

La norma LRFD nos muestra las siguientes combinaciones:

$U = 1,4 D$	(Ecuación A4-1 delLRFD)
$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lro S o R)$	(Ecuación A4-2 delLRFD)
$U = 1,2 D + 1,6 (Lr o S o R) + (1,0 L o 0,8 W)$	(Ecuación A4-3 delLRFD)
$U = 1,2 D + 1,0E + (1,0 Lo 0,2 S)$	(Ecuación A4-5 delLRFD)
$U = 1,2D + 1,3W + 1,0 L + 0,5(Lr o S o R)$	(Ecuación A4-4 desLRFD)
$U = 0,9 D \pm (1,3 W o 1,0 E)$	(Ecuación A4-6 desLRFD)

Tabla 13 Combinaciones de Cargas según la Norma LRFD-97

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 (ϕ)	SITUACIÓN
1	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo de cargas concentradas, cortante en tornillo en juntas tipo fricción
0.9	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldaduras con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal de base, fluencia de la sección total de miembros a tensión.
0.85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento de agujeros.
0.80	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal 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 14 Coeficientes de Viento, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.9.2.1.1.2 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.

2.9.2.1.1.2.1 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 considerarse 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

Requisitos de la AISC

La relación entre cargas y resistencia toma la siguiente forma:

$$f_a = \frac{N_d}{A} \leq F_a = F_{c_{crit}} * \phi \quad \therefore \phi = 0,85$$

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

Donde:

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

$F_{c_{crit}}$ = Tensión resistente a compresión determinada en la hipérbola 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.

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

E= Modulo de elasticidad longitudinal del acero.

Parámetro de esbeltez.

$$\lambda_c = \frac{K \cdot l}{\pi \cdot r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

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

$$F_{crit} = 0,658 \lambda_c^2 \cdot f_y$$

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

$$F_{crit} = \frac{0,877}{\lambda_c^2} \cdot f_y$$

“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 **Ref.** Norma LRFD

2.9.2.1.1.2.2 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 perdida 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:

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

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

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

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

La limitación de la esbeltez será satisfecha si:

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

Siendo:

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

Nd= La carga mayorada que actúa sobre la pieza

Fy = Límite elásticos del acero

Fr = 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

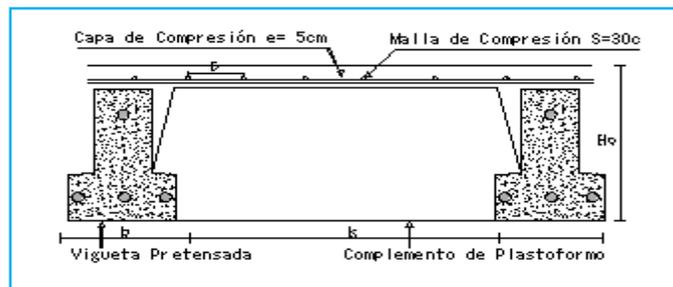
1. Área crítica:

$$A_{crit\ calc} = t \left(b + \sum \frac{S^2}{4g} - \sum d \right)$$

$$A_{crit} \leq \begin{cases} A_{crit\ cal} \\ 0.85A_B \end{cases}$$

2.9.2.2 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 elaborara con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastroformo. 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.

2.9.2.3 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 $\sigma_{tf} = 1,60 * \sqrt{f'c}$

2.9.2.4 Pérdidas de Pre esfuerzo

Se dividen en dos grupos que son:

- a) **Las Pérdidas Instantáneas.-** Son aquéllas 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, aditivos, 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).

2.9.2.5 Losa armada en dos direcciones

Según el nuevo reglamento, se llama losa nervada cuando se usan moldes recuperables;

Se llama losa alivianada cuando se dejan insertos en el hormigón; a los fines del cálculo no existen diferencias.

2.9.2.5.1 Resistencia de las vigas Losa

En el análisis de la resistencia de una viga placa se presentan diferentes situaciones según la posición que ocupe el eje neutro.

Eje neutro dentro del ala de la viga, o sea $c \leq hf$; la altura del área comprimida es menor que el espesor del ala.

Es muy frecuente que al calcular en rotura una sección T sometida a flexión simple, la profundidad del eje neutro resulte menor que el espesor hf de la losa, en cuyo caso debe calcularse como una sección rectangular de ancho b .

Armadura mínima

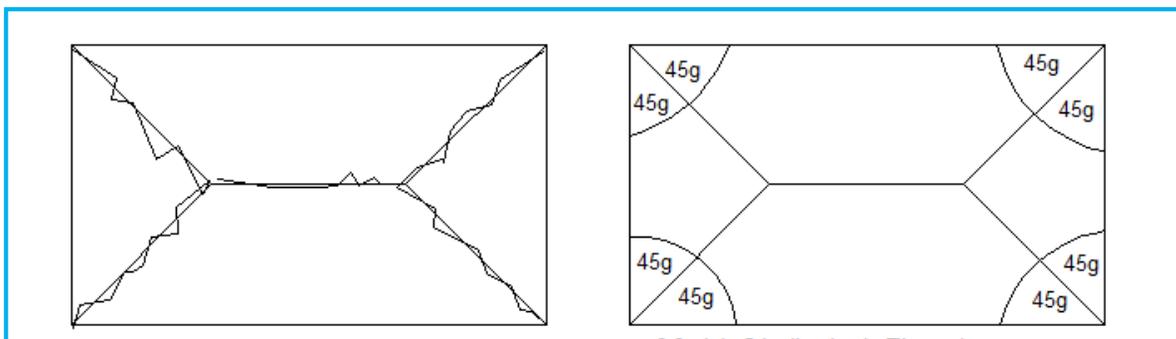
En losas de espesor constante, cuando se utilice acero de refuerzo con $f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, la cuantía mínima para resistir cambios de temperatura y retracción de fraguado ω_{min} será de 0.0018.

En las losas nervadas, la cuantía mínima de flexión ω_{min} se calculará como una viga

El armado en losas nervadas se calculará tomando como ancho de la franja de hormigón el ancho de los nervios.

Calculo de la resistencia al cortante

De acuerdo con la experimentación en que se basa la "Teoría de Líneas de Rotura" cuando una losa rectangular, sustentada en todo su perímetro sobre vigas de mayor peralte y sometida a una carga uniforme distribuida que actúa en toda la superficie, se encuentra al borde del colapso, se fisura conformando triángulos y trapecios.



Bajo este estado límite, las fuerzas cortantes que generan las cargas que actúan en los triángulos y trapecios se transmiten directamente a las vigas en las que se sustentan los respectivos triángulos y trapecios.

2.9.2.6 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.

2.9.2.6.1 Diseño a flexión simple

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

Nº 13.6 del texto de Jiménez Montoya 15ª edición

$$M_d = \gamma_s * M$$

- 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 traicionada (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, solo 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

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

Donde:

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

$$\int = r / d$$

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{d\text{lim}}}{1 - \int}$$

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

Donde:

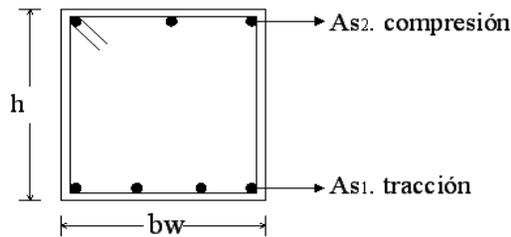
w_{lim} = Este valor se obtiene del cuadro № 3.15.

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

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

\int = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico.



2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

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

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

Donde:

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

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

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

fy(kp/cm²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
fyd(kp/cm²)	1910	2090	3480	3650	4000	4350
ξ lim	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
μ lim	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
W lim	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

Tabla 15 Valores Limites, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

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

Tabla 16 Cuantías Geométricas Mínimas, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

ξ	μ	Ω	$\frac{w}{fyd} * 10^3$	
----------	----------	----------	------------------------	--

0,0891	0,03	0,0310		
0,1042	0,04	0,0415		
0,1181	0,05	0,0522		
0,1312	0,06	0,0630		
0,1438	0,07	0,0739		D
0,1561	0,08	0,0849		O
0,1667	0,0886	0,0945		M
0,1684	0,09	0,0960		I
0,1810	0,10	0,1074		N
0,1937	0,11	0,1189		I
0,2066	0,12	0,1306		O
0,2198	0,13	0,1426		2
0,2330	0,14	0,1546		
0,2466	0,15	0,1669		
0,2590	0,159	0,1782		

ξ	μ	Ω	$\frac{w}{f_{yd}} * 10^3$	
0,2608	0,16	0,1795		D
0,2796	0,17	0,1924		O
0,2988	0,18	0,2056		M
0,3183	0,19	0,2190		I

0,3383	0,20	0,2328		N I O 3
0,3587	0,21	0,2468		
0,3796	0,22	0,2612		
0,4012	0,23	0,2761		
0,4234	0,24	0,2913		
0,4461	0,25	0,3069		
0,4696	0,26	0,3232		
0,4939	0,27	0,3398		
0,5188	0,28	0,3570		
0,5450	0,29	0,3750		
0,5721	0,30	0,3937		
0,6006	0,31	0,4133		
0,6283	0,3193	0,4323	0,0994	
0,6305	0,32	0,4338	0,1007	
0,6476	0,3256	0,4456	0,1114	
0,6618	0,33	0,4554	0,1212	
0,6681	0,3319	0,4597	0,1259	
0,6788	0,3352	0,4671	0,1343	
0,6952	0,34	0,4783	0,1484	
0,7310	0,35	0,5030	0,1860	
0,7697	0,36	0,5296	0,2408	
0,7788	0,3623	0,5359	0,2568	
0,7935	0,3658	0,5460	0,2854	

0,8119	0,37		0,3280	
0,8597	0,38		0,4931	
0,9152	0,39		0,9251	
0,9848	0,40		5,9911	

Tabla 17 Tabla universal de flexión simple, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.9.2.6.2 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.

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

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

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.

$$V_d > V_{cu}$$

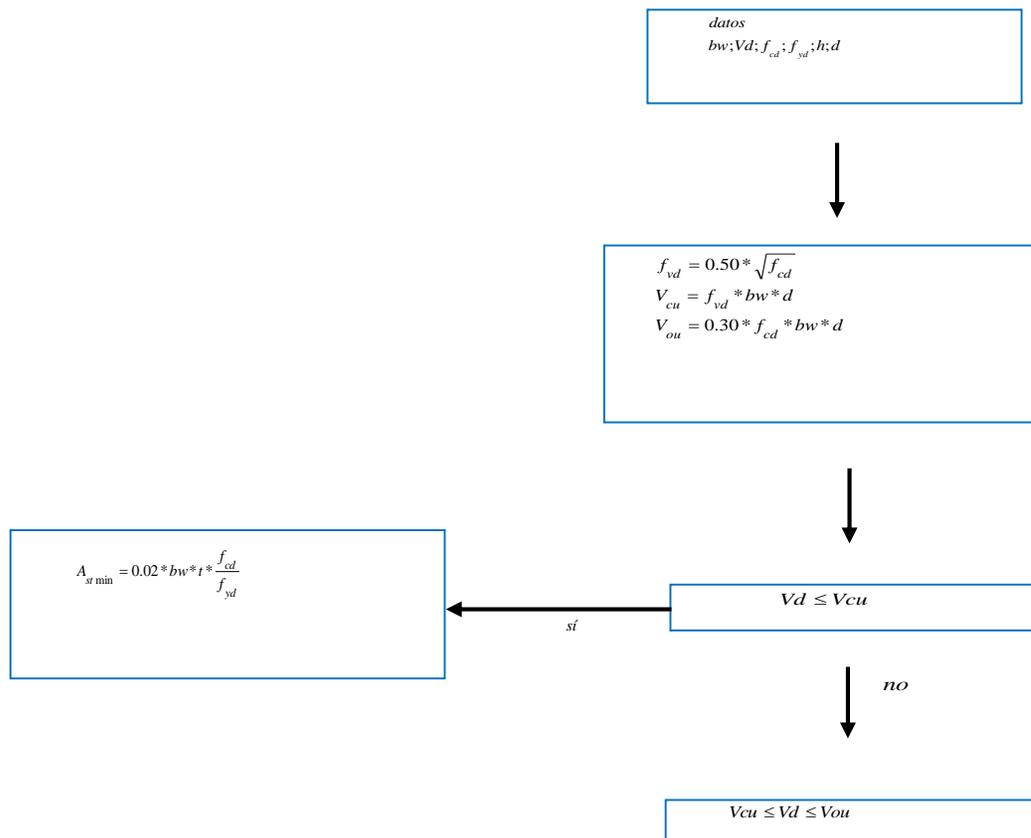
$$V_d = V_{cu} + V_{su} \quad \rightarrow \quad V_{su} = V_d - V_{cu}$$

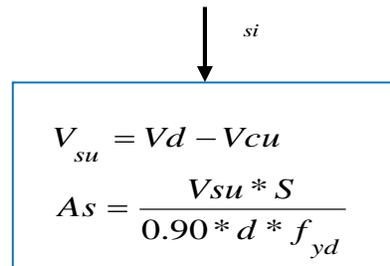
La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima así para el estribo vertical es el 2% de la sección transversal de la pieza multiplica a t.

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

La norma recomienda 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.





$$V_{su} = Vd - Vcu$$

$$As = \frac{Vsu * S}{0.90 * d * f_{yd}}$$

2.9.2.7 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 colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

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

2.9.2.7.1 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 con excentricidades no inferiores a las indicadas para el caso de compresión simple.

2.9.2.7.2 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.

2.9.2.7.2.1 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.

2.9.2.7.2.2 Cuantías límites

La norma Boliviana de hormigón armado recomienda 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:

$$A_1 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d \quad A_2 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d \quad A_1 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd} \\ A_2 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

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

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

Donde:

A_c = El área de la sección bruta de hormigón

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

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

N_d =Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} =Resistencia de cálculo del hormigón.

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

2.9.2.7.2.3 Armadura transversal

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

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

Siendo b_e la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. 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: $S \leq 15\phi$

Donde:

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* Ø**.

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.

2.9.2.7.3 Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado

2.9.2.7.3.1 Longitud de pandeo y esbelteces

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo sollicitaciones 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.

Un soporte se considera aislado si tiene una sustentación isostática

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.

Sustentación de la pieza de longitud ℓ.	k
-Un extremo libre y otro empotrado	2
-Ambos extremos articulados	1
-Bi empotrado, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
-Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0.70
-Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.50

-Soportes elásticamente empotrados	0.70
-Otros casos	0.90

Tabla 18 Coeficiente de pandeo, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

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 anexos A1, 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:

$$Longitud\ de\ pandeo\ l_p = k \cdot l \quad (k\ se\ obtiene\ entrando\ con\ \psi)$$

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

2.9.2.7.3.2 Esbeltez geométrica y mecánica

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = l_0/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = l_0/i_c$ 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 $\lambda_o > 58$).

2.9.2.7.4 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:

Algunas vigas que pueden estar sometidas a cargas laterales (viento, empuje de tierras en muros y cimientos, empuje de agua en depósitos, empuje de material almacenado en silos, etcétera).

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.

2.9.2.7.4.1 Sección rectangular con armadura simétrica (pilares)

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.

2.9.2.7.4.1.1 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.

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

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

$$l_o = k \cdot l$$

} La pieza puede considerarse corta

l_o : Longitud de pandeo

i : Radio de giro

k : Coeficiente de pandeo

2.9.2.7.4.1.2 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.

2.9.2.8 Estructuras complementarias

Excentricidad mínima de cálculo

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

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

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.

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

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:

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

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.

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

Axil reducido.

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

De los ábacos en rosetas (ANEXO) → w

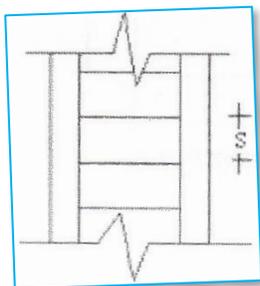
$$A_s = w \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

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

Siendo A_c : Área de la sección bruta del hormigón

Armadura transversal

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



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

El diámetro del estribo será:

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

Para atender la necesidad del cálculo

2.9.2.8.1 Escaleras

2.9.2.8.1.1 Definición

Las escaleras son elementos importantes en una edificación, es un medio de acceso a los pisos de trabajo, que permite a las personas ascender y descender de frente sirviendo para comunicar entre sí los diferentes niveles de un edificio.

Consta de planos horizontales sucesivos llamados peldaños que están formados por huellas, contrahuellas y rellanos.

Se tienen escaleras, desde las estructuralmente más simples, como son las de un tramo o dos tramos apoyadas longitudinalmente y diseñadas como una losa cualquiera con armadura en un solo sentido, escaleras apoyadas transversalmente, escaleras escalonadas en voladizo o las más sofisticadas como las auto portantes o helicoidales

Anchos mínimos de escaleras

El ancho mínimo de escaleras según el tipo de edificación se observa en una tabla mostrada a continuación.

ANCHOS MÍNIMOS	
Viviendas	1m
Secundarias	0,8m
Auxiliares o deservicio	0,7m
Caracol	0,6m
Edificios	1,20m

Locales comerciales	1,20m
---------------------	-------

Tabla 19 Anchos mínimos para escaleras, Concreto Armado II Juan García

2.9.2.8.1.2 Proceso de cálculo

p=huella

cp=contra huella

Si los apoyos son vigas o zapatas el momento de diseño será:

$$M_{U \text{ Diseño}} = \alpha * M_{\text{max}}$$

$$\alpha = 0,8 - 1,0$$

Cálculo del espesor de la loza de la escalera

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{L_n}{20}$$

$$\cos \theta = \frac{p}{\sqrt{p^2 + cp^2}}$$

$$h_o = \frac{t}{\cos \theta} \quad h_m = h_o + \frac{cp}{2} = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{cp}{2}$$

Donde:

t= Espesor de la loza de la escalera

L_n= Longitud horizontal de la escalera

h= Proyección vertical de t

h_m= Altura media

Cálculo de la carga última

$$q_u = pp + A_{cab} + sc$$

Donde:

q_u= Carga última que actúa sobre la escalera

pp= Peso propio

Acab= Acabados

sc= Sobrecarga de uso

Una vez que se obtiene la carga última que actuará sobre la escalera se calculará como una viga sometida a flexión

Cálculo del canto útil

$$d=t-\left(r+\frac{\phi}{2}\right)$$

Donde:

t= Espesor de la losa de la escalera

r= Recubrimiento

Φ=Diámetro del hierro

Cálculo de la armadura positiva

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

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

Donde:

As= Área de armadura positiva

f 'c= Resistencia característica del hormigón a los 28 días (kg/cm²)

fy= Límite de fluencia del acero(kg/cm²)

Disposición de la armadura

$$A_s = \frac{N^{\circ} \text{ barras} \cdot \pi \cdot \phi^2}{4} \quad S = \frac{b - 2 \cdot r - \phi}{N^{\circ} \text{ barras} - 1} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho_{\min} 0,0018 < \rho < \rho_{\max} 0,0133$$

Donde:

S=espaciamiento entre barras

Refuerzo de momento negativo

$$(-)A_s = \frac{(+)A_s}{2} \quad A_{s \text{ min}} = 0,0018 * b * d$$

$$A_{s \text{ min}} < (-)A_s$$

Refuerzo transversal por temperatura

$$A_{st} = 0.0018 * b * t \quad S = \frac{A_\phi}{A_{st}}$$

Donde:

A_{st} =Área de armadura transversal

A_Φ = Área de la barra de hierro

2.9.2.9 Fundaciones

2.9.2.9.1 Zapatas aisladas

En las zapatas de espesor variable, el canto h_o en el borde debe ser $h_o \geq h/3$ 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.

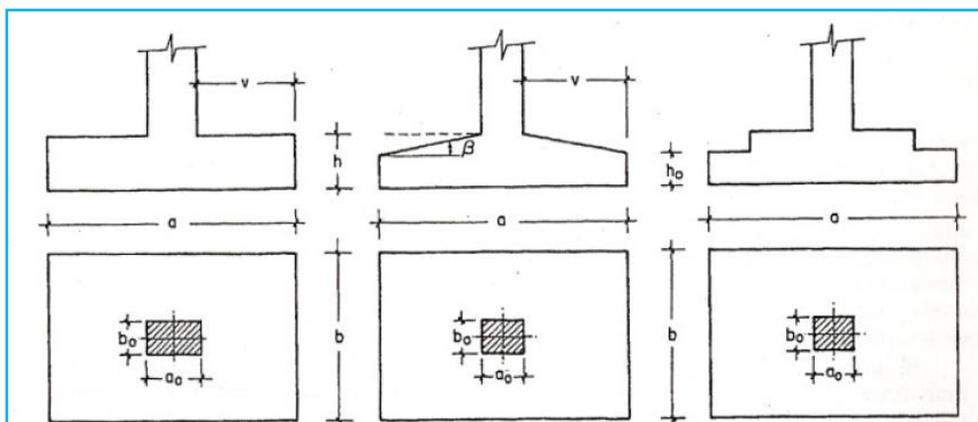
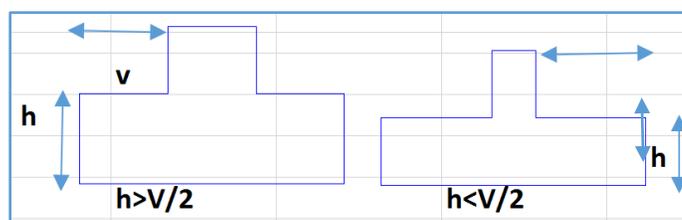


Ilustración 2 Formas típicas de zapatas, Montoya-Meseguer-Moran

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 (Ver ilustración mostrado más abajo). 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



Zapata Rígida

Zapata Flexible

Ilustración 3 Tipos de zapatas, Jiménez Montoya

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.

2.9.2.9.1.1 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 recomienda, 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 6** 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.

2.9.2.9.1.2 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, $f_{vd} = 0,5 * (f_{cd})^{1/2}$ (kp/cm²).

2.9.2.9.1.3 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 $a - a_o \geq b - b_o$ (fig. 3.10.b); 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 soportes decir, en la sección $A_c = 2 (a_o + d + b_o + d) * d$. La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

$$\frac{\gamma_f * N}{a * b} (a * b - (a_o + d)(b_o + d)) \leq A_3 * 2f_{vd}$$

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:

$$f_{yd} = 0.5 \left(1 + \frac{2b_o}{a_o} \right) * \sqrt{f_{cd}}$$

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

$$f_{yd} = 2f_{cd} = \sqrt{f_{cd}}$$

2.9.2.9.1.4 Comprobación de adherencia

La comprobación de adherencia se efectúa en las mismas secciones de referencia, 1-1 y 1'-1', tornadas para la flexión (fig.3.10.). En el caso de soportes de hormigón, el cortante de cálculo en la sección 1-1 es:

$$V_d = \frac{Y_f * N}{a} \left(\frac{o - a_o}{2} \right) + 0.15 * a_o$$

La armadura se encuentra en buenas condiciones de adherencia cuando sea:

$$Y_b = \frac{Y_d}{0.9 * d * n * \pi * \phi} = f_{cd} = k * \sqrt[3]{f_{cd}}$$

En donde n es el número de barras de diámetro ϕ , y k una constante con el valor $k=0,95$ para las zapatas rígidas, y $k = 2,00$ para las flexibles.

2.9.3 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.

2.9.4 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 13,0%, como gastos generales el 10% y como utilidad el 5%, IT se toma 3,0%.

2.9.5 Cómputos Métricos

Los cómputos 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 partes 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.

2.9.6 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.

2.9.7 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. CAPÍTULO III: INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Estudios Preliminares

Dentro de este capítulo se mostrarán los resultados obtenidos de todo el marco teórico.

3.1.1 Levantamiento Topográfico

El plano del levantamiento topográfico fue otorgado por la H.A.M. de Padcaya, el terreno cuenta con una superficie útil de 3330 m² que es en su totalidad topográficamente plano cuenta con desniveles muy pequeños.

3.2 Análisis del Estudio de Suelos

3.2.1 Generalidades

EL Estudio de Mecánica de Suelos, del proyecto “Diseño Estructural del Colegio de Rejará”, ubicado en el Pueblito de Rejará, en la Primera Sección de la Provincia Arce del Dpto. de Tarija, se realizó con la finalidad de conocer las condiciones geotécnicas del subsuelo, enmarcadas en sus propiedades físicas y mecánicas.

3.2.2 Objeto del Estudio

El objetivo del estudio, es determinar las condiciones geotécnicas del subsuelo, que permitan proyectar el diseño de las fundaciones del proyecto “Diseño Estructural del Colegio de Rejará.

Para conseguir tal objetivo, se realiza el Estudio de Mecánica de Suelos, cuya ejecución implica el desarrollo de las siguientes fases:

- a) Fase de Campo, donde se efectúan las exploraciones del subsuelo y se toma el número de muestras necesarias.
- b) Fase de Laboratorio, donde se ejecutan los ensayos de caracterización de suelos.
- c) Fase de Gabinete, donde se determinan las características físicas y mecánicas del suelo, y su comportamiento frente a cargas externas.

El terreno de emplazamiento del proyecto no presenta ningún tipo de construcciones a sus alrededores

3.2.3 Estudio de Mecánica de Suelos

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

3.2.3.1 Fase de Campo

La Fase de Campo se realizó 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 2.05 metros.



Ilustración 4 Pozo N°1 a una profundidad mayor a la de fundación, Fuente: elaboración Propia

PROYECTO	POZO DE SONDEO	PROFUNDIDAD
Diseño Estructural del Colegio de Rejará	POZO N°1	1,60 m
	POZO N°1	2,05 m
	POZO N°2	1,50 m
	POZO N°2	1,95 m

Tabla 20 Pozos de Sondeos, Elaboración Propia

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 realizó una descripción visual del suelo.

El tipo de suelo es Suelo limoso con plasticidad media A - 4-(1), según la clasificación del Sistema Unificado.

Resistencia admisible: 1,50 Kg/cm².

Se tomó la resistencia admisible de menor resistencia en este caso fue el pozo N° 2 ver en anexos

La verificación de la continuidad del terreno del terreno se realizó a una profundidad de 3,10m.

<i>Pozo</i>	<i>Profundidad</i>	<i>N°</i>	<i>Resistencia</i>
<i>N°</i>	<i>m</i>	<i>Golpes</i>	<i>$\sigma_{adm}(kg/cm^2)$</i>
<i>1</i>	<i>2,05</i>	<i>25</i>	<i>1,7</i>
<i>2</i>	<i>1,95</i>	<i>20</i>	<i>1,5</i>

Tabla 21 Capacidad portante del suelo en los distintos pozos, Elaboración propia

3.3 Análisis del Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico fue proporcionado por la H.A.M. de Padcaya y consta de los siguientes ambientes: Planta baja: Laboratorio de Computación, Secretaria, Dirección, Sala de Reuniones y seis aulas para Pedagogía.

Primer piso: Salón de reuniones y seis aulas para Pedagogía

Algunas dimensiones de los planos, fueron modificados para poder optimizar el funcionamiento estructural.

En cuanto a funcionalidad los ambientes tienen buena disposición y comodidad en cuanto a dimensiones.

Las plantas se muestran en **Anexos A10**

3.4 Datos del proyecto

3.4.1 Descripción del modelo estructural

3.4.1.1 Modelo de la Estructura de Sustentación de la Cubierta

- **Tipo de cercha:** La cubierta de este proyecto tiene un ancho de 11,96 m y la luz de las cerchas es de 11,96 m. Se diseñará con cerchas metálica tipo “HOWE” debido a que se adapta a las condiciones del lugar y a la luz de cálculo.
- **Tipo de cubierta:** Después de una serie de comparaciones en cuanto a costo, reducción de listones, disponibilidad en el mercado y a rendimiento de instalación, se optó por diseñar con “teja ondulada” de fibrocemento. este tipo de teja es liviana, resistente, de gran economía y bastante rendimiento en el proceso de instalación.

El tipo de teja ondulada es fabricada en 8 diferentes dimensiones, entre las cuales una de ellas tiene un ancho útil de 1,05 m. y su longitud de rendimiento (descontando el traslape) es de 1,04 m sin necesidad de correa intermedia, estas dimensiones se adecuan de manera exacta al tipo de cercha seleccionada.

- **Altura de la cercha:** La cercha tiene una luz de cálculo de 11,96m; tomando en cuenta que las especificaciones técnicas de la teja ondulada nos indican que la cubierta debe estar a un ángulo mínimo de 15° , se adoptó una pendiente de 30% lo cual sería un Angulo de $16,66^\circ$ y una altura de 1,79m, por otra parte, mientras más alta sea la cercha eso reduce la sollicitación en la cuerda superior (elemento más sollicitado) por esta razón, se adopta una altura de cálculo de 1,79m.
- **Espaciamiento entre cerchas:** Asumimos un espaciamiento práctico de 1,92m

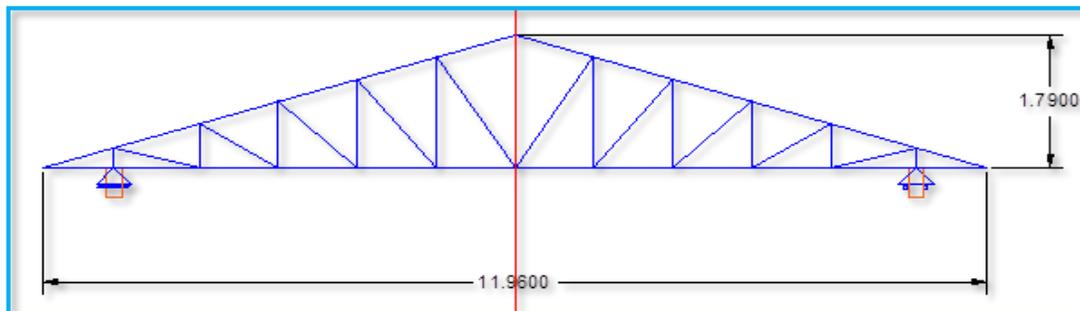


Ilustración 5 Longitudes de la cercha, fuente: elaboración propia.

3.4.2 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:** Está compuesta de columnas de sección rectangular con luces de 3 a 4m.
- **Vigas:** Están compuestas de vigas rectangulares, la luz mayor se tiene de 8,5 m.
- **Entrepisos:** Los entrepisos se plantean como losas planas aligeradas con ábacos o forjados de losa nervada reticular y losa alivianada, en las uniones de losa-columna, con espesores de 35 cm

3.4.3 Modelo de las Estructuras Complementarias

- **Escaleras:** Las escaleras se plantean como losas inclinadas en las rampas y horizontales en los descansos, con vinculaciones fijas en las uniones con las losas y en las uniones con los apoyos intermedios.

3.4.4 Modelo de las Fundaciones: Las fundaciones del edificio están compuestas por zapatas aisladas céntricas, zapatas combinada y medianeras a una profundidad de 2 metros, con una resistencia admisible en el suelo de $1,5 \text{ kg/cm}^2$

3.4.5 Normas aplicadas: En el cálculo de diseño se aplicaron las normas y reglamentaciones del Código Boliviano del Hormigón Armado (CBH-87). Además del Método AISC – LRFD. Para la cubierta metálica

3.4.6 Hormigón

Para los elementos de hormigón armado se usarán 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

Tabla 22 Resistencia del Hormigón, Elaboración Propia

Además, presentara las siguientes características:

Elemento	Peso Especifico	Módulo de Elasticidad
Entrepisos	2500 Kg/ m ³	332039,15 Kg/ cm ²
Vigas	2500 Kg/ m ³	332039,15 Kg/ cm ²
Columnas	2500 Kg/ m ³	332039,15 Kg/ cm ²
Muros	2500 Kg/ m ³	332039,15 Kg/ cm ²
Zapatas	2500 Kg/ m ³	332039,15 Kg/ cm ²

Tabla 23 Propiedades del Hormigón, Elaboración Propia

3.4.7 Cubierta Metálica

La cubierta fue calculada siguiendo con el método LRFD para metales.

El material de la cubierta es de perfiles metálicos de las siguientes características:

- Límite de fluencia = $F_y = 2.530 \text{ Kg/cm}^2$
- Límite de ruptura = $F_r = 4.080 \text{ Kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad = $E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$

3.4.8 Estructura de hormigón armado

Toda la estructura de hormigón armado fue calculada siguiendo la normativa boliviana CBH-87.

En toda la obra, tanto para el diseño de zapatas, columnas y vigas se emplea un hormigón y un acero de las siguientes características:

- Hormigón con una resistencia $f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero con una resistencia $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

Las cargas que se tomaron en cuenta y que fueron introducidas al programa son:

3.5 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, 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
	Cubierta de teja ondulada de fibrocemento		15,20 Kg/ m ²
	Peso Cielo Falso		30 Kg/ m ²
	Peso Aislante Térmico - Acústico		5 Kg/ m ²
Sobrecargas de Uso	Carga Viva (Mantenimiento)		80 Kg/ m ²
	Presión de Viento		69,44 Kg/ m ²
	Lluvia (canaleta)		52,5 Kg/ m ²

Tabla 24 Cargas Consideradas Estructura de Acero, Elaboración Propia

Estructura de Hormigón Armado:

Cargas Consideradas			
Cargas Permanentes	Peso Propio		Para cada Elemento
	Sobre piso 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
Sobrecarga de Diseño	Carga Viva	Salas y Pasillos	350 Kg/ m ²
		Escaleras	500 Kg/ m ²

	Azotea	100 Kg/ m ²
	Presión de Viento	69,44 Kg/ m ²

Tabla 25 Cargas Consideradas Estructura de Hormigón Armado, Elaboración Propia

No se tomó en cuenta la carga de granizo debido a que en la zona existe poca probabilidad de que ocurra este fenómeno.

3.6 Diseño de la cubierta

La cubierta calculada y diseñada está conformada por cerchas con elementos de perfil metálico, siguiendo la normativa ASIC método LRFD para estructuras metálicas.

El análisis del cálculo estructural se realizó mediante ordenador CYPE CAD 2015.

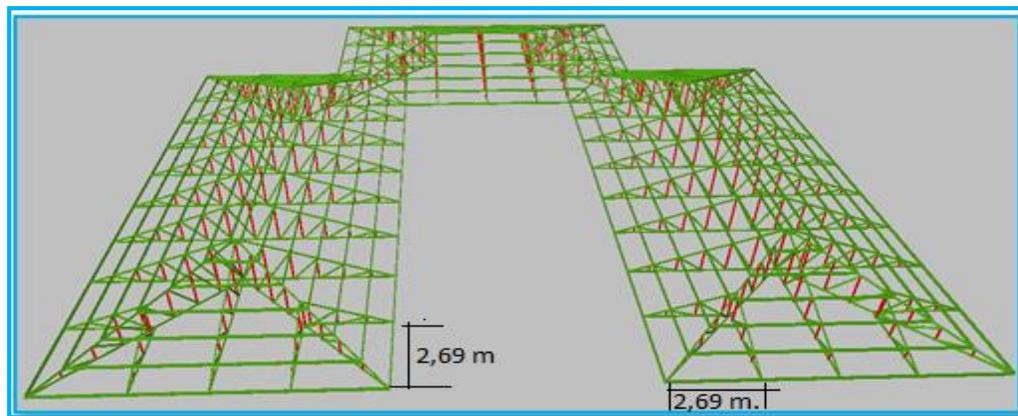


Ilustración 6 Cubierta de toda la estructura, Elaboración propia

3.6.1 Cargas que Actúan en la Cubierta

Cubierta de teja ondulada de fibrocemento: 15.81 [Kg/m] Para 1.04 [m] de ancho efectivo

Cubierta de teja ondulada de fibrocemento: 7.91 [Kg/m] Para 1.04/2 [m] de ancho efectivo

Cubierta de teja ondulada de fibrocemento: 7.91 [Kg/m] Para 1.04/2 [m] de ancho efectivo

Cumbrera de teja ondulada de fibrocemento: 8.30 [Kg/m] Por lado
(Sabido que Cumbrera = 16.60 [Kg/m])

Viento: -28.89 [Kg/m] Sotavento

Cielo raso: 80,64 [Kg/m]

Sobrecarga de uso: 83.20 [Kg/m]

3.6.2 Especificaciones y Cargas que Actúan en la cercha metálica

Datos: Pp: 15,20 kg/m² Peso de la cubierta de teja ondulada de fibrocemento.

L_r: 80 kg/m² Sobrecarga de uso.

h: 1,80m Altura de la cercha de diseño.

L: 11,96 m Longitud de la cercha del tipo

V: 33,33m/s Velocidad del viento.

S: 2,688 m Separación de las cerchas

3.6.3 Especificaciones de la calamina ondulada de fibrocemento

Longitud	Peso
3.66 mt.	48.8 kg.
3.05 mt.	43.2 kg.
2.44 mt.	33.1 kg.
1.83 mt.	24.4 kg.
1.22 mt.	16.6 kg.
1.52 mt.	20.9 kg.
0.90 mt.	12.2 kg.
0.60 mt.	8.3 kg.

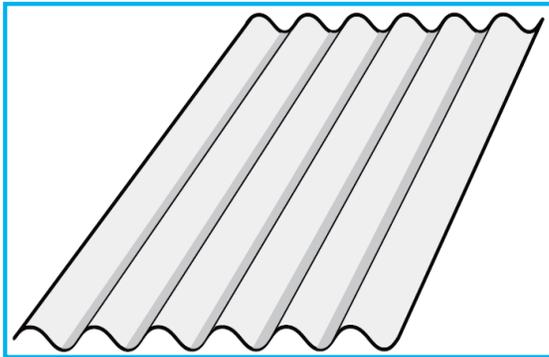


Tabla 26 Especificaciones de la teja ondulada de fibrocemento, Elaboración Propia

- Longitud total = 1,22 m
- Longitud útil = 1,04 m

- Longitud a requerimiento, forma de calamina ondulada, (Fuente: Sucursal Fabricación de calaminas en la ciudad de Tarija Av. Circunvalación a media cuadra del Surtidor)
- Ancho = 1,05m.
- La pendiente para cubiertas de calamina lo mínimo es 15°segun las especificaciones de la calamina ondulada de fibrocemento.

3.6.4 Especificaciones de la cercha

- Ángulo de inclinación = 16,66°
- Longitud de la cercha = 11,96 m

La separación de las cerchas es de 2,688 m, con un espaciamiento de correas de 1,04 m dada las condiciones del tipo de cubierta

Cargas que actúan en la cercha

Para lograr la carga que actúa en el nudo debido al peso propio de la cercha, correa y sobrecarga de diseño, se cuenta con los siguientes datos:

- Peso propio de la correa = 4,00kg/m²
- Sobrecarga de diseño: Sobrecarga de uso para mantenimiento = 80 kg/m²
- Presión dinámica del viento $P = V^2/16$

Factores de carga: Combinaciones usuales de carga consideradas según el manual

LRFD:

$$U = 1,4 D \quad (\text{Ecuación A4-1 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ecuación A4-2 del LRFD})$$

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

$$U = 1,2 D + 1,0 E + (1,0 L \text{ o } 0,2 S) \quad (\text{Ecuación A4-5 del LRFD})$$

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

$$U = 0,9 D \pm (1,3 W \text{ o } 1,0 E)$$

(Ecuación A4-6 des LRFD)

Donde:

U: Carga última

D: Cargas muertas

L: Cargas vivas

L_r: Cargas vivas en techos

S: Cargas de nieve

R: Carga inicial de lluvia o hielo

W: Carga de Viento

E: Sismo

La sollicitación máxima del elemento se obtiene de la combinación de carga más desfavorable.

3.6.5 Diseño de la correa

❖ **Considerando el diseño por flexión Asim**

❖ **Descomposición de cargas.** - Las cargas que se toman en cuenta para el diseño de correas son: Peso de la cubierta de 15,20 kg/m², peso propio de 4,00 kg/m² y la sobrecarga de 80 kg/m².

➤ $D = 15,20 + 4 = 19,20 \text{ kg/m}^2$

$$D_x = 19,20 * \text{Cos } 16,66 = 18,39 \text{ kg/m}^2$$

$$D_y = 19,20 * \text{Sen } 16,66 = 5,50 \text{ kg/m}^2$$

➤ $L_r = 80 \text{ kg/m}^2$

$$L_x = 80 * \text{Cos } 16,66 = 76,64 \text{ kg/m}^2$$

$$L_y = 80 * \text{Sen } 16,66 = 22,94 \text{ kg/m}^2$$

➤ $W = -27,77 \text{ kg/m}^2$

$$W_x = -26,60 \text{ kg/m}^2$$

$$W_y = -7,96 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto, las consideraciones de cargas a usarse en la combinación son las siguientes:

COMBINACIÓN DE CARGA EN (X)	CARGA MUERTA "D _x "	CARGA EN TECHO "L _{r_x} "	CARGA DE VIENTO "W _x "	CARGA CRÍTICA "U _x "
	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²
U _x = 1,4 D _x	18,39	76,64	-26,60	25,75
U _x = 1,2 D _x + 0,5 L _{r_x}				60,39
U _x = 1,2 D _x + 1,6 L _{r_x} + 0,8 W _x				144,69
U _x = 1,2 D _x + 0,5 L _{r_x} + 1,3 W _x				25,81
U _x = 0,9 D _x - 1,30 W _x				51,1

Tabla 27 Cargas critica de la correa eje (x), Elaboración propia

Se obtiene la carga última U_x = 144,69 kg/ m²

COMBINACIÓN DE CARGA EN (Y)	CARGA MUERTA "D _y "	CARGA EN TECHO "L _{r_y} "	CARGA DE VIENTO "W _y "	CARGA CRÍTICA "U _y "
	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²
U _y = 1,4 D _y	5,50	22,94	-7,96	7,7
U _y = 1,2 D _y + 0,5 L _{r_y}				18,07
U _y = 1,2 D _y + 1,6 L _{r_y} + 0,8 W _y				36,94
U _y = 1,2 D _y + 0,5 L _{r_y} + 1,3 W _y				7,72
U _y = 0,9 D _y - 1,30 W _y				15,30

Tabla 28 Cargas critica de la correa eje (Y), Elaboración propia

Se obtiene la carga última U_y = 36,94 kg/m²

❖ **Carga lineal sobre la correa:**

$$Q_{uy} = 36,94 \text{ kg/m}^2 * 1,04 \text{ m} = 38,42 \text{ kg/m}$$

$$Q_{ux} = 144,69 \text{ kg/m}^2 * 1,04 \text{ m} = 150,48 \text{ kg/m}$$

Carga sobre la correa

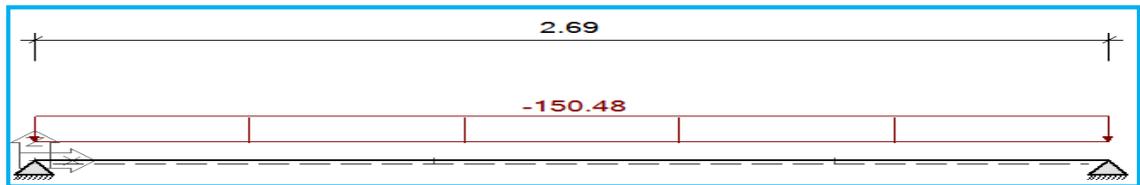


Ilustración 7 Carga Critica en la correa eje x, Elaboración propia

Cortante producido por la carga en la correa

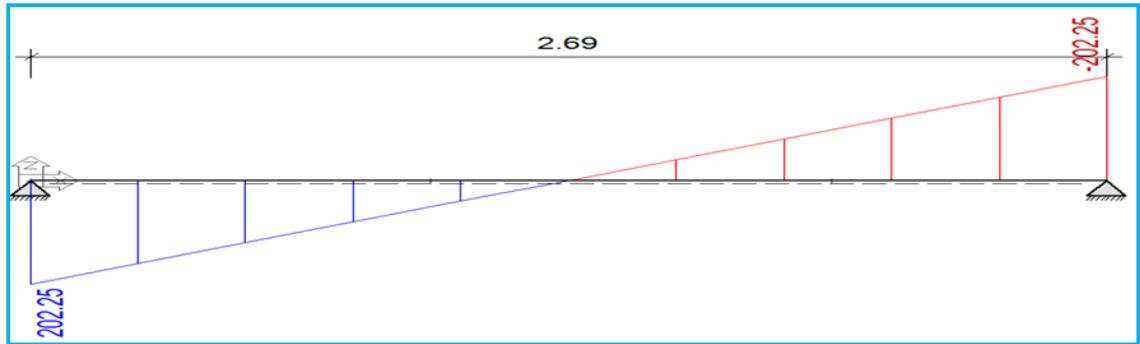


Ilustración 8 Cortantes en correa, Elaboración propia

Momentos producidos por la carga en la correa

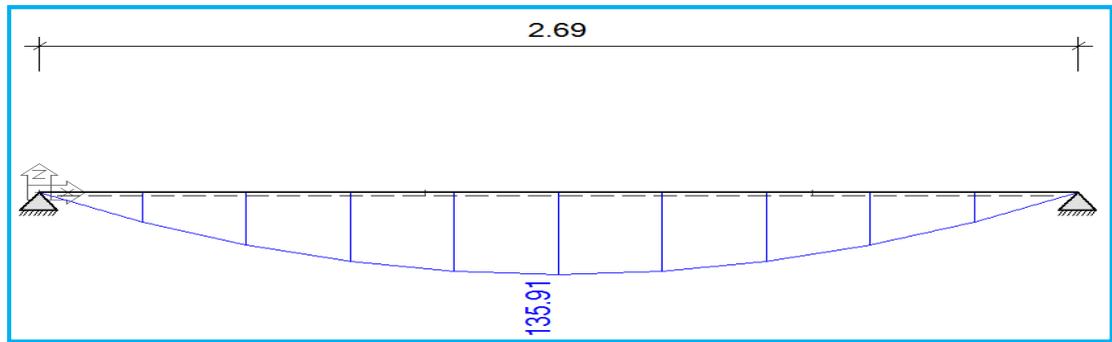


Ilustración 9 Momentos flectores, Elaboración propia

Momento último. - Se obtiene el momento máximo en cada uno de los ejes.

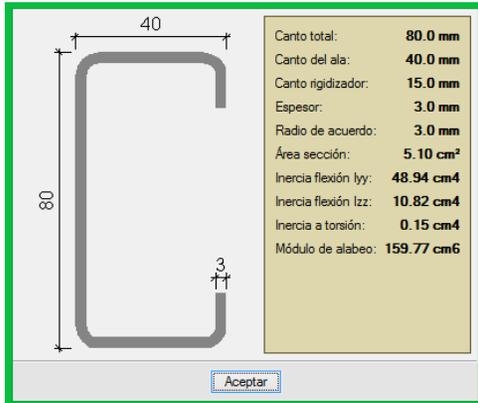
$$M_{ux} = 135,91 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy} = 33,36 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Se toma en cuenta el mayor de los dos momentos calculados para la selección del perfil.

$$Z_x \geq \frac{M_{ux}}{\theta b * F_y} = \frac{13591}{0,9 * 2.530} = 5,98 \text{ cm}^3$$

Sección C 80 x 40 propiedades. -



bf = 4,00 (cm) Ancho

d = 8,00 (cm) Altura o profundidad

tf = 0,3 (cm) Espesor de ala

tw = 0,30 (cm) Espesor de alma

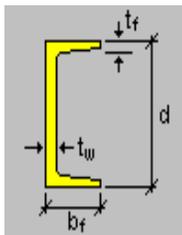
Área = 5,11 (cm²) Área bruta de la sección.

I_x = 49,04 (cm⁴) Inercia alrededor del eje local 3.

I_y = 10,85 (cm⁴) Inercia alrededor del eje local 2.

Z_y = 4,27 (cm³) Módulo de sección superior respecto al eje local 2.

Z_x = 12,26 (cm³) Módulo de sección superior respecto al eje local 3.



Momento nominal:

$$M_{nx} = \Phi_b F_y \cdot Z_x = 27916,02 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{ny} = \Phi_b F_y \cdot Z_y = 9722,79 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

Verificando la resistencia:

$$\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1$$

Donde ϕ_b es un factor de resistencia según LRFD de valor 0,9 para vigas que están sometidas a flexión), se encuentra en la tabla del marco teórico

$$\left(\frac{13591}{0,9 \cdot 27916,02} + \frac{3336}{0,9 \cdot 9722,79} \right) \leq 1$$

0,922 ≤ 1 !!Cumple la resistencia!!

Porcentaje de resistencia=92,20%

Separación permisible entre cerchas

$$L \text{ (m)} = 2,69$$

Verificando a deflexión en “x”:

$$f_{max} = \frac{L}{360} = \frac{268}{360} = 0,75 \text{ cm} ; \quad \frac{L}{300} = \frac{268}{300} = 0,90 \text{ cm}$$

$$f = 0,75 \text{ cm} < 0,90 \text{ cm} \quad \text{OK}_i$$

Verificando a deflexión en “y”:

$$f = 0,47 \text{ cm} < 0,90 \text{ cm} \quad \text{OK}_i$$

3.6.6 Diseño de la Cercha más desfavorable

La cercha más desfavorable es la N°6 a la cual se procede a realizar el diseño con sus respectivas verificaciones.

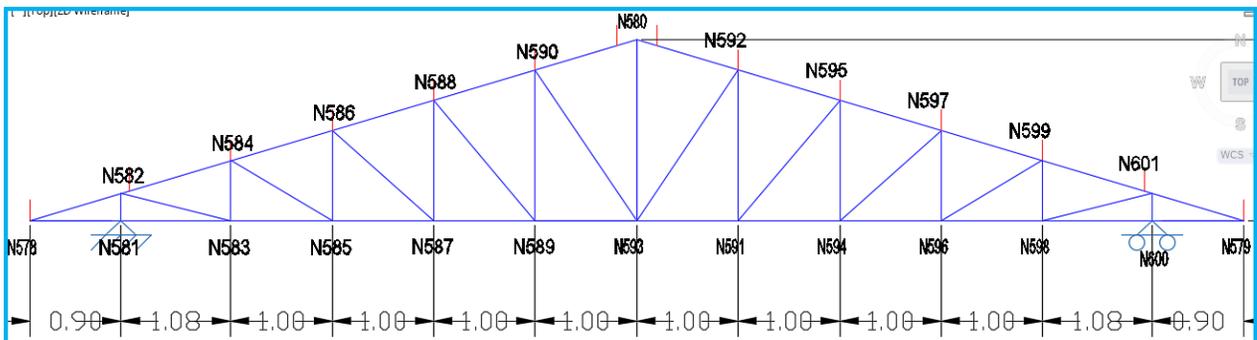


Ilustración 10 Nominación de los nudos de la cercha, fuente: elaboración propia.

3.6.7 Cálculo de los esfuerzos en cada barra.

Las fuerzas de tracción y compresión en cada una de las barras se determinaron por el método de los nudos.

Barra	UNIDAD	FUERZA AXIAL	Barra	UNIDAD	FUERZA AXIAL
N579/N600	Ton	-0.655	N592/N919	Ton	-4.002
N600/N598	Ton	-0.199	N581/N582	Ton	-3.040
N598/N596	Ton	4.038	N583/N584	Ton	-1.147
N596/N594	Ton	4.870	N585/N586	Ton	-0.385
N594/N591	Ton	4.808	N587/N588	Ton	0.132
N591/N593	Ton	4.404	N589/N590	Ton	0.529
N593/N589	Ton	4.401	N591/N592	Ton	0.590
N589/N587	Ton	4.806	N593/N580	Ton	1.776
N587/N585	Ton	4.862	N594/N595	Ton	0.154
N585/N583	Ton	4.017	N596/N597	Ton	-0.354
N583/N581	Ton	-0.206	N598/N599	Ton	-1.102
N581/N578	Ton	-0.729	N600/N601	Ton	-3.053
N578/N582	Ton	0.786	N583/N582	Ton	4.212
N953/N584	Ton	-4.052	N585/N584	Ton	0.986
N584/N586	Ton	-5.078	N587/N586	Ton	-0.065
N586/N588	Ton	-5.025	N589/N588	Ton	-0.607
N588/N590	Ton	-4.610	N593/N590	Ton	-0.970
N590/N945	Ton	-4.032	N593/N592	Ton	-0.969
N579/N601	Ton	0.683	N591/N595	Ton	-0.609
N924/N599	Ton	-4.107	N594/N597	Ton	-0.073
N599/N597	Ton	-5.093	N596/N599	Ton	0.972
N597/N595	Ton	-5.025	N598/N601	Ton	4.243
N595/N592	Ton	-4.607	N571/N595	Ton	-0.371

Tabla 29 Esfuerzos internos de compresión y tracción de la cercha más desfavorable, Elaboración propia

3.6.7.1 Diseño de Cordón Superior

Las comprobaciones de diseño se las realizo para el elemento compuesto entre los nodos N595-N592

3.6.7.1.1 Diseño en Estados Límites Últimos

3.6.7.1.1.1 Perfil de Diseño

Para el diseño es estados límites últimos se verifico con la sección costanera de 80x40x15 x 3mm cuyas características geométricas son:

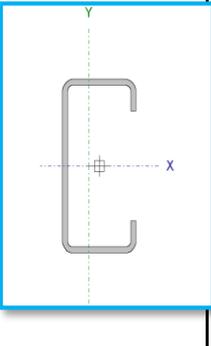
Perfil: CF-80x3.0									
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)									
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	x _g ⁽³⁾ (mm)	y _g ⁽³⁾ (mm)
	N595	N592	1.044	5.10	48.94	10.82	0.15	-5.44	0.00
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme ⁽³⁾ Coordenadas del centro de gravedad									

Tabla 30 Propiedades Perfil Cordón Superior, Elaboración Propia

3.6.7.1.2 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:

$$\eta_c : \underline{0.545} \checkmark$$

Donde:

Pf: Resistencia a compresión requerida para la combinación más crítica

Pc: Resistencia de diseño a compresión

3.6.7.1.3 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:

$$\eta_B : \underline{0.040} \checkmark$$

Donde:

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

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión

3.6.7.1.4 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:

$$\eta_V : \underline{0.003} \checkmark$$

Donde:

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

V_{cy} : Resistencia de diseño a cortante

Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Compresión

Se debe satisfacer la siguiente relación:

Se debe satisfacer el siguiente criterio si

$$\eta : \underline{0.611} \quad \checkmark$$

$$\eta_o : \underline{0.475} \quad \checkmark$$

Donde:

$$\eta : \underline{0.611}$$

3.6.7.2 Diseño de Cordón Inferior

Las comprobaciones de diseño se las realizó para el elemento compuesto entre los nodos N591-N593

3.6.7.2.1 Diseño en Estados Límites Últimos

3.6.7.2.1.1 Perfil de Diseño

Para el diseño es estados límites últimos se verificó con la sección de 80x40x15x3mm cuyas características geométricas son:

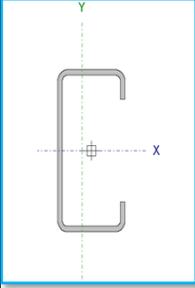
Perfil: CF-80x3.0									
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)									
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	x _g ⁽³⁾ (mm)	y _g ⁽³⁾ (mm)
	N591	N593	1.000	5.10	48.94	10.82	0.15	-5.44	0.00
<i>Notas:</i> (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme (3) Coordenadas del centro de gravedad									

Tabla 31 Propiedades Perfil Cordón Inferior, Elaboración Propia

3.6.7.2.1.2 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:

$$\eta_T : \underline{0.376} \quad \checkmark$$

Donde:

Tf: Resistencia a tracción requerida para la combinación más crítica

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

3.6.7.2.1.3 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:

$$\eta_B : \underline{0.048} \quad \checkmark$$

Donde:

Mrx: Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

Mcx: Resistencia de diseño a flexión

3.6.7.2.1.4 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:

$$\eta_v : \underline{0.022} \quad \checkmark$$

Donde:

Vfy: Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

Vcy: Resistencia de diseño a cortante

Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Tracción

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\eta_f : \underline{0.427}$$

$$\eta < \underline{0.001}$$

Donde:

$$\eta_f : \underline{0.427}$$

3.6.7.3 Diseño de Diagonal

Las comprobaciones de diseño se las realizo para el elemento compuesto entre los nodos N593-N592

3.6.7.3.1 Diseño en Estados Límites Últimos

3.6.7.3.1.1 Perfil de Diseño

Para el diseño es estados límites últimos se verificó con la sección de 90x40x3 mm cuyas características geométricas son:

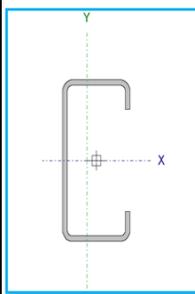
Perfil: CF-80x3.0									
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)									
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	x _g ⁽³⁾ (mm)	y _g ⁽³⁾ (mm)
	N593	N592	1.795	5.10	48.94	10.82	0.15	-5.44	0.00
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme (3) Coordenadas del centro de gravedad									

Tabla 32 Propiedades Perfil Cordón Inferior, Elaboración Propia

3.6.7.3.1.2 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:

$$\eta_c : \underline{0.194} \checkmark$$

Donde:

Pf: Resistencia a compresión requerida para la combinación más crítica

Pc: Resistencia de diseño a compresión

3.6.7.3.1.3 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:

$$\eta_B : \underline{0.056} \checkmark$$

Donde:

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

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión

3.6.7.3.1.4 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:

$$\eta_V : \underline{0.006} \checkmark$$

Donde:

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

V_{cy} : Resistencia de diseño a cortante

Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Compresión

Se debe satisfacer la siguiente relación:

Se debe satisfacer el siguiente criterio si

$$\eta : \underline{0.145} \checkmark$$

3.6.7.4 Diseño de Uniones

3.6.7.4.1 Diseño de Uniones Soldadas

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

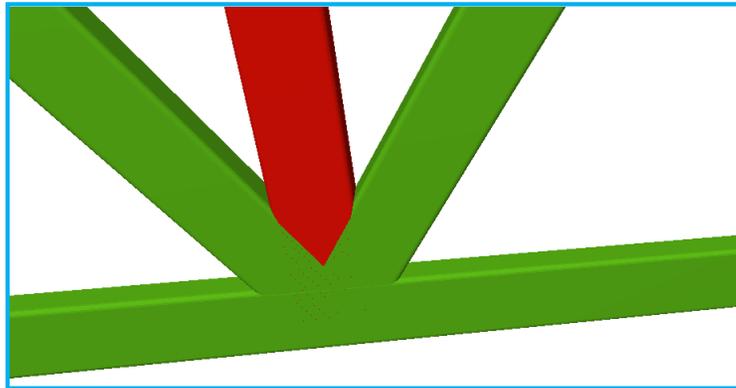


Ilustración 11 Detalle de Unión Cordón Inferior-Diagonal, Elaboración Propia

Resistencia del Metal de soldadura para el electrodo E70:

$E70 := 4820 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$Fws := 0.707 \cdot w \cdot \phi_s \cdot Fw = 766.741 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$
$Fw := 0.6 \cdot E70 = 2892 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	

Resistencia del Metal Base:

$$f_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{wb} := 0.9 \cdot f_y \cdot t_e = 683.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Longitud de Filete Requerida:

$$L := \frac{P_u}{F_{wb}}$$

$$L = 5,00 \text{ cm}$$

3.7 Diseño de placas de Apoyo

Las placas de unión se diseñarán para las zonas de apoyo de la estructura de la cubierta siguiendo las especificaciones AISC-LRFD.

Datos de entrada:

Datos:

$$d = 5/8 \text{ plg}$$

$$d = 1,588 \text{ cm}$$

$$e = 3/8 \text{ Plg} \quad \text{Espesos de la placa a diseñar}$$

$$e = 0,9525 \text{ cm}$$

$$P_u = 2400,00 \quad \text{Kg} \quad \text{Carga de diseño para pernos}$$

Distancias mínimas a los bordes en cualquier dirección:

$$s \geq 1 \frac{1}{4} \text{ in} = 3,20 \text{ cm}$$

$$s = 2 \frac{2}{3} \quad 4,24 \text{ cm}$$

Resistencia Por Cortante Para un Tornillo.

$$R_n = F_v * A_b$$

Para el Tipo de Perno seleccionado a usar: **Rn=0,75x24xAb**

$$A_b = \frac{\pi * d^2}{4} = 1,979 \text{ cm}^2$$

$$(\emptyset * R) n=0,75x24xAb = 2504,892 \quad \text{Kg} \quad \text{para un tornillo}$$

$$N^{\circ} \text{ Pernos} = \frac{P_u}{R_n} = 4,00 \quad \text{Pernos}$$

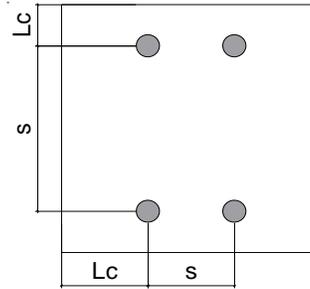
Verificación de la placa:

$$L_c = 7,5 \text{ cm}$$

$$s = 10 \text{ cm}$$

$$F_u = 36 \text{ Ksi}$$

$$2*d = 3,175 \text{ cm}$$



$$\text{si } L_c \leq 2d \quad \phi R_n = 0,75 * (1,2 * L_c * t * F_u)$$

$$\text{si } L_c > 2d \quad \phi R_n = 0,75 * (2,4 * d * t * F_u)$$

$$\phi R_n = 0,75 * (2,4 * d * t * F_u) = 16273,1 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$\phi R_n \text{ placa} > \phi R_n \text{ total, Pernos}$$

$$16273,1 > 10019,6 \quad \text{OK}$$

Diseño de la Placa de Apoyo

La placa de base es de acero A36, el esfuerzo de diseño en el área de apoyo de la columna de Hormigón Armado, es mucho menor que la correspondiente a la base de acero de una columna, cuando las barras metálicas se apoyan en la columna es necesario que la carga puntual se distribuya en el área suficiente para evitar que se sobre esfuerce el hormigón la carga se transmite a través de la placa de acero que está ligada a la columna con cuatro pernos.

Área de la placa base: La resistencia de diseño por aplastamiento del concreto debajo de la placa base debe ser por lo menos igual a la carga soportada. Cuando la placa base casi cubre toda el área de la columna esta resistencia es igual a

ϕ (0.60 por aplastamiento del concreto) multiplicada por la resistencia nominal del concreto $0.85 * f_c * A$

$$A = \frac{P_u}{\phi * 0.85 * f_c}$$

$$P_u = 2400,00 \text{ Kg}$$

$$f_c = 166,67 \text{ kg/ cm}^2$$

$$\Phi = 0.6$$

$$A = 28,234729 \text{ cm}^2$$

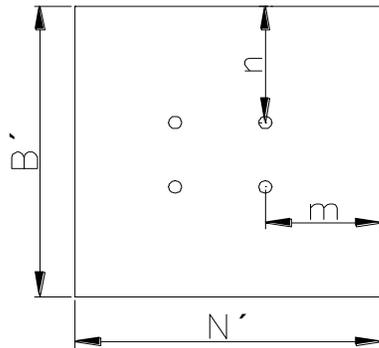
Sección Adoptada =

$$B' = 25 \text{ cm}$$

$$N' = 25 \text{ cm}$$

$$A = 625 \text{ cm}^2$$

Espesor de la placa: Se toma en cuenta como si la placa estuviera en voladizo con las dimensiones n y m igualando al momento plástico de la placa de acero de la siguiente manera:



$$\frac{P}{N' * B'} * n * \frac{n}{2} = \frac{p * n^2}{2 * A' * B'} \quad \frac{P}{N' * B'} * m * \frac{m}{2} = \frac{p * m^2}{2 * A' * B'}$$

$$\phi * MP = \phi * C * \frac{t}{2} = fy * \frac{t}{2} * \frac{t}{2} = fy * \frac{t^2}{4}$$

Todos calculados para un ancho de un metro de placa.

Donde t es el espesor y $\Phi = 0.90$ igualando esta expresión con el momento máximo el valor de espesor puede ser:

$$\phi * fy * \frac{t^2}{4} = * \frac{P * m^2}{2 * A' * B'} \quad \phi * fy * \frac{t^2}{4} = * \frac{P * n^2}{2 * A' * B'}$$

$$m = 7,5 \text{ cm}$$

$$n = 7,5 \text{ cm}$$

$$f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = m * \sqrt{\frac{2 * P}{0.9 * F_y * A' * B'}}$$

$$t = 0,43557241 \text{ cm}$$

$$t = n * \sqrt{\frac{2 * P}{0.9 * F_y * A' * B'}}$$

$$t = 0,43557241 \text{ cm}$$

$$t = \mathbf{0,9525 \text{ cm} = 3/8 \text{ plg.}}$$

Finalmente, por razones constructivas y teniendo una suposición conservadora se usarán los siguientes valores

una placa de 25x25x0,9525cm.

pernos de 1,588cm= 5/8plg.

3.8 Estructuras de Hormigón Armado.

3.8.1 Esquema Estructural. - Se modela la estructura como un pórtico espacial en 3D, con un esquema estructural como se muestra en la figura

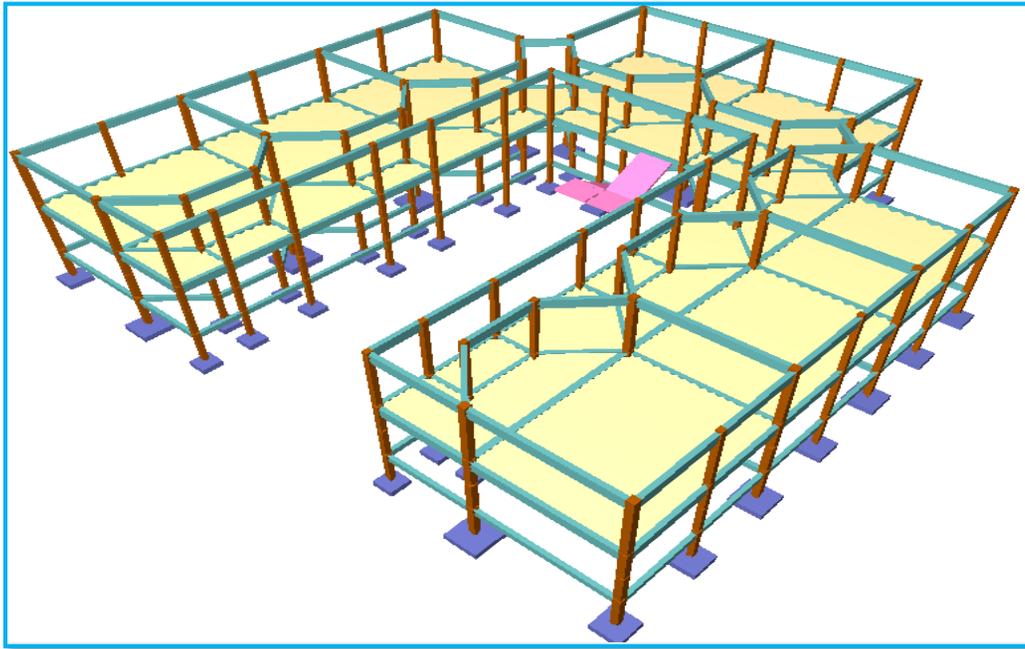


Ilustración 12 Estructura de Hormigón Armado en 3D, por CYPE CAD 2015, fuente: elaboración propia

Datos de Estructura de Hormigón Armado:

Norma a utilizar	Código Boliviano del Hormigón CBH -87
Resistencia Característica del H ^º A ^º	250 Kg/cm ²
Resistencia de Fluencia del Acero de Refuerzo	5000 Kg/cm ²
Coeficientes de Minoración de las Resistencias	Hormigón $\gamma_c = 1,5$
	Acero $\gamma_s = 1,15$
Nivel de Control de Ejecución	Normal
Coeficiente de mayoración de cargas	$\gamma_f = 1,6$

Tabla 33 Datos de la Estructura de H^ºA^º, fuente: Elaboración Propia

3.8.2 Estructura de Sustentación de la Edificación

Las losas son elementos estructurales planos cuyo espesor es pequeño comparado con sus otras dimensiones, y que, formando parte de los entrepisos, tienen como función estructural

el soporte directo de las cargas que actúan sobre ellos, y la transmisión de las mismas hacia otros elementos estructurales como vigas, columnas y tabiques.

3.9 Diseño Estructural de Losas

La estructura de sustentación de los entrepisos estará constituida por viguetas pretensadas prefabricadas y complemento de poliestireno

El análisis para el cálculo se realizará de la losa de mayor dimensión

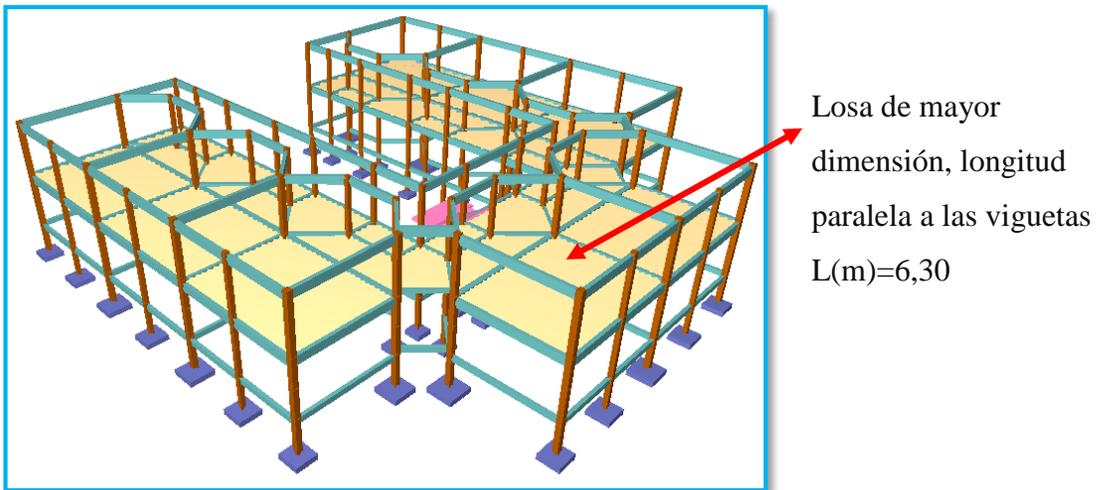


Ilustración 13 Losa de mayor dimensión, fuente: elaboración propia

3.9.1 Cálculo de la Capa de Compresión de la Losa de H°A°:

Las losas corresponderán a las siguientes características geométricas.

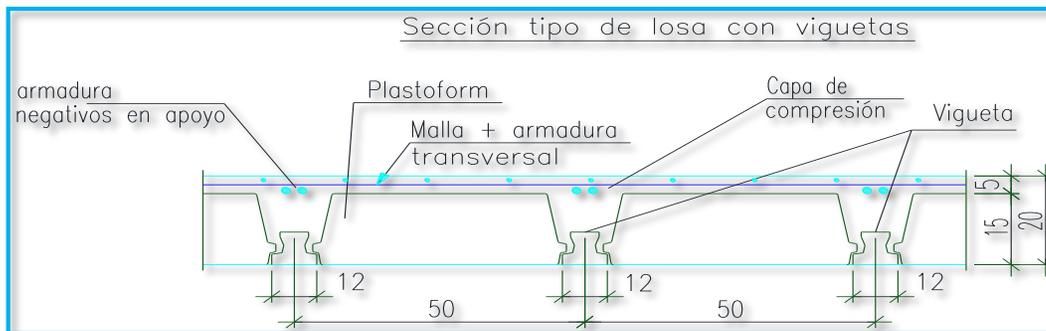


Ilustración 14 Losa de mayor dimensión, fuente: elaboración propia

Calculamos la altura de la capa de compresión de la losa (e):

$$e_0 = \frac{b}{6} = \frac{\left(\frac{44}{2}\right)}{6} = 3,67cm$$

Donde b es el ancho del complemento.

$$e_{min} = 3cm$$

Por fines constructivos se adopta:

$$e = 5cm$$

Calculamos armadura de reparto:

Calculamos la armadura necesaria de reparto por retracción y temperatura de la losa. El CBH-87 nos recomienda una armadura de reparto para la losa con una separación máxima entre barras de 30cm.

La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando la fisuración y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano.

$$As_{nec} \geq \frac{50 * h_0}{f_{yd}}$$

$$As_{nec} \geq \frac{50 * 5cm}{353,04 MPa}$$

$$As_{nec} \geq 0,708 cm^2/m$$

Cálculo del número de barras:

$$\emptyset = 6mm$$

$$A_n = 0,28cm^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_n} = \frac{0,708cm^2}{0,28cm^2}$$

$$n = 3 barras/m$$

Por razones constructivas se colocarán 4 barras de 6mm cada 25cm en ambas direcciones de la losa.

Ø 6mm/25cm ambas direcciones

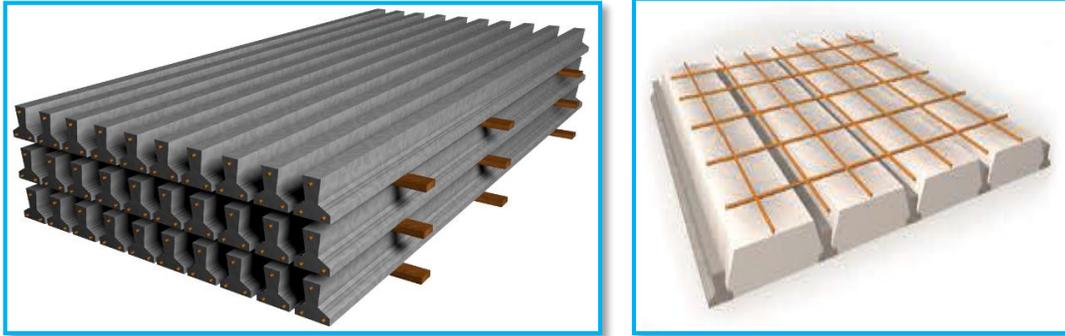


Ilustración 15 Vigueta Pretensada para Losa, fuente: PRETENSA:

Tipo de complemento a utilizar 15x100x44cm.

TABLA DE DIMENSIONES DEL COMPLEMENTO

EJE ENTRE VIGUETAS (A) cm	TIPO DE EPS	ESPESORES			PESO PROPIO kg/m ²	COMPONENTES DE LA LOSA		VOLUMEN HORMIGON m ³ /m ²	TIPOS DE VIGUETAS SEGUN PRODUCCION ESTANDAR MOMENTOS ADMISIBLES							
		H cm	E cm	D cm		VIGUETAS ml/m ²	EPS piezas/m ²		Tipo 1 kgm/m	Tipo 2 kgm/m	Tipo 3 kgm/m	Tipo 4 kgm/m	Tipo 5 kgm/m	Tipo 6 kgm/m	Tipo 7 kgm/m	Tipo 8 kgm/m
40	PB 10/100/34	10	5	15	176	2.50	2.50	0.057	639	927	1,032	1,286	1,532	1,853	1,986	2,446
50	PB 10/100/44				166	2.00	2.00	0.056	512	743	827	1,031	1,229	1,487	1,594	1,965
60	PB 10/100/54				158	1.67	1.67	0.055	427	620	690	860	1,026	1,241	1,332	1,642
40	PB 12/100/34	12	5	17	196	2.50	2.50	0.065	749	1,081	1,201	1,505	1,789	2,158	2,313	2,858
50	PB 12/100/44				181	2.00	2.00	0.062	600	866	962	1,206	1,435	1,731	1,855	2,295
60	PB 12/100/54				171	1.67	1.67	0.060	500	722	803	1,007	1,197	1,445	1,549	1,917
40	PB 15/100/34	15	5	20	210	2.50	2.50	0.071	914	1,311	1,455	1,835	2,175	2,617	2,802	3,478
50	PB 15/100/44				193	2.00	2.00	0.067	732	1,050	1,165	1,470	1,743	1,949	2,247	2,790
60	PB 15/100/54				181	1.67	1.67	0.064	610	875	972	1,226	1,454	1,751	1,875	2,330
40	PB 17/100/34	17	5	22	230	2.50	2.50	0.079	1,025	1,464	1,624	2,054	2,431	2,922	3,128	3,890
50	PB 17/100/44				208	2.00	2.00	0.073	820	1,173	1,300	1,646	1,948	2,343	2,508	3,121
60	PB 17/100/54				194	1.67	1.67	0.069	684	978	1,085	1,373	1,626	1,955	2,093	2,605
40	PB 20/100/34	20	5	25	263	2.50	2.50	0.093	1,190	1,694	1,878	2,384	2,817	3,381	3,617	4,509
50	PB 20/100/44				235	2.00	2.00	0.084	952	1,357	1,503	1,909	2,257	2,709	2,899	3,616
60	PB 20/100/54				217	1.67	1.67	0.079	794	1,131	1,254	1,592	1,882	2,260	2,419	3,018
40	PB 22/100/34	22	5	27	289	2.50	2.50	0.103	1,300	1,848	2,047	2,603	3,074	3,687	3,943	4,922
50	PB 22/100/44				256	2.00	2.00	0.093	1,041	1,479	1,639	2,085	2,462	2,954	3,160	3,946
60	PB 22/100/54				234	1.67	1.67	0.086	867	1,233	1,366	1,739	2,054	2,464	2,636	3,293
40	PB 25/100/34	25	5	30	306	2.50	2.50	0.111	1,465	2,078	2,300	2,933	3,459	4,145	4,432	5,541
50	PB 25/100/44				270	2.00	2.00	0.098	1,173	1,663	1,842	2,349	2,771	3,321	3,551	4,442
60	PB 25/100/54				246	1.67	1.67	0.090	978	1,387	1,536	1,958	2,311	2,770	2,962	3,706

Tabla 34 Dimensiones de Complementos y esfuerzos admisibles para Losa, fuente:

PRETENSA:

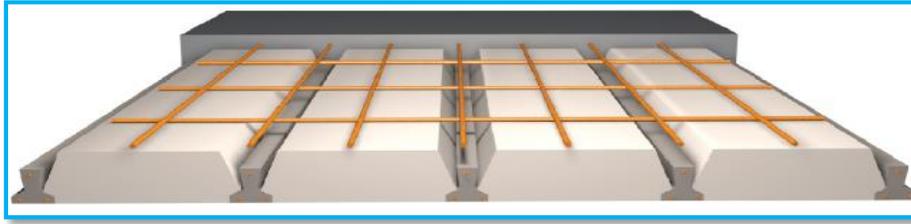


Ilustración 16 complemento para Losa, fuente: PRETENSA:

3.9.2 Cálculo del momento flector que debe resistir la vigueta:

Carga muerta=150 Kg/m²

Sobrecarga de uso= 350 Kg/cm²

Carga total Q:

$$Q = CM + SCU = 150 \frac{kg}{m^2} + 350 \frac{kg}{m^2}$$

$$Q = 500 \frac{kg}{m^2}$$

Reducimos la carga q al área de aplicación:

De la tabla anterior sabemos que A es igual a 50 cm.

$$q = 500 \frac{kg}{m^2} * 0,5m$$

$$q = 250 \frac{kg}{m}$$

Para una losa simplemente apoyada tenemos el momento flector máximo en el centro del tramo con el siguiente valor:

$$Mf = \frac{q * L^2}{8} = \frac{250 \frac{kg}{m} * (6,30m)^2}{8}$$

$$Mf = 1240,31 kg * m$$

Momento mayorado de diseño.

$$M_d = Mf * 1,6$$

$$M_d = 1984,5 \text{ kg} * m \leq 2247 \text{ Kg} * m$$

M_d = Momento flector que debe resistir las viguetas prefabricadas

Se deberá comprar una la vigueta pretensada TIPO VP7 (Pretensa) diseñada para Momento Admisible de **2247Kg.m**

3.10 Diseño Estructural de Vigas de H°A°.

Las vigas se diseñarán a efectos de esfuerzos de flexión y cortante, servirán como cierre de entrepiso y rigidizado de los pórticos. La viga analizada y tiene las siguientes características geométricas

Todos los esfuerzos de la estructura de H° fueron calculados en el software cypecad 2015

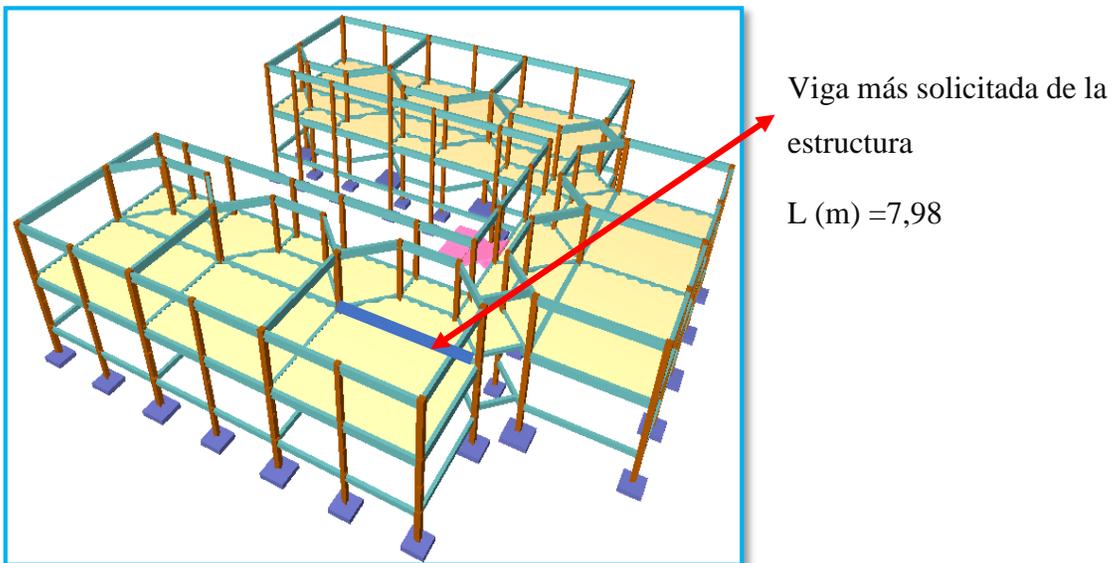


Ilustración 17 Viga más Solicitada de la Estructura, fuente: Elaboración Propia

3.10.1 Geometría y Esfuerzos presentes en la Viga

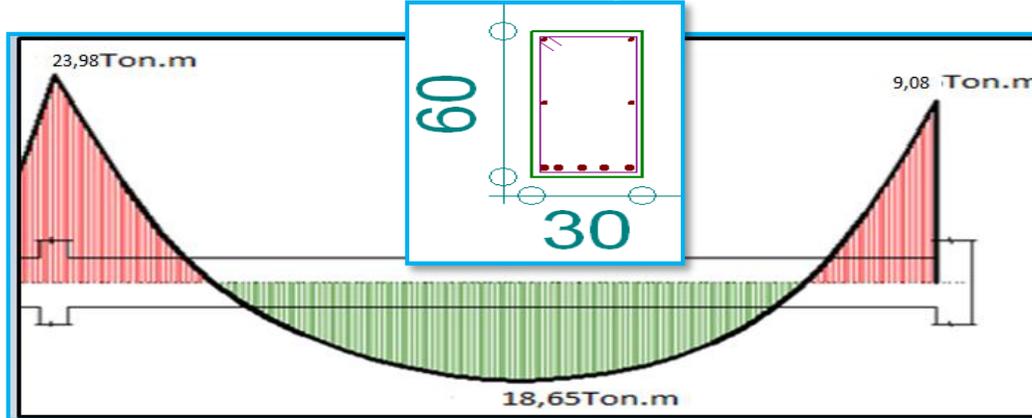


Ilustración 18 Geometría y esfuerzos presentes en la Viga.

Esfuerzos presentes en la Viga

Tramo C10-C11	
Momento Máximo Positivo	18,65 ton.m
Momento Máximo Negativo Derecha	9,08 ton.m
Momento Máximo Negativo Izquierda	23,98 ton.n

Tabla 34 Solicitaciones de diseño, fuente: elaboración propia

3.10.2 Memoria de cálculo viga h°a° sometida a flexión simple

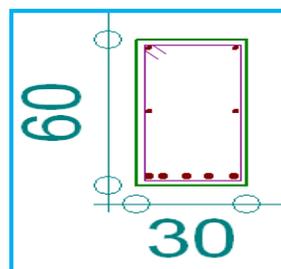


Ilustración 19 geometría de la viga a verificar

DATOS

Mmax =11656	Momento máximo de servicio	Kg.m
h =60	Peralte de la sección	cm
bw =30	Ancho de la sección	cm
d =58	Peralte efectivo	cm
r =2	Recubrimiento	cm
fck =250	Resistencia característica del hormigón	Kg/cm ²
fyk =5000	Resistencia característica del acero	Kg/cm ²
γc =1,5	Coefficiente minoración Hormigón	
γs =1,15	Coefficiente minoración Acero	
γf =1,6	Coefficiente mayoración de cargas	

3.10.2.1 Cálculo de la Armadura Positiva

Momento mayorado	Md (kg.m) = 18650	$M_d = M_{max} * \gamma_f$
Momento reducido	μd = 0,1109	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$
Cuantía geométrica	w = 0,1199	De tablas
Armadura Necesaria	As (cm ²) = 8,00	$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
Armadura mínima	Asmin (cm ²) = 5,94	$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$
Armadura escogida	As (cm ²) = 8,00	As

Armadura a utilizar = 3φ16 + 2φ16 As prov(cm²) = 10,05

As prov > As **OK**

3.10.2.2 Cálculo armadura negativa izquierda C- 10

Momento mayorado	Md (kg.m) = 23980	$M_d = M_{max} * \gamma_f$
Momento reducido	μd = 0,1426	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$
Cuantía geométrica	w = 0,1577	De tablas
Armadura Necesaria	As (cm ²) = 10,52	$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
		$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$

Armadura mínima $A_{smin} (cm^2) = 5,94$

Armadura escogida $A_s (cm^2) = 10,52$ A_s

Armadura a utilizar = $3\phi 16 + 2\phi 20 + 2\phi 10$ $A_{sprov}(cm^2) = 11,87$

$A_{sprov} > A_s$ **OK**

3.10.2.3 Cálculo armadura negativa derecha C - 11

Momento mayorado $M_d (kg.m) = 9080$

$$M_d = M_{max} * \gamma_f$$

Momento reducido $\mu_d = 0,0540$

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

Cuantía geométrica $w = 0,0564$

De tablas

Armadura Necesaria $A_s (cm^2) = 3,76$

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

Armadura mínima $A_{smin} (cm^2) = 5,57$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h$$

Armadura escogida $A_s (cm^2) = 5,57$ A_s

Armadura a utilizar = $2\phi 16 + 2\phi 10$ $A_{sprov}(cm^2) = 5,59$

$A_{sprov} > A_s$ **OK**

3.10.3 Verificación al corte

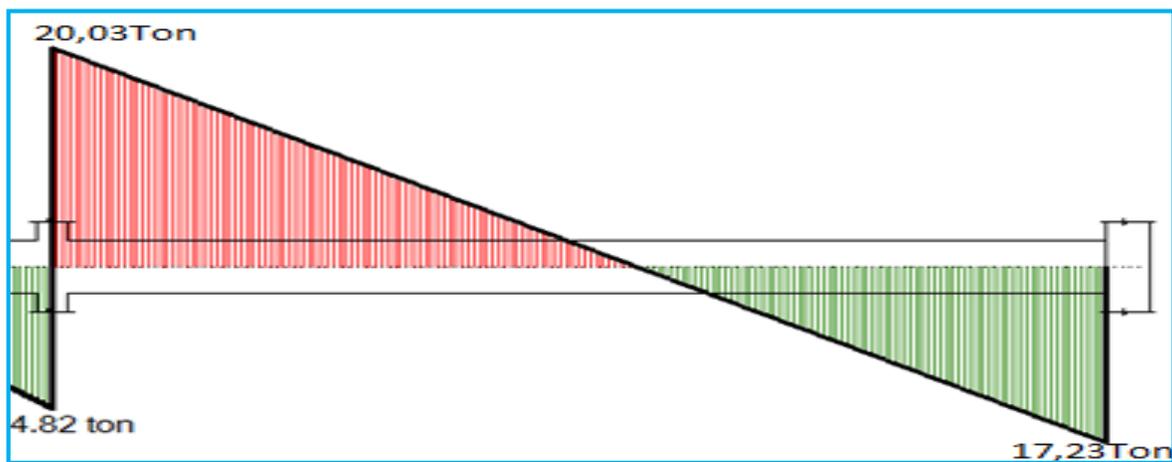


Ilustración 20 Cortantes presentes en la Viga

3.10.3.1 Armadura transversal izquierda C- 10

DATOS:

$$V_{\max} = 12518,75 \text{ kg} \quad \text{Cortante máxima de servicio}$$

Cálculos

$$\text{Cortante mayorado } V_d \text{ (kg)} = 20030 \quad \mathbf{v_d = 1,6 * V}$$

$$\text{Resist. cortante de H° } f_{vd} \text{ (kg/ cm}^2\text{)} = 6,45$$

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

$$\text{Cortante resist. H° } V_{cu} \text{ (kg)} = 11223,00 \quad \mathbf{V_{cu} = f_{vd} * bw * d}$$

$$20030 > 11223,00 \quad \text{Necesita armadura transversal}$$

$$V_d \text{ (kg)} \quad V_{cu} \text{ (kg)}$$

$$V_{ou} \text{ (kg)} = 87000 \quad \mathbf{V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * bw * d}$$

$$\text{Cortante Resistida por el acero } V_{su} \text{ (kg)} = 8807,00$$

$$\text{Armadura. Transversal } A_{st} \text{ (cm}^2\text{/m)} = 3,88$$

$$\text{Armado por pierna } A_{st1} \text{ (cm}^2\text{/m)} = 1,94$$

$$\text{Adopta un diámetro } \Phi \text{ (mm)} = 8$$

$$\text{Área de la barra } A_{so6} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,50$$

$$\text{N° barras } N_b = 4$$

$$\text{Armado. de las barras } A_{st} \text{ (cm}^2\text{/m)} = 2,01$$

$$\text{Separación de barras } S \text{ (cm)} = 25,00$$

Distribución Final Φ 8mmc/22 cm

3.10.3.2 Armadura transversal derecha C – 11

DATOS:

$$V_{\max} = 10768,75 \text{ kg} \quad \text{Cortante máxima de servicio}$$

Cálculos

$$\text{Cortante mayorado } V_d \text{ (kg)} = 17230 \quad \mathbf{v_d = 1,6 * V}$$

$$\text{Resistencia a cortante de H° } f_{vd} \text{ (kg/ cm}^2\text{)} = 6,45 \quad \mathbf{f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}}$$

Cortante resistente por el H° $V_{cu}(\text{kg}) = 11223,00$ $V_{cu} = f_{vd} * bw * d$

17230 > 11223,00 Necesita armadura transversal

$V_d(\text{kg})$ $V_{cu}(\text{kg})$

$V_{ou}(\text{kg}) = 87000$ $V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * bw * d$

Cortante Resistida de acero $V_{su}(\text{kg}) = 6007,00$

Armadura. Transversal $A_{st}(\text{cm}^2/\text{m}) = 2,65$

Armado por pierna $A_{st1}(\text{cm}^2/\text{m}) = 1,32$

Adopta un diámetro $\Phi(\text{mm}) = 8$

Área de la barra $A_{so6}(\text{cm}^2) = 0,50$

Nº barras $N_b = 4$

Armado. de las barras $A_{st}(\text{cm}^2/\text{m}) = 2,01$

S_p de las barras $S(\text{cm}) = 25,00$

Distribución Final $\Phi 8\text{mmc}/22 \text{ cm.}$

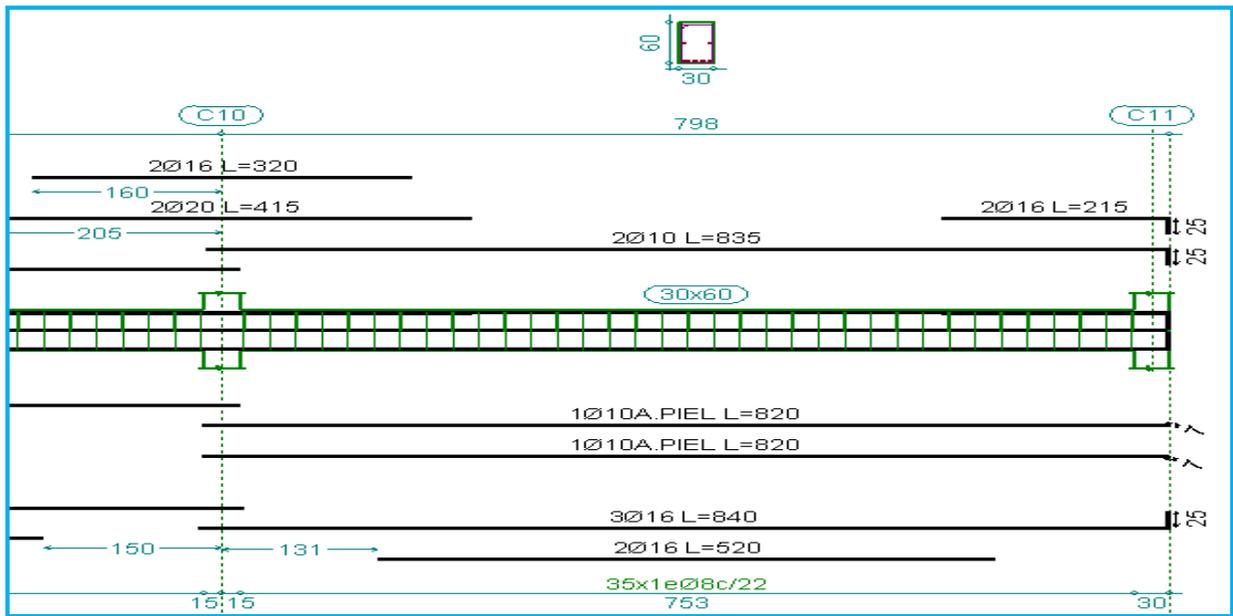
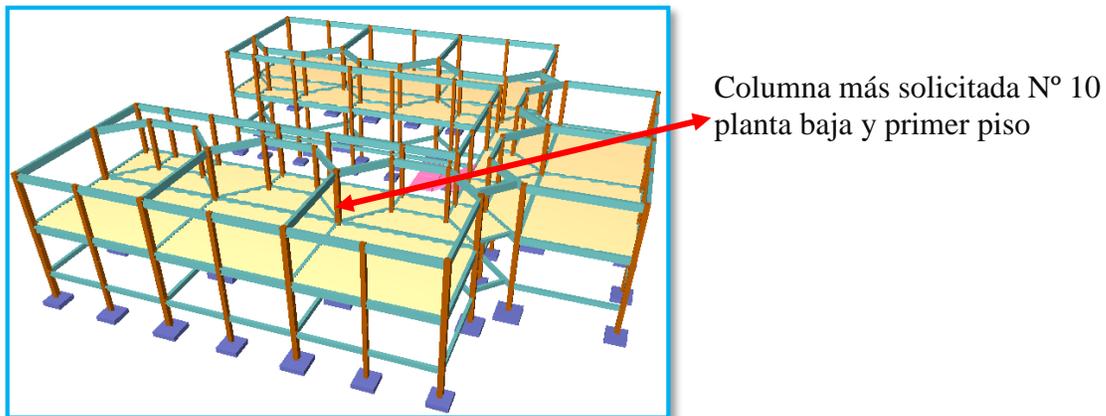


Ilustración 21 Esquema de Armado de la Viga más Solicitada, Fuente: Elaboración Propia

3.11 Diseño Estructural de Columnas

Las columnas se diseñarán a efectos de esfuerzos de flexo-compresión y cortante, serán columnas de sección rectangular. La columna que se verificará será la C10 en su primer tramo comprendido entre la planta baja y primer piso, cuyas características geométricas son las siguientes:

Todos los esfuerzos de la estructura de H° fueron calculados en el software cypacad 2015

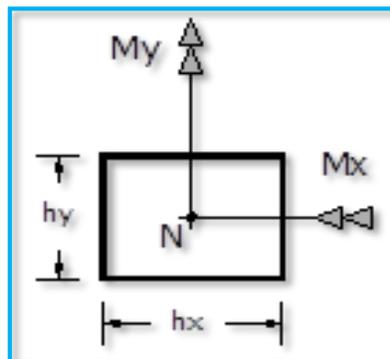


*Ilustración 22 Esquema de Columna más Solicitada,
Fuente: Elaboración Propia*

3.11.1 Cálculo de la columna

Columna N°10

3.11.2 Geometría y esfuerzos presentes en la columna



Tramo a-b

Para las columnas de:

$$I_x (\text{cm}^4) = 67500$$

$$I_y (\text{cm}^4) = 67500$$

$$H (\text{cm}) = 316$$

$$H_y (\text{cm}) = 30$$

$$H_x (\text{cm}) = 30$$

Tramo b-c

Para las columnas de:

$$I_x (\text{cm}^4) = 67500$$

$$I_y (\text{cm}^4) = 67500$$

$$H (\text{cm}) = 315$$

$$H_y (\text{cm}) = 30$$

$$H_x (\text{cm}) = 30$$

Datos de la columna que llega al nudo C :

$$b (\text{cm}) = 30$$

$$h (\text{cm}) = 30$$

$$N_d (\text{Kg}) = 3750$$

$$M_x (\text{Kg.m}) = 950$$

$$M_y (\text{Kg.m}) = 320$$

$$L (\text{m}) = 3,15$$

Inercias de las vigas que llegan al nudo C

Para las vigas de :

$$I_x (\text{cm}^4) = 151875$$

$$I_y (\text{cm}^4) = 30000$$

$$b = 20$$

$$h = 45$$

Datos de la columna que llegan al nudo B :

$$b (\text{cm}) = 30$$

$h \text{ (cm)} = 30$
 $N_d \text{ (Kg)} = 73920$
 $M_x \text{ (Kg.m)} = 330$
 $M_y \text{ (Kg.m)} = 1480$
 $L \text{ (m)} = 3,16$

Inercias de las vigas que llegan al nudo B

Para las vigas de 20x45 se tiene: $b = 20$

$I_x \text{ (cm}^4\text{)} = 151875$ $h = 45$

$I_y \text{ (cm}^4\text{)} = 30000$

Para las vigas de 30x60 se tiene: $b = 30$

$I_x \text{ (cm}^4\text{)} = 540000$ $h = 60$

$I_y \text{ (cm}^4\text{)} = 135000$

Longitud de vigas que llegan al nudo B y C

Punto C

$L_1 \text{ (cm)} = 631$

$L_2 \text{ (cm)} = 358$

$L_3 \text{ (cm)} = 358$

Punto B

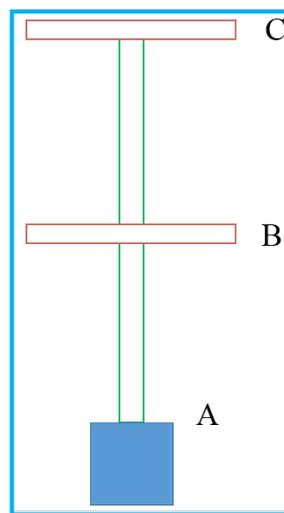
$L_1 \text{ (cm)} = 631$

$L_2 \text{ (cm)} = 785$

$L_3 \text{ (cm)} = 785$

$L_4 \text{ (cm)} = 358$

$L_5 \text{ (cm)} = 358$



Cálculo de la longitud de pandeo:

Se calculará el coeficiente K con los valores de Ψ :

$$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{col}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{vigas}} .$$

Con ayuda del esquema representado anteriormente se tiene:

$$\text{En B} = \Psi_{AB} = 0,38$$

$$\text{En A} = \Psi_{BA} = 0,00$$

En B:

En C:

$$\Psi_{BC} = \Psi_{AB} = 0,38$$

$$\Psi_{CB} = 1,00$$

Entrando a la ilustración 8. con los valores obtenidos se tiene el valor de K:

Tramo A-B:

Tramo B-C:

$$K = 1,15$$

$$K = 1,21$$

planta baja:

primer piso:

$$l_0 \text{ (cm)} = 363$$

$$l_0 \text{ (cm)} = 381$$

Calculo esbeltez geométrica: $\lambda_g = l_0/h$

Donde:

h = Es la dimensión de la columna en la dirección que se desea comprobar.

PLANTA BAJA:

PRIMER PISO:

$$\lambda_g = 12,11$$

$$\lambda_g = 12,71$$

Cálculo de la esbeltez de la columna

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i_x} = \frac{l_{ox}}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = 41,92$$

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{i_y} = \frac{l_{ox}}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = 41,92$$

Como la esbeltez se encuentra entre $35 \leq \lambda \leq 100$ se aplica las siguientes formulas:

Cálculo de excentricidades

Excentricidad de primer orden

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N} = 0,446 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N} = 2,00 \text{ cm}$$

Excentricidad por construcción $e_c = \frac{h}{20} = 1,5 \text{ cm}$

Excentricidad adicional debido al pandeo (segundo orden)

$$e_{ax} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \left(\frac{b + 20 * e_{ox}}{b + 10 * e_{ox}} * \frac{l_{ox}^2}{h} * 10^{-4} \right) = 2,09 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \left(\frac{b + 20 * e_{oy}}{b + 10 * e_{oy}} * \frac{l_{oy}^2}{h} * 10^{-4} \right) = 2,60 \text{ cm}$$

Excentricidad final $e_{fx} = e_{ox} + e_c + e_{ax} = 4,04 \text{ cm}$ $e_{fy} = e_{oy} + e_c + e_{ay} = 6,01 \text{ cm}$

Columna tramo a-b

Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón

$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma_c = 1,5$

$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma_s = 1,15$

$$f_{cd} = 0,9 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 150$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 4347,83$$

$$U_c = f_{cd} * h_x * h_y = 135000$$

Determinación de los esfuerzos reducidos

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c * h_x} = 0,093 \quad \text{condición: } \mu_x < \mu_y$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c * h_y} = 0,1166$$

$$v = \frac{N_d}{U_c} = 0,57$$

Mediante Abaco de roseta se obtiene

$$w = 0,14$$

Capacidad mecánica total

$$U_{total} = w * U_c = 18900$$

Se determina la armadura total del acero

$$A_{s \text{ total}} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} = 4,35$$

$$A_{smin} = 0,004 * A_c = 3,6$$

$$A_{smin} < A_{s total} \quad \text{¡OK!!}$$

Se adopta un diámetro de:

$$\varphi = 12 \text{ mm}$$

$$A = 1,13$$

$$N^\circ = 6 \text{ barras}$$

$$A_{st} = N^\circ \text{ piezas} * A_\varphi = 6,78$$

$$6,78 > 4,35 \quad \text{OK!!}$$

Disposición Final: $6\phi 12 \text{ mm}$

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{st min} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 3,11 \text{ cm}^2$$

el área transversal será:

$$A = 1,55 \text{ cm/m}$$

Se adoptará un diámetro de: 6 mm

$$A_{\varphi} = 0,2826$$

$$N^\circ \text{ pza} = \frac{A_{st \text{ pizrna}}}{A_{\phi 6 \text{ mm}}} = 5,09 \quad 6 \text{ piezas}$$

dividiendo entre la cantidad que necesitamos $16,67 \text{ cm}$

Diámetro del estribo será:

$$\varphi = 1/4 \text{ de la armadura longitudinal}$$

se asume: 6 mm

Por lo tanto, la armadura del estribo es:

Finalmente, la disposición de la armadura transversal no será menor que las siguientes dimensiones:

$$0,85 * d = 15,3 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$12 \cdot \varphi \text{ long min} = 14,4 \text{ cm}$

por lo tanto, por factibilidad constructiva la separación es

$\Phi 6\text{mm } c/15$

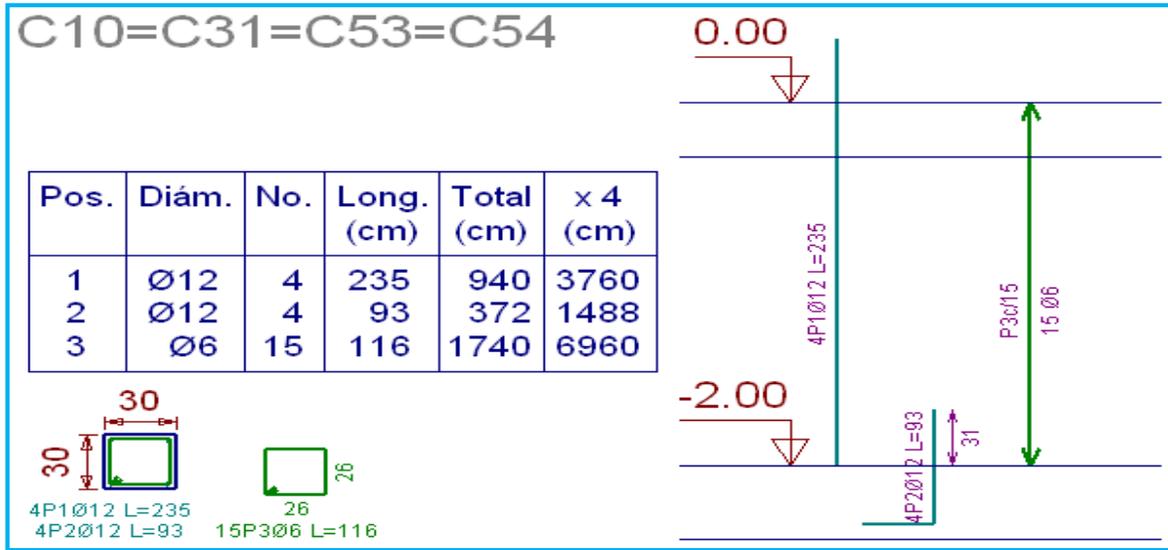


Ilustración 23 Esquema de Armado de la Columna más Solicitada, Fuente: Elaboración Propia

3.12 Diseño Estructural Zapatas de Hormigón Armado.

Este elemento estructural fue diseñado bajo solicitaciones de flexión, corte y compresión axial en base a las exigencias de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87).

Se procede a diseñar la zapata aislada de la columna N°9 la cual presentan las siguientes solicitaciones.

Todos los esfuerzos de la estructura de H° fueron calculados en el software cypecad 2015

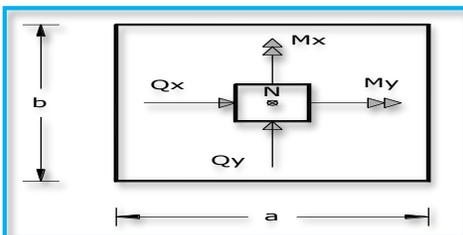


Ilustración 24 Esquema de Esfuerzos de Zapata, Fuente: Elaboración Propia

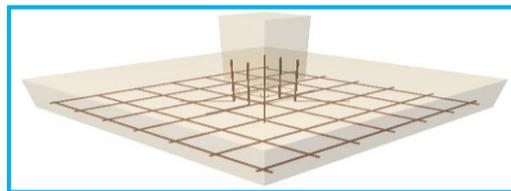


Ilustración 25 Esquema de Armado de una Zapata, Fuente: Elaboración Propia

Referencia: c 10

Datos:

$f_{ck} =$	250,00	[Kg/cm ²]	$\gamma_c =$	1,50	$f_{cd} =$	166,67	[Kg/cm ²]
$f_{yk} =$	5000,00	[Kg/cm ²]	$\gamma_s =$	1,15	$f_{yd} =$	4347,83	[Kg/cm ²]
$\gamma_f =$	1,60	-					
$M_x =$		[Kg.cm]	$M_{xd} =$			[Kg.cm]	
$M_y =$		[Kg.cm]	$M_{yd} =$			[Kg.cm]	
$N' =$	46200	[Kg]	$N'd =$	46200		[Kg]	
$a_1 =$	30,00	[cm]	$b_1 =$	30,00		[cm]	
			$\sigma_{adm} =$	1,50		[Kg/cm ²]	

1.- Cálculo del peso propio de la zapata "N"

$$N = N' + N''$$

$$N'' = 2310,00 \text{ [Kg]}$$

$$N'' = 0,05 * N'$$

$$N = 48510,00 \text{ [Kg]}$$

2.- Cálculo del área mínima necesaria

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

$$A_{\min .nec.} = 32340,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

3.- Primer tanteo

$$A = a * b \text{ Asumiendo una zapata cuadrada} \quad a = b$$

$$A = b^2 \quad b = 190,00 \text{ [cm]}$$

$$b = \sqrt{A}$$

$$\text{Por lo tanto adoptaré} \quad a_2 = 180,00 \text{ [cm]}$$

$$b_2 = 180,00 \text{ [cm]}$$

$$A > A_{\min .nec.} \quad \text{ok !!}$$

Si

$$A = a * b \quad A = 32400,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{ok!}$$

Verificación de la capacidad portante del suelo

$$\sigma_{adm} > \sigma_1 \quad ok!$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a*b} + \frac{6*Mx}{a*b^2} + \frac{6*My}{a^2*b}$$

$$\sigma_1 = 1,50 \quad [\text{kg/cm}^2] \quad \text{CUMPLE!}$$

4.- Determinación del canto útil de la zapata

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_1*b_1}{4} + \frac{a_2*b_2}{2k-1} - \frac{a_1+b_1}{4}}$$

$$d \geq \begin{cases} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{cases} \quad \begin{cases} d_2 = \frac{2*(a-a_1)}{4+k} \\ d_3 = \frac{2*(b-b_1)}{4+k} \end{cases}$$

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

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

$$f_{vd} = 6,45 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$k = 10,76 \quad \text{Ad.}$$

$$d_1 = 27,48 \quad \text{cm}$$

$$d_2 = 20,33 \quad \text{cm}$$

$$d_3 = 20,33 \quad \text{cm}$$

$$d = 40,00 \quad [\text{cm}]$$

5.- Determinación de esfuerzos en la zapata

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6*Mx}{a*b^2} + \frac{6*My}{a^2*b} < \sigma_{adm.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{6*Mx}{a*b^2} + \frac{6*My}{a^2*b} < \sigma_{adm.}$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{A} + \frac{6*Mx}{a*b^2} - \frac{6*My}{a^2*b} < \sigma_{adm.}$$

$$\sigma_4 = \frac{N}{A} - \frac{6*Mx}{a*b^2} - \frac{6*My}{a^2*b} < \sigma_{adm.}$$

$$\sigma_1 = 1,50 \quad [\text{kg/cm}^2] \quad \text{CUMPLE!}$$

$$\sigma_2 = 1,50 \quad [\text{kg/cm}^2] \quad \text{CUMPLE!}$$

$$\sigma_3 = 1,50 \quad [\text{kg/cm}^2] \quad \text{CUMPLE!}$$

$$\sigma_4 = 1,50 \quad [\text{kg/cm}^2] \quad \text{CUMPLE!}$$

6.- Cálculo del momento de diseño

$$Md = 1.6*b*M$$

$$M = \frac{\sigma'_1 * l_1'^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma'_1) * \left(\frac{2}{3} * l_1'\right)}{2}$$

$$l^* = \frac{a - a_1}{2} - 0.15 * a_1$$

$$X = \frac{(a - l_1^*) * (T - S)}{a}$$

$$\begin{aligned} S &= \sigma_3 \\ T &= \sigma_1 \end{aligned}$$

$$\sigma'_1 = X + \sigma_3$$

$$T = 1,50 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$l^* = 70,50 \quad [\text{cm}]$$

$$S = 1,50 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$X = 0,00 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$\sigma'_1 = 1,50 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$M = 3720,78 \quad [\text{kg.cm}]$$

$$M_d = 1071585,90 \quad [\text{kg.cm}]$$

7.- Cálculo de la armadura en la zapata

Determinar la armadura en la dirección Y-Y

$$\mu_d = \frac{M_d}{a_2 \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = 0,02232$$

Verificar que: $m_{lim} > m_d$ No requiere armadura a compresión

$$0,332$$

$$> 0,02232$$

No As. a Compresión

Con el valor del momento reducido se obtiene w (Tabla № 3.11).

Cuantía mecánica

$$w = 0,02282$$

$$A_s = w * a_2 * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 6,299 \quad [\text{cm}^2]$$

Calcular la armadura mínima

$$w_{min.} = 0,0018 \quad (\text{Cuadro № 3.10}).$$

$$A_{smin.} = 12,96 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{smin} = w_{min} * a_2 * d$$

Tomar el mayor valor de las dos áreas

$$A_{sd} = 12,96 \quad [\text{cm}^2]$$

Usar la siguiente disposición de armaduras:

10Ø12c/18

Determinar la armadura en la dirección X-X

Como la zapata es cuadrada, por lo tanto adoptará la misma armadura:

10Ø12c/18

8.- Verificaciones en la zapata

Verificar la adherencia en la dirección X-X

Datos:	n = 10	fcd = 166,67	[kg/cm ²]
	Ø [cm] = 1,2	σ1 = 1,497	[kg/cm ²]
	d [cm] = 40	σ'1 = 1,497	[kg/cm ²]
	a [cm] = 180	l* ₁ = 70,5	[cm]

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0.90 * d * n * u}$$

$$\tau_{bd} = k \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} \rightarrow k = 2 \text{ (flexibles)}$$

$$\rightarrow k = 0.95 \text{ (rígidas)}$$

$$V = \frac{\sigma'_1 * l_1^*}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma'_1) * \left(\frac{2}{3} * l_1^*\right)}{2}$$

$$l_1^* = \frac{a - a_1}{2} - 0.15 * a_1$$

$$X = \frac{(a - l_1^*) * (T - S)}{a}$$

$$S = \sigma_3$$

$$T = \sigma_1$$

$$\sigma'_1 = X + \sigma_3$$

$$V_{d1} = 1.6 * a * V$$

$$u = 3,77 \quad [\text{cm}]$$

$$V = 52,78 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$t_b = 11,20 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$V_{d1} = 15199,80 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$t_{bd} = 28,77 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$t_b = 11,20 \leq t_{bd} = 28,77 \quad \text{CUMPLE!}$$

Verificar la adherencia en la dirección Y-Y

Datos:	n =	10	fcd =	166,67	[kg/cm ²]
	Ø [cm] =	1,2	σ1 =	1,497	[kg/cm ²]
	d [cm] =	40	σ'1 =	1,497	[kg/cm ²]
	b [cm] =	180	l* ₁ =	70,5	[cm]

$$V = \frac{\sigma'_1 * l_1^*}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma'_1) * \left(\frac{2}{3} * l_1^*\right)}{2}$$

$$\sigma'_1 = X + \sigma_3$$

$$l_1^* = \frac{b - b_1}{2} - 0.15 * b_1$$

$$V_{d2} = 1.6 * b * V$$

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d2}}{0.90 * d * n * u}$$

u = 3,77 [cm]

V = 52,78 [kg/cm²]

tb = 11,20 [kg/cm²]

Vd₁ = 15199,80 [kg/cm²]

tbd = 28,77 [kg/cm²]

tb = 11,20	≤	tbd = 28,77	CUMPLE!
------------	---	-------------	----------------

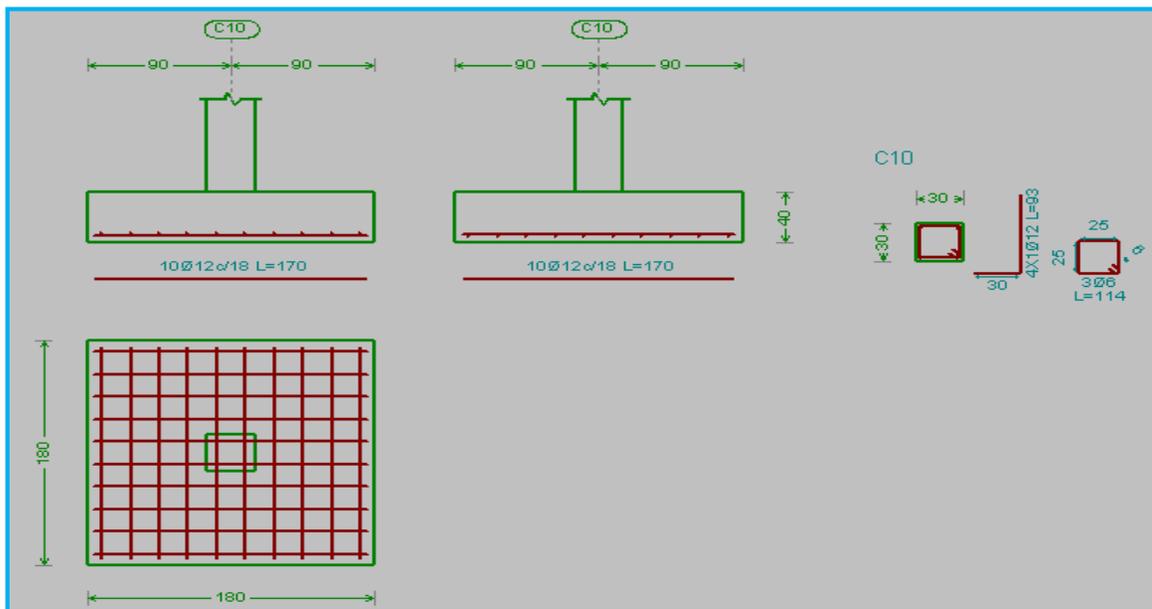


Ilustración 26 Esquema de Armado de la Zapata más Crítica, Fuente: Elaboración Propia.

3.13 Estructuras Complementarias

3.13.1 Diseño Estructural de Escaleras

3.13.2 Diseño estructural de la escalera

Geometría:

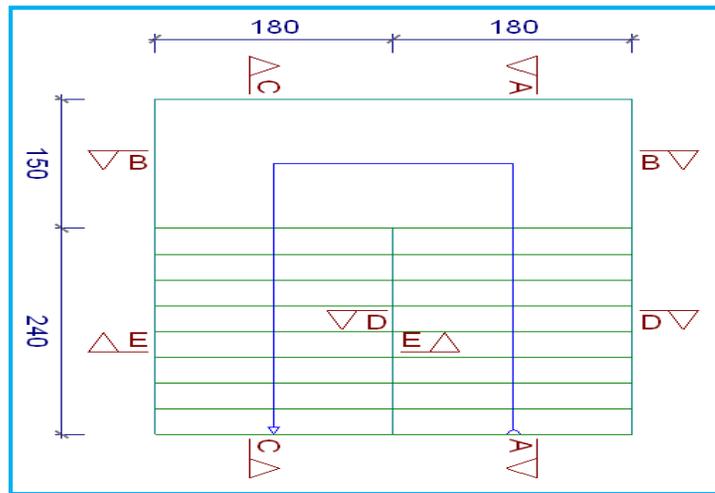


Ilustración 27 Geometría de la Escalera; Elaboración Propia

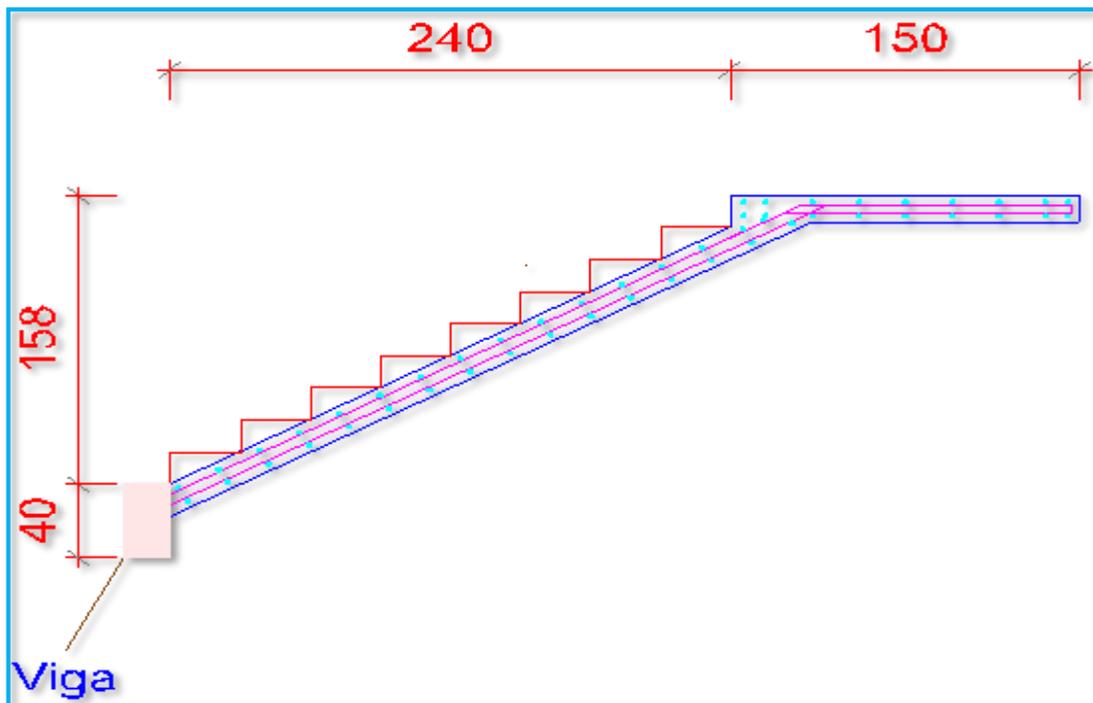


Ilustración 28 Escalera Primer Tramo; Elaboración Propia

1. Datos generales:

L1 (m)=	2,4	Longitud horizontal rampa	$\gamma H^{\circ} A^{\circ} (\text{Kg}/\text{m}^3) = 2500$
L2 (m)=	1,5	Longitud descanso	
a (m)=	1,8	Ancho de rampa	
B (m)=	3,6	Ancho total de descanso	
t (m)=	0,15	Espesor de losa	
h (m)=	0,3	Huella	
ch (m)=	0,175	Contra huella	
Z (m)=	3,15	Altura media a salvar	
N =	18	Número de peldaños	

2. Análisis de cargas

Carga muerta

Rampa

Peso debido a los peldaños

$$\text{Volumen peldaños}(\text{m}^3) = 0,047$$

$$\text{Peso peldaños}(\text{Kg}) = 2126,25$$

$$\text{Área losa rampa}(\text{m}^2) = 4,32$$

Carga de peldaños por metro de ancho

$$q_{pel} (\text{Kg}/\text{m}) = 492,19$$

Carga debido al peso propio de la rampa por metro de ancho

$$q_r (\text{Kg}/\text{m}) = 375$$

Acabado y Barandas

$$q_{sc} (\text{Kg}/\text{m}) = 300$$

Carga muerta total en la rampa

$$\text{QCM (Kg/m)} = 1167,19$$

Descanso

Carga debido al peso propio del descanso por metro de ancho

$$q_d \text{ (Kg/m)} = 375$$

Acabado y Barandas

$$q_{sc} \text{ (Kg/m)} = 300$$

Carga muerta total en el descanso

$$\text{QCM (Kg/m)} = 675$$

SOBRECARGA

La sobre carga de uso para el diseño de escalera recomendada por metro de ancho es la siguiente:

$$\text{QCV (kg/m)} = 900$$

Carga ultima actuante con la siguiente combinación:

$$\text{QU} = 1.6 * \text{QCM} + 1.6 * \text{QCV}$$

Rampa

$$\text{QR (Kg/m)} = 3307,5 \quad \text{Lr (m)} = 2,4 \quad \text{Longitud rampa}$$

Descanso

$$\text{QD (Kg/m)} = 2520 \quad \text{Ld (m)} = 1,5 \quad \text{Longitud descanso}$$

3.13.3 Diseño estructural de la escalera con apoyo

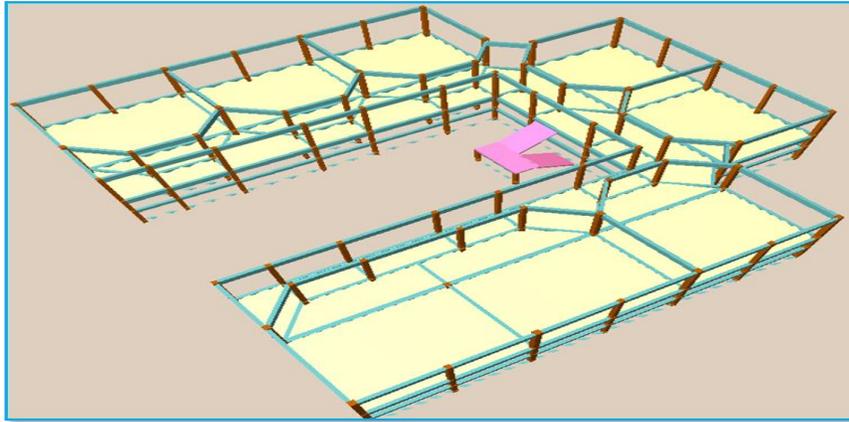


Ilustración 29 Escalera con apoyo en el descanso, : Elaboración Propia

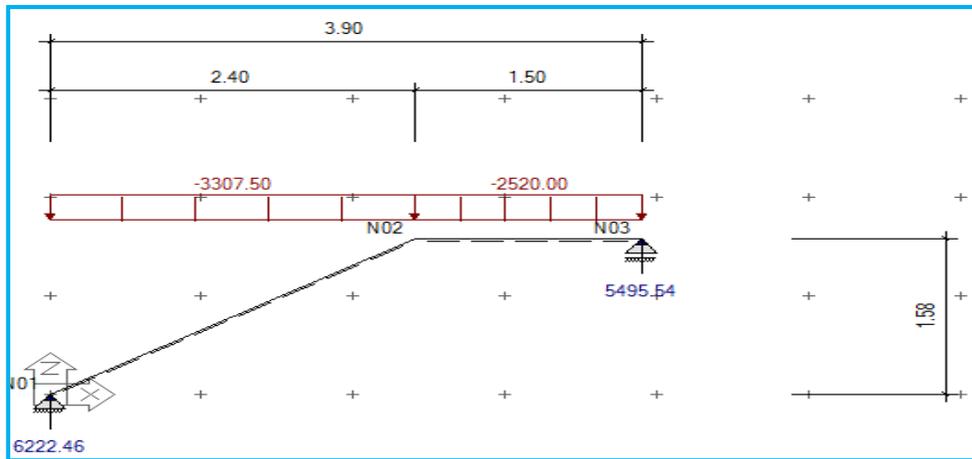


Ilustración 30 Escalera Idealizada con Cargas: Elaboración Propia

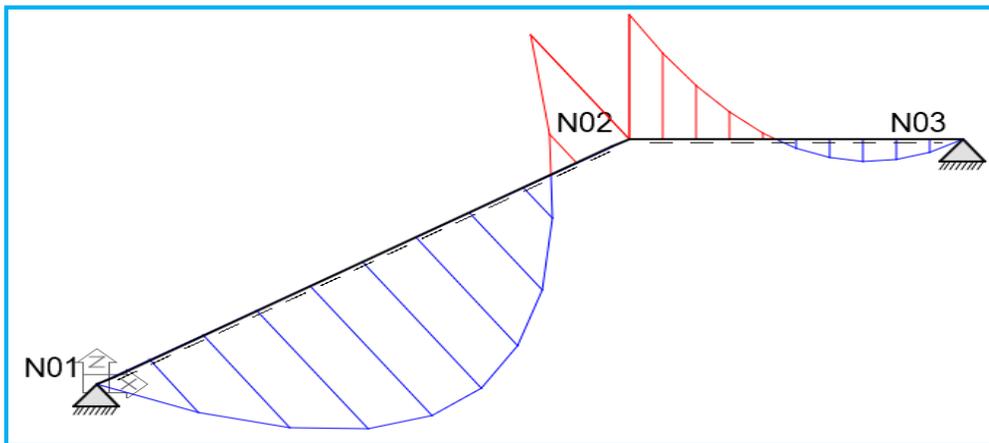


Ilustración 31 Escalera Idealizada con Diagrama de Momentos: Elaboración Propia

$$M_d \text{ (Kg.m)} = 5850,74 \quad RA \text{ (Kg)} = 6222,46$$

$$V_d \text{ (Kg)} = 5495,54 \quad RB \text{ (Kg)} = 5495,54$$

Para el momento negativo se recomienda tomar el valor de losa apoyada en viga perimetral: $-MB \text{ (Kg.m)} = 236,25$ $-MA \text{ (Kg.m)} = 793,80$

4. Refuerzo armadura máxima por metro

4.1. Datos

$$M_{max} = 5850,74 \quad \text{Momento máximo de diseño} \quad \text{Kg.m}$$

$$t = 15 \quad \text{Canto de la sección} \quad \text{cm}$$

$$b_w = 100 \quad \text{Ancho de para el cálculo} \quad \text{cm}$$

$$d = 12 \quad \text{Peralte efectivo} \quad \text{cm}$$

$$r = 3 \quad \text{Recubrimiento} \quad \text{cm}$$

$$f_{ck} = 250 \quad \text{Resistencia característica del hormigón} \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5000 \quad \text{Resistencia característica del acero} \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1,5 \quad \text{Coeficiente minoración Hormigón}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{Coeficiente minoración Acero}$$

4.2. Cálculos

$$\text{Momento reducido} \quad \mu_d = 0,2438$$

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

$$\text{Cuantía geométrica} \quad w = 0,2972 \text{ De tablas}$$

$$\text{Armadura Necesaria} \quad A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 13,67$$

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

$$\text{Armadura mínima} \quad A_{smin} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,7$$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h$$

$$\text{Armadura escogida} \quad A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 13,67 \quad A_s$$

$$\text{Armadura a utilizar} \Rightarrow 7\Phi 16 \quad A_{sprov} \text{ (cm}^2\text{)} = 14,07$$

$$A_{sprov} > A_s \quad \text{OK}$$

distribución final de armadura en la escalera 13ø16c/15

5. Refuerzo armadura negativa por metro, para (b)

5.1. datos

Mmax =	793,80	Momento máximo de diseño	Kg.m
t =	15	Canto de la sección	cm
bw =	100	Ancho de para el cálculo	cm
d =	12	Peralte efectivo	cm
r =	3	Recubrimiento	cm
fck =	250	Resistencia característica del hormigón	kg/ cm ²
fyk =	5000	Resistencia característica del acero	kg/ cm ²
γc =	1,5	Coeficiente minoración Hormigón	
γs =	1,15	Coeficiente minoración Acero	

4.2. Cálculos

Momento reducido	μd =	0,03	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$
Cuantía geométrica	w =	0,034	De tablas
Armadura Necesaria	As (cm ²) =	1,57	$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
Armadura mínima	Asmin (cm ²) =	2,7	$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$
Armadura escogida	As (cm²) =	2,70	Asmin
Armadura a utilizar =>	7Φ10	Asprov(cm²) =	5,495
	Asprov >	As	OK

distribución final de armadura en la escalera 13ø10c/15

6. Armadura de distribución superior e inferior

Se adoptará una armadura de distribución mínima, por lo tanto, se tiene la sgte.

Disposición de **Φ10 c/20**

7. Armadura superior temperatura

Se dispondrá de armadura mínima, por lo tanto:

$$\text{Armadura mínima } A_{\text{min}} (\text{cm}^2) = 2,7 \quad A_{\text{min}} = 0.0018 * bw * t$$

$$\text{Armadura a utilizar } \Rightarrow \Phi 10 \text{ c/20}$$

8. Verificación al corte

8.1. Datos:

$V_{\text{max}} =$	5495,54	Cortante máximo de diseño	Kg
$t =$	15	Canto de la sección	cm
$bw =$	100	Ancho de para el cálculo	cm
$d =$	12	Peralte efectivo	cm
$r =$	3	Recubrimiento	cm
$f_{ck} =$	250	Resistencia característica del hormigón	kg/ cm ²
$f_{yk} =$	5000	Resistencia característica del acero	kg/ cm ²
$\gamma_c =$	1,5	Coeficiente minoración Hormigón	
$\gamma_s =$	1,15	Coeficiente minoración Acero	

Cálculos

Resistencia a cortante del hormigón $f_{vd}(\text{kg/cm}^2) = 6,45 \quad f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$

Cortante resistente por el hormigón $V_{cu}(\text{kg}) = 7740,00 \quad V_{cu} = f_{vd} * bw * d$

$5495,54 < 7740$ No necesita armadura transversal

$V_d(\text{kg}) \quad V_{cu}(\text{kg})$

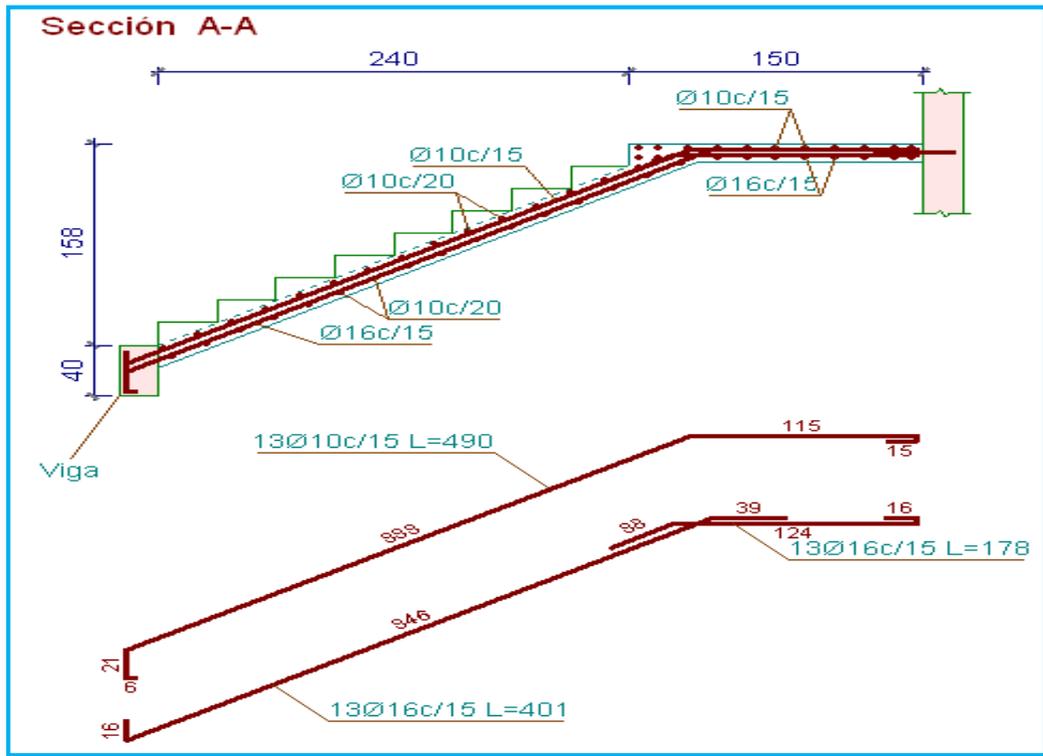


Ilustración 32 Despiece de la Escalera con apoyo, Fuente: Elaboración Propia

3.14 Estructura final completa del colegio de Rejará

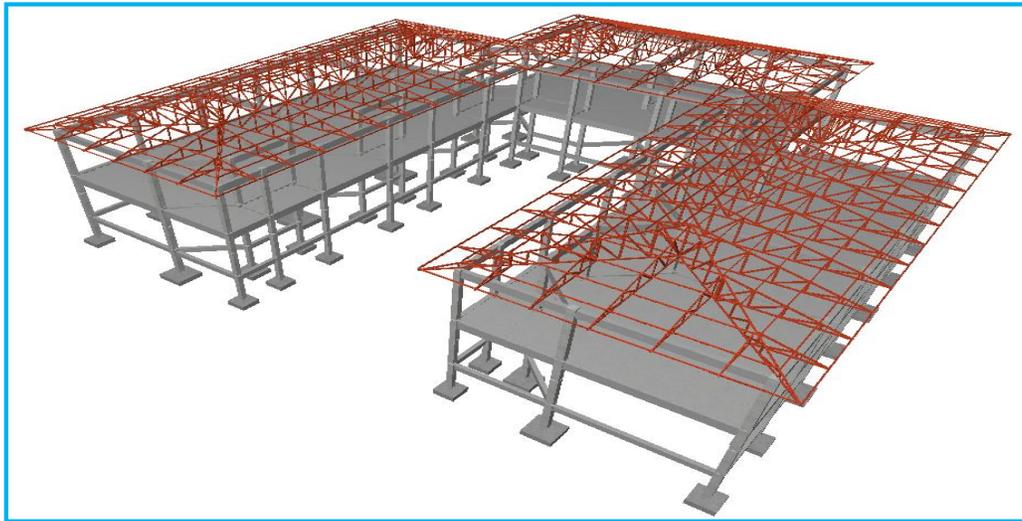


Ilustración 33 Vista en 3D del Colegio de Rejará, Fuente: Elaboración Propia

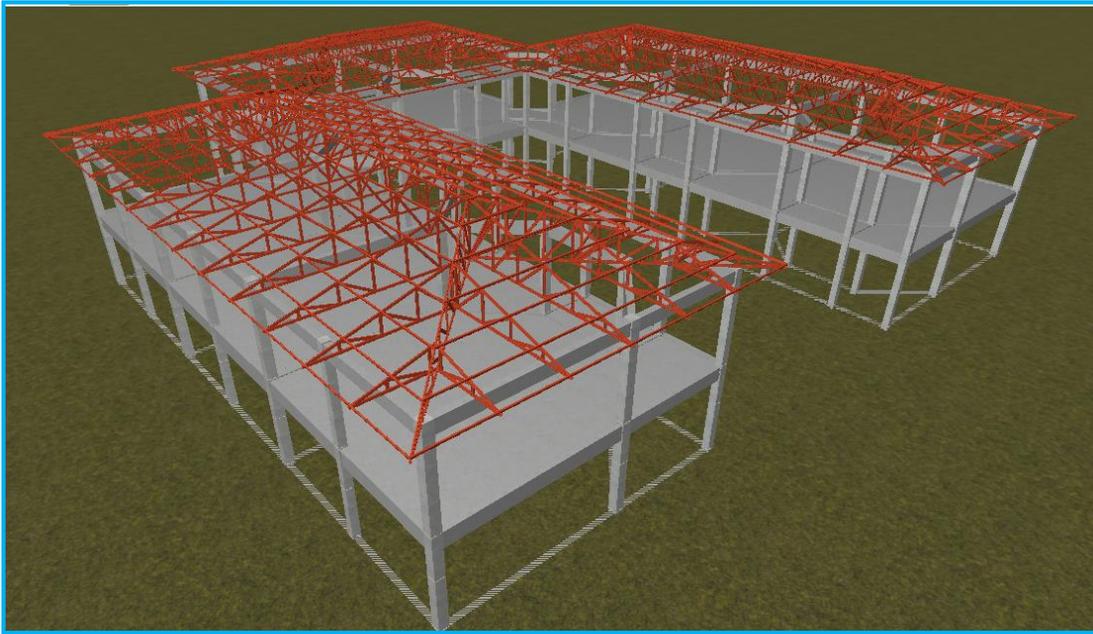


Ilustración 34 Estructura Completa del Colegio de Rejará, Fuente: elaboración propia

3.15 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.

3.16 Presupuesto general

Para el proyecto se tomó en cuenta las actividades más importantes y significativos, el cómputo métrico fue desarrollado por bloques debido a la magnitud del proyecto y los precios unitarios del proyecto se incluye el costo de la mano de obra, materiales, herramienta, equipos, cargas sociales, gastos generales, administrativos, impuestos y utilidades sin tomar en cuenta instalaciones, obra fina.

Los parámetros tomados en cuenta para el presente proyecto se mencionan a continuación:

PARÁMETROS

CARGAS SOCIALES 60,00%

IVA 13%

IT 3, %

HERRAMIENTAS MENORES 5,00%

GASTOS GENERALES 10,00%

UTILIDAD 10,00%

PRESUPUESTO GENERAL DE LA OBRA

Nº	DESCRIPCION DEL ÍTEM	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. TOTAL	COSTO Bs
1	Limpieza y Desbroce	m ²	1000	20,58	20580
2	Instalación de Faenas	pza	1	518,4	518,4
3	Trazado y Replanteo	m ²	876,12	7,00	6132,84
4	Excavación Terreno Semiduro Manual (0-2m)	m ³	209,71	74,14	15547,27
5	Relleno y Compactado c/saltarín s/material	m ³	167,86	226,23	37975,3
6	Zapatas de Hormigón Armado fck=250 Kg/ cm ²	m ²	30,46	3159,14	96227,4
7	Sobre cimientos de Hormigón Armado fck=250 Kg/ cm ²	m ³	17,24	3379,05	58254,75
8	Impermeabilización de Sobre cimientos	m ²	57,47	24,47	1406,12
9	Columnas de Hormigón Armado fck=250 Kg/ cm ²	m ³	35,99	4629,82	166627,22
10	Vigas de Hormigón Armado fck=250 Kg/ cm ²	m ³	77,97	4448,4	346841,5
11	Losa Aliviana con viguetas pretensadas H=20 cm	m ²	645,73	319,94	206597,29
12	Escalera de Hormigón Armado fck=250Kg/ cm ²	m ³	3,3	4502,18	14857,19
13	Cubierta metálica más teja ondulada de fibrocemento	m ²	782,9	380,5	297889,92
14	Carpeta de Nivelación	m ²	1428,63	81,68	116694,58
15	Muro de ladrillo de 6 Huecos	m ²	408	143	58344,22
16	Revoque Interior de Yeso	m ²	1598,32	108,15	172856,12
17	Revoque Exterior Mortero	m ²	740,58	167,67	124171,33
18	Revoque de Cielo Raso con Yeso s/losa	m ²	587,15	120,69	70865,72

19	Provisión y Colocación de Puertas de Madera c/marco y accesorios	m ²	74,8	874,76	65432,05
20	Provisión y Colocación de Ventanas de Aluminio c/vidrio y accesorios	m ²	125,28	766,64	96044,03
21	Provisión y Colocación de Cielo Falso de placas de yeso	m ²	591,7	223,57	132287,48
22	Piso Cerámico nacional 34*34cm	m ²	1048,84	132,44	138912,09
23	Zócalo Cerámico nacional 34*34cm	m	860,26	39,89	34312,12
24	pintura interior látex	m ²	1598,32	37,99	60716,12
25	pintura exterior látex	m ²	740,58	143,61	106357,29
26	reja para ventana metálica	m ²	125,28	303,15	37978,75
27	barnizado de puertas	m ²	149,6	30,58	4574,62
28	provisión y colocado de vidrios dobles	m ²	125,28	109,42	13708,07
29	quincallería puerta interior	pza	10	353,31	3533,1
30	quincallería puerta exterior	pza	128	353,31	45223,68
31	quincallería ventanas	pza	696	353,31	245903,76
32	cordón de acera	m	67,93	151,91	10319,28
33	acera de hormigón con empedrado	m ²	130,01	71,11	9245,49
34	brandado metálicas	m	79,7	241,04	19210,57
35	tablero de distribución 6 ter dobles	pza	2	1290,9	2581,8
36	tendido de cable n° 10	m	240	17,91	4298,4
37	iluminación fluorescente 2 x 40w	pto	86	338,49	29110,14
38	tomacorriente doble	pto	78	192,51	15015,78
39	prov. y coloc. medidor	Pza	1	1401	1401
40	retiro de escombros	m ³	645,5	503,23	324834,97
41	limpieza general	m ²	1291	36,22	46758,73
PRESUPUESTO TOTAL BS					4959205,98
CUATRO MILLONES NOVECIENTOS CINCUENTA Y NUEVE MIL DOCIENTOS CINCO CON 98/100					

Tabla 35 Presupuesto General de la Obra, Fuente: Elaboración propia

Precio por metro cuadrado construido aproximado **337,35** dólares

4. CAPÍTULO IV: APORTE ACADÉMICO

4.1. Marco Conceptual

Como aporte académico se propuso una comparación técnica-económico entre dos sistemas estructurales distintos:

- Sistema Estructural de una Escalera Autoportante.
- Sistema Estructural de una Escalera con apoyo en el descanso

Posteriormente realizar el un análisis económico de costos de ambos por que la estructura presenta características para realizar cualquiera de las dos alternativas.

4.2. Marco teórico

4.1.1 Generalidades

El proyecto desde su concepción arquitectónica plantea una escalera de dos tramos.

El primer tramo está formado hasta el descanso y contiene dos idas y vueltas hasta el descanso, el mismo está apoyado en una viga apoyada en dos pequeñas columnas.

El segundo tramo comprende desde el descanso hasta la viga de una ida y vuelta

En base a las implicaciones de la arquitectura se resuelve plantear dos tipos de sistemas estructurales, para calcular la estructura, y una vez realizado esto comparar las dos alternativas en lo que a costo económico se refiere.

4.1.2 Escalera Autoportante

La alternativa de Escalera autoportante nos ofrece mejor estética, aunque no se aconseja construirlas por su comportamiento estructural, se aconseja al construir este tipo de escaleras alivianarlas al máximo en su peso propio utilizando casetones en el descanso sin disminuir la rigidez ni su resistencia.

4.1.3 Escalera con apoyo

La escalera con apoyo en el descanso nos permite dar mayor seguridad y rigidez de la escalera por su apoyo dependiendo de su apoyo en el descanso

A continuación, se muestran los sistemas estructurales planteados como solución a la estructura.

Las alternativas son las siguientes:

- Sistema Estructural de Escalera Autoportante

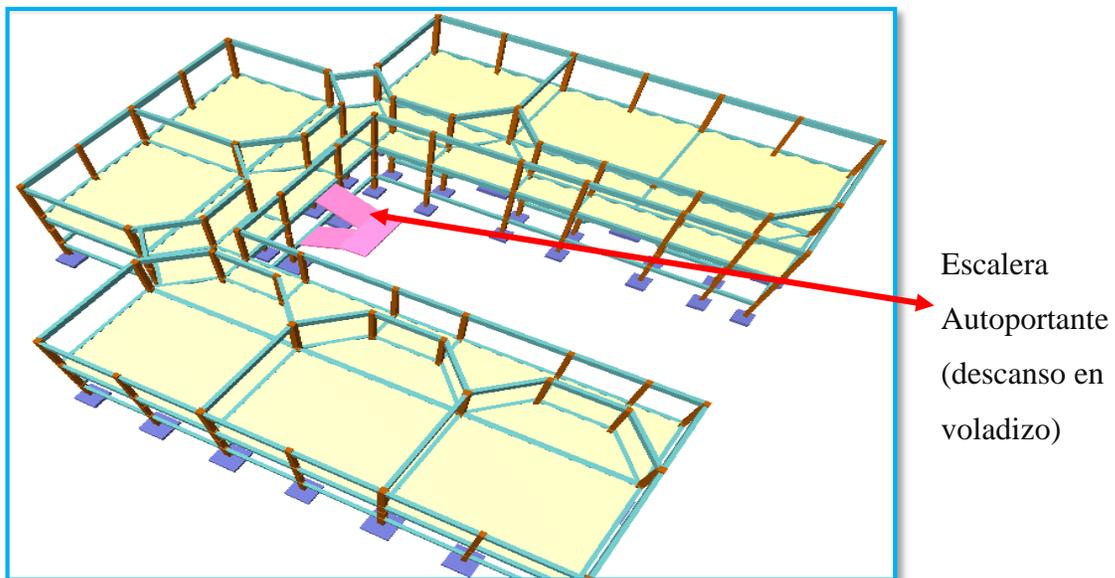


Ilustración 35 Sistema Estructural de Escalera Autoportante, Fuente: Elaboración Propia

- Sistema Estructural de una Escalera con apoyo en el descanso

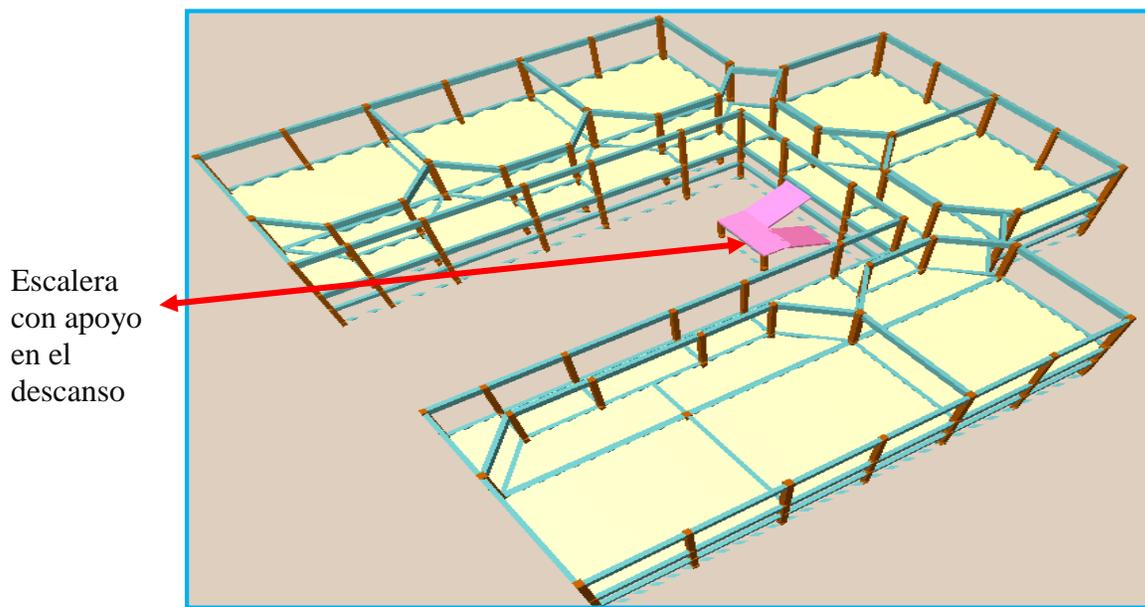


Ilustración 36 Escalera con apoyo en el descanso, Fuente: Elaboración Propia

4.1.4 Idealización de la escalera autoportante y cálculo de la armadura

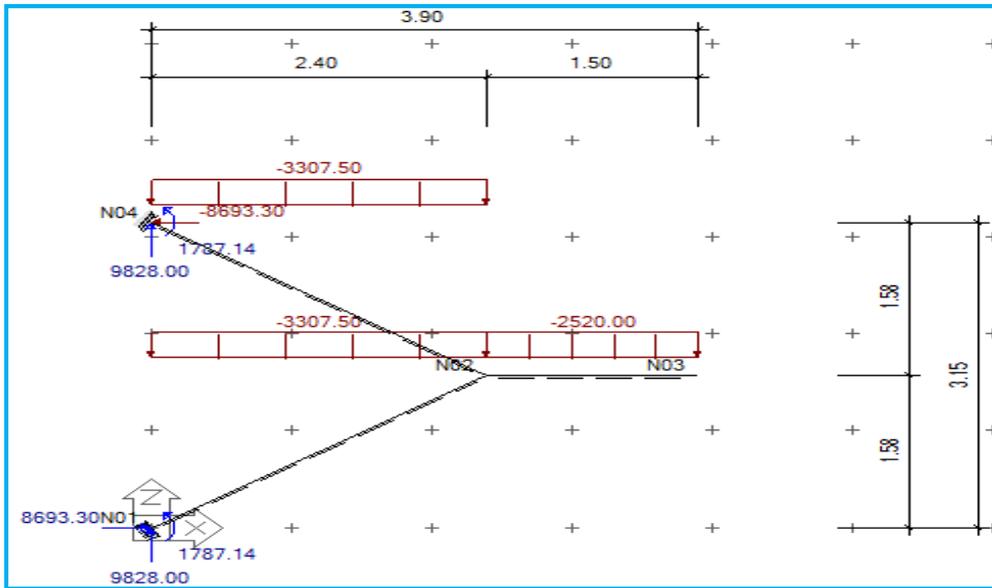


Ilustración 37 Escalera Idealizada con Cargas: Elaboración Propia

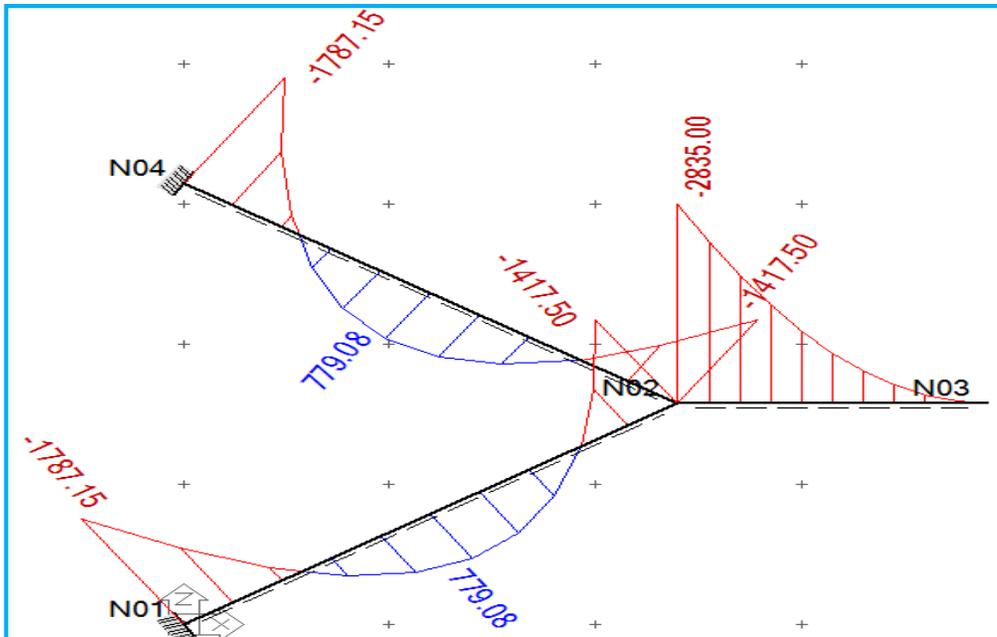


Ilustración 38 Escalera Idealizada con Diagrama de Momentos: Elaboración Propia

$$Md \text{ (Kg.m)} = 2835,00$$

$$Md \text{ (Kg.m)} = -2835,00$$

$$Vd \text{ (Kg)} = 9828$$

$$RB \text{ (Kg)} = 9828$$

4.1.4.1 Cálculo de la armadura máxima positiva por metro

Datos

Mmax =	2835	Momento máximo de diseño	Kg.m
t =	15	Canto de la sección	cm
bw =	100	Ancho de para el cálculo	cm
d =	12	Peralte efectivo	cm
r =	3	Recubrimiento	cm
fck =	250	Resistencia característica del hormigón	kg/ cm ²
fyk =	5000	Resistencia característica del acero	kg/ cm ²
γc =	1,5	Coefficiente minoración Hormigón	
γs =	1,15	Coefficiente minoración Acero	

Cálculos

Momento reducido	μd =	0,1181	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$
Cuantía geométrica	w =	0,1284	De tablas
Armadura Necesaria	As (cm ²) =	5,91	$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
Armadura mínima	Asmin (cm ²) =	2,7	$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$
Armadura escogida	As (cm²) =	5,91	As
Armadura a utilizar =>	10Φ10	Asprov(cm²) =	7,85
	Asprov >	As	OK

distribución final de armadura en la escalera 19Ø10c/10

4.1.4.2 Cálculo de la armadura negativa por metro

Datos

Mmax =	2835	Momento máximo de diseño	Kg.m
--------	------	--------------------------	------

Cálculos

Momento reducido $\mu_d = 0,1181$

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

Cuantía geométrica $w = 0,1284$ De tablas

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

Armadura Necesaria $A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 5,91$

Armadura mínima $A_{smin} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,7$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h$$

Armadura escogida $A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 5,91$ As

Armadura a utilizar => 10Φ10 $A_{sprov} \text{ (cm}^2\text{)} = 7,85$

$A_{sprov} > A_s$ OK

distribución final de armadura en la escalera 19Ø10c/10

4.1.4.3 Armadura de distribución superior e inferior

Se adoptará una armadura de distribución mínima, por lo tanto, se tiene la sgte.

Disposición de **Φ10 c/20**

4.1.4.4 armadura superior temperatura

Se dispondrá de armadura mínima, por lo tanto:

Armadura mínima $A_{smin} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,7$

$$A_{min} = 0.0018 * b_w * t$$

Armadura a utilizar => Φ10 c/20

4.1.4.5 verificación al corte

Datos

$V_{max} = 9828$ Cortante máximo de diseño Kg

$t = 15$ Canto de la sección cm

$b_w = 180$ Ancho de para el cálculo cm

$d = 12$ Peralte efectivo cm

$r = 3$ Recubrimiento cm

$f_{ck} = 250$ Resistencia característica del hormigón kg/cm²

$f_{yk} = 5000$ Resistencia característica del acero kg/cm^2

$\gamma_c = 1,5$ Coeficiente minoración Hormigón

$\gamma_s = 1,15$ Coeficiente minoración Acero

CALCULOS

Resistencia a cortante del hormigón $f_{vd}(\text{kg/cm}^2) = 6,45$ $f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$

Cortante resistente por el hormigón $V_{cu}(\text{kg}) = 13932,00$ $V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$

$9828 < 13932$ No necesita armadura transversal

$V_d(\text{kg})$ $V_{cu}(\text{kg})$

4.1.5 Comparación la cantidad de Acero

La comparación del acero se lo realiza considerando una pérdida del 10 % por efectos de cortes y pérdidas de acero.

- Cantidad total de acero para la escalera autoportante

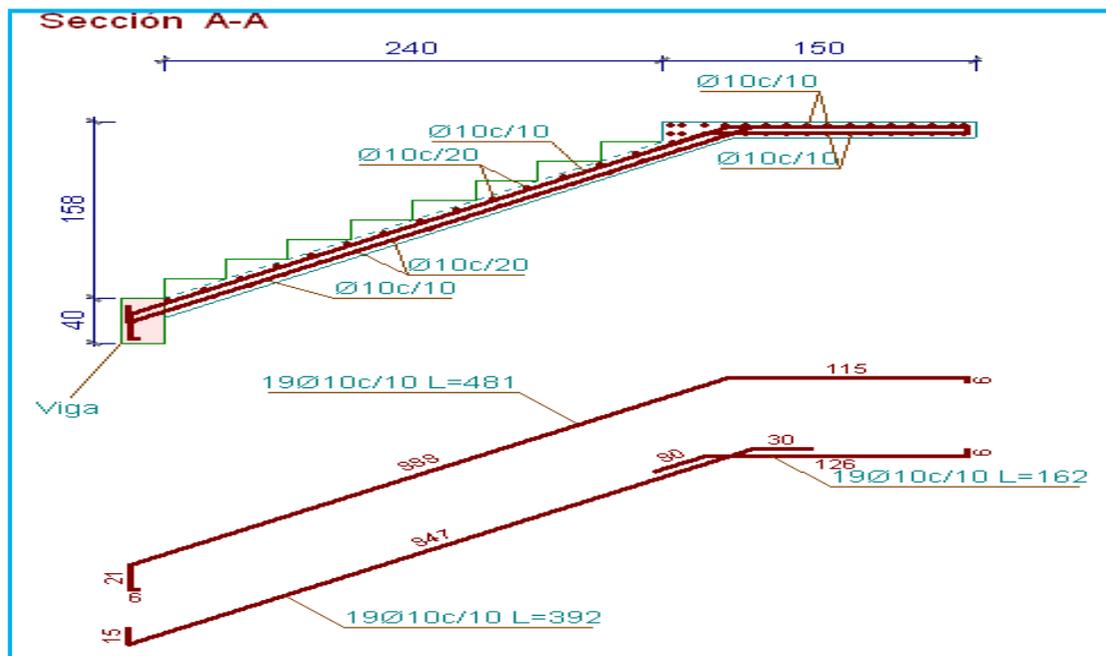


Ilustración 39 Vista de la Armadura de la escalera Autoportante

Resumen Acero Escalera 1		Long. total (m)	Peso+10% (kg)
AH-500CN	Ø10	635.8	431

Tabla 36 Total de acero de la Escalera Autoportante

Como se muestra en la imagen la cantidad total de acero para la escalera autoportante es: 431 Kg.

- Cantidad total de acero para la escalera con apoyo en el descanso

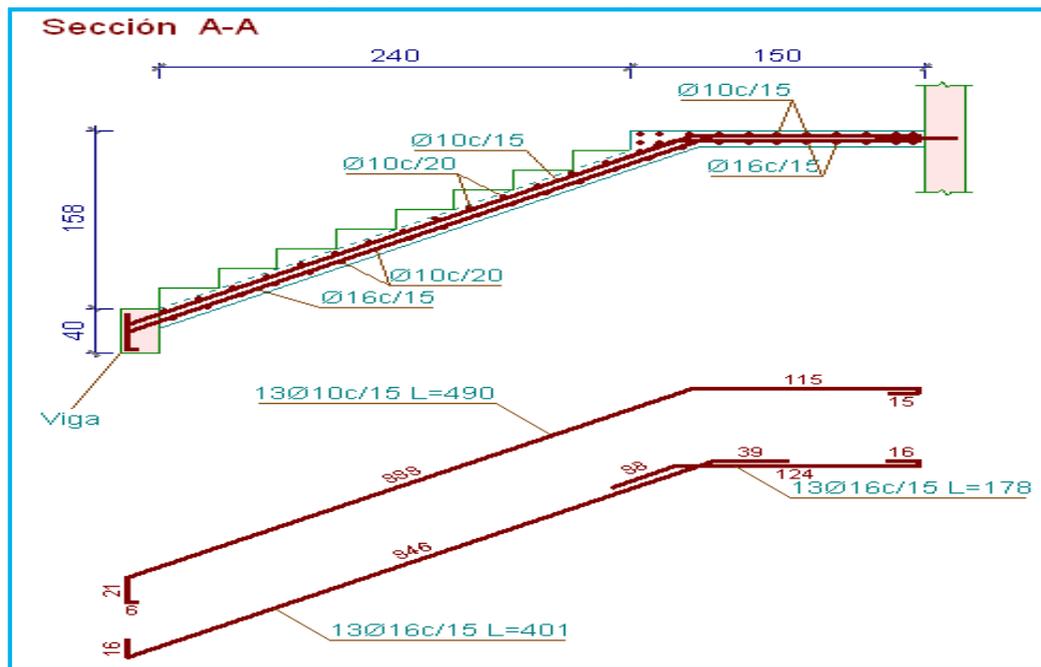


Ilustración 40 Vista de la Armadura de la escalera Con Apoyo

Resumen Acero Escalera 1		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
AH-500CN	Ø10	296.2	201	
	Ø16	183.2	318	519

Tabla 37 Total de acero de la Escalera con Apoyo

Como se muestra en la imagen la cantidad total de acero para la escalera con apoyo en el descanso es: 519 Kg.

Costo total del acero de la escalera autoportante:

Diámetro	Long (m)	Nº b	Costo por Barra	Costo Total (Bs)
10	635,8	53	56,86	3013,58

TOTAL=	3013,58
--------	---------

Tabla 38 Costo total de acero de la escalera autoportante, Fuente: Elaboración propia

Costo total del acero de la escalera con apoyo en el descanso:

Diámetro	Long (m)	Nº b	Costo por Barra	Costo Total (Bs)
10	296,2	25	56,86	1421,5
16	183,2	16	152,33	2437,28
			TOTAL=	3858,78

Tabla 39 Costo total de acero de la escalera con apoyo en el descanso, Fuente: Elaboración propia

Diferencia de costos en el acero solo en la escalera: 845,20 Bs.

4.1.6 Comparación económica

Costo total de la Escalera con apoyo en el descanso: 19819,14 Bs.

Costo total de la Escalera Autoportante: 13178,67Bs.

Diferencia de costos aproximado: 6640,47 Bs.

4.1.7 Guía para su utilización.

El presente aporte académico (Escalera Autoportante) se utiliza en terrenos firmes, en lugares donde no existan sismos o se construyen por razones económicas, estructurales, por su elegancia.

Las escaleras con apoyos se utilizan en cualquier tipo de construcción

Conclusiones:

- Observando la comparación económica realizada se puede afirmar que la alternativa de Escalera Autoportante es un 33,51 % más barata en comparación a la alternativa de escalera con apoyo en el descanso.
- La ventaja fundamental de la Escalera Autoportante radica en su funcionalidad debido a que entrega mayor espacio en el terreno al presentar el descanso en bolado, sin pórticos que visualmente pueden generar incomodidades.

5. CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Del presente proyecto “Diseño Estructural del Colegio de Rejará” se llegó a las siguientes apreciaciones:

- Con la implementación del proyecto “Diseño Estructural del Colegio de Rejará” se mejora la calidad en la educación, brindando ambientes cómodos y aptos para la enseñanza.
- En el estudio de suelos realizados en la zona de emplazamiento de la estructura se observa que el suelo presenta una capacidad portante media de $1,75\text{kg/cm}^2$ y una tensión admisible de $1,50\text{ kg/cm}^2$ sin presencia de humedad que se deberá tener en cuenta al momento de construir.
- En el diseño de la estructura metálica para la cubierta se escogió un perfil C de $80\times 40\times 15\text{mm}$.cuyo perfil cumple con las condicionantes de flexión, compresión que exige el método AISC-LRFD.
- Los resultados obtenidos por el software CYPECAD 2015 en la estructura a porticada fueron verificados y cumplen según la norma CBH-87.
- Se realizó la comparación técnica y económica de los dos tipos de escalera planteados en el objetivo, se observa que la escalera autoportante tiene un costo aproximado de **13178,67Bs.**, mientras que la escalera con apoyo en el descanso tiene un costo aproximado de **19819,14 Bs.** lo cual significa que la escalera autoportante es más económica aproximadamente un **33, 51%**.que la escalera con apoyo en el descanso.
- El presupuesto general de la obra realizado es aproximadamente **4959205, 98Bs.**y el costo por m^2 de área construida es aproximadamente **337,35** dólares.
- Las especificaciones técnicas fueron definidas para lograr una correcta ejecución de obra definiendo la calidad de materiales que se deben emplear en la construcción cumpliendo con una serie de ensayos según el tipo de material.

- Se realizó el cronograma de ejecución de obra en función de la duración de cada actividad a realizar para su ejecución el cual tiene una duración de **339** días calendario.
- La Escalera Autoportante presenta ventajas en su funcionalidad debido a que entrega mayor espacio en el terreno al presentar el descanso en bolado, sin pórticos que visualmente pueden generar incomodidades

5.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda a la institución pública antes de dotar estos tipos de proyectos verificar que el proyecto sea completo con todas sus instalaciones tanto eléctrica como sanitaria, etc.
- Antes de fundar se recomienda realizar una verificación de la capacidad portante presente en el terreno además verificar a mayor profundidad de fundación el tipo de suelo.
- Es recomendable utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones para lograr la resistencia requerida
- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento.

BIBLIOGRAFIA:

La bibliografía que ha sido consultada es la siguiente:

NORMAS

- Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Texto técnico normativo especializado, edición realizada bajo el asesoramiento técnico del Ministerio de Urbanismo y vivienda La Paz, Bolivia, julio de 1989.
- Normativa Española EH-91. Ministerio de Obras Públicas y Transportes en Madrid de junio de 1991
- LRFD. Norma americana para metales.
- American Institute of Steel Construction AISC. Manual of Steel Construction. Load & Resistance Factor Design. Volume 1. Structural Members, Specifications & Codes. Second Edition. 1994.

LIBROS

- Jack C. McCormac “Diseño de Estructuras de Acero método LRFD, 2ª Edición”, México del 2002
- Pedro Jiménez Montoya, “Hormigón Armado, 15ª Edición” Basada en la EHE 2008.
- Calavera J. “Cálculo de estructuras de Cimentación, 3ª Edición”, INTEMAC. Madrid, 1991.
- José Calavera Ruiz “Cálculo de Estructuras de Cimentación, 3ª Edición”, INTEMAC. Madrid, 1991.
- José María Rodríguez Ortiz “Curso Aplicado de Cimentaciones, 4ª Edición” Madrid de 1989.
- FERNANDEZ CHEA CARLOS A., “Análisis y Diseño de Escaleras”, Edición única, Perú 1998.

REVISTAS

1. TABLAS Y EQUIVALENCIAS. Productos, servicios y sistemas para la construcción. Libro amarillo de Acindar. Enero 2007.
2. PRESUPUESTO Y CONSTRUCCION. 2015-2016

