

1. ANTECEDENTES.

1.1. El Problema.

El crecimiento de la población en edad escolar en los últimos años, ha generado que la capacidad de la infraestructura de Unidades Educativas existentes en la ciudad de Tarija sean rebasadas, una de ellas es la Unidad Educativa “Juan XXIII” que se encuentra en el Barrio Aniceto Arce, establecimiento que quedo reducido ante la demanda de alumnos que se incorporan año tras año, originando el hacinamiento de los mismos.

1.1.1. Planteamiento.

Estadísticas proporcionadas por la dirección distrital de la provincia cercado muestran un crecimiento de la población en edad escolar que ocasiona el hacinamiento en las unidades educativas de la zona del Distrito N° 9 (Barrios Aniceto Arce, Narciso Campero, Pedro Antonio Flores, Constructor, Luis Espinal, Moto Méndez, Salamanca, Andaluz, San Bernardo, 1° de mayo, 2 de mayo, 6 de agosto, 7 de septiembre y del barrio Juan XXIII).

La problemática del hacinamiento de la población estudiantil se genera por las siguientes causas:

- Incremento de la matrícula estudiantil.
- Infraestructura existente rebasada.
- Falta de recursos económicos en el municipio para infraestructura.

Debido a esto surge la necesidad de plantear las siguientes alternativas de solución:

- Construcción de un bloque nuevo en la Unidad Educativa Juan XXIII (Tarija).

1.1.2. Formulación.

Con la construcción de una nueva infraestructura, se puede solucionar el problema. De manera que, en base al análisis planteado en el perfil de proyecto, la alternativa que solucionara el problema, es la Construcción de la “Unidad Educativa Juan XXIII” (Modulo A).

1.1.3. Sistematización.

De la alternativa definida “construcción de una nueva infraestructura para la Unidad Educativa Juan XXIII (Modulo A)”, entre los posibles tipos de cubierta cerchas de madera, cerchas metálicas y de fundación se tienen, Zapatas Aisladas $H^{\circ}A^{\circ}$ y Loza de fundación, cual será la mas apropiada técnica y económicamente.

Dentro del desarrollo del diseño estructural se definirá la alternativa de cimentación, la cual estará sujeta al estudio suelos. Además en función a la topografía y a los planos arquitectónicos el planteamiento estructural definido es:

Estructura de Cubiertas: Cerchas de madera.

Estructura de Entrepiso: Losa alivianada

Estructura de Edificación: Estructura Apoyada $H^{\circ}A^{\circ}$,

Estructura de cimientos: Zapatas Aisladas $H^{\circ}A^{\circ}$

1.2. Objetivos.

1.2.1. Objetivos General.

Realizar el Diseño Estructural de la “Unidad Educativa Juan XXIII (Modulo A), diseñada bajo las normas de cálculo y diseño vigentes en Bolivia.

1.2.2. Objetivos Específicos.

- Realizar el estudio topográfico del lugar de emplazamiento, para la ubicación adecuada de la estructura.
- Realizar el estudio de suelos, para determinar el esfuerzo admisible del terreno de fundación de la estructura.
- Realizar el cálculo y diseño estructural de todos los elementos estructurales de H° A° de la edificación.
- Elaborar los planos estructurales del diseño de todos los elementos que componen la estructura, para utilizar como guía en la ejecución de la obra.
- Realizar un presupuesto detallado de los ítems que corresponden al desarrollo del proyecto.
- Desarrollar el cronograma de las actividades de la ejecución del proyecto.

1.3. Justificación.

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

1.3.1. Académica.

Desarrollar un proyecto para profundizar y poner en práctica los conocimientos acerca del diseño de estructuras, adquiridos en los años de formación universitaria, además de ser un aporte a la sociedad, destinado a superar un problema, eminente en la educación y de esta manera se pueda concluir con éxito.

1.3.2. Técnica.

Con la utilización de paquetes computarizados (SAP-2000, CYPECAD), se realizara el análisis y diseño de la estructura idealizada para luego comparar con el cálculo y diseño manual.

Después de un análisis de cubierta metálica vs madera, viendo las ventajas, desventajas y costos de las mismas en el análisis de alternativas en el perfil de proyecto de grado I, se tomó como alternativa utilizar cerchas de madera, tomando como base los planos arquitectónicos, además de uniformizar estéticamente a todo el colegio.

1.3.3. Social–Institucional.

Colaborar a la Honorable Alcaldía Municipal de Tarija, con el diseño estructural y un presupuesto referencial del proyecto, el mismo que permitirá buscar financiamiento para su posterior construcción y con este solucionar el problema del hacinamiento estudiantil, que presenta actualmente la Unidad Educativa “Juan XXIII”.

1.4. Alcance del proyecto.

Para lograr el desarrollo del proyecto se tomo en cuenta, la información previamente otorgada por la Oficialía Mayor Técnica de la Alcaldía Municipal de Tarija y la dirección de la U. E. Juan “XXIII”,

El mismo que contempla el diseño estructural de la Unidad Educativa Juan XXIII “modulo A”.

- ⊕ Estudio Topográfico: Se realizara el levantamiento topográfico del terreno utilizando el equipo topográfico (estación total), se utilizara el programa LAN CAD, para generar un plano de curvas de nivel.
- ⊕ Estudio de suelos: se realizara el estudio de suelos con los ensayos de SPT Y CONO HOLANDES, para determinar la capacidad portante máxima del suelo.
Se realizara el estudio en el laboratorio de suelos, de la U.A.J.M.S. con muestras tomadas en el lugar de emplazamiento, para clasificar el suelo.
- ⊕ Diseño y cálculo estructural de elementos de H°A° (vigas, columnas, zapatas, losas y gradas), en base a los parámetros de norma Boliviana del H°A° CBH-87.

- ⊕ Analisis y diseño de la estructura de cubierta con elementos de madera, en base al manual de diseño para madera del grupo Andino.
- ⊕ Elaborar las especificaciones técnicas para la ejecución del proyecto.
- ⊕ Realizar los cálculos métricos y el análisis de precios unitarios de la obra.
- ⊕ Realizar el presupuesto general de la obra.
- ⊕ Realizar cronograma de ejecución de actividades con la ayuda del programa MICROSOFT PROJECT.
- ⊕ Se realizó el plano de instalaciones eléctrica.
- ⊕ Elaboración del informe del proyecto.

1.5. Localización

El proyecto (Construcción de la Unidad Educativa Juan XXIII), se encuentra situado en la provincia Cercado del departamento de Tarija, al este de la ciudad de Tarija, barrio Aniceto Arce que corresponde al distrito N° 9, Calle Tomas Frías entre Hugo Banzer y pasaje J.L. Boyan. Entre las coordenadas geográficas 21°32'12" de latitud sur y 64°43'29" de longitud oeste y una altitud media de 1800 msnm.

Ubicación del proyecto:

País: Bolivia

Departamento: Tarija

Provincia: Cercado

Municipio: Tarija



1.6. Información socioeconómica relativa al proyecto

Dentro de los aspectos económicos, se analizará la tenencia de la tierra y las actividades económicas de las familias, los mismos que se describen y analizan a continuación.

1.6.1 Tendencia de la tierra y uso de suelos.

El espacio territorial se clasifica en: Área residencial, área no edificada, vías , áreas verdes , área productiva, equipamiento de educación, salud, deportivo, administrativo, comercio, transporte, industrial, servicios públicos y equipamiento diverso.

1.6.2 Principales Actividades Económicas de Las Familias

De las pequeñas industrias o empresas citadas anteriormente se caracterizan por un comercio formal, es decir la venta de los productos es directa al consumidor.

En este sentido el distrito solo presenta dentro del comercio formal una serie de pequeñas tiendas de abarrotes, que abastecen con diversos productos a la población, que por lo general con compras realizadas al por menor.

1.7 Servicios básicos existentes.

1.7.1 Servicios de Educación

Educación formal

La unidad educativa Juan XXIII, ubicado en el barrio Aniceto arce el cual funciona en el turno mañana y turno tarde. Esta unidad cuentan con servicios básicos y equipamiento; sin embargo, la construcción ya esta deteriorada, por que dicha unidad fue fundada en febrero en el año 1977, con el nivel primario y luego por la demanda poblacional estudiantil esta se fue acomodando para nuevos ciclos. De ahí que la infraestructura de la unidad en estudio, todos sus ambientes enfrentan problemas para poder cubrir las necesidades de trabajo de los estudiantes, debido a la insuficiencia de infraestructura adecuadas.

Se tiene que la relación superficie construida de los establecimientos educativos con los alumnos es de aproximadamente un metro cuadrado por alumno, este dato está por debajo de lo requerido que es de 3 m² por alumno de la superficie construida según la dirección distrital de educación de la provincia Cercado.

Otro aspecto importante que se puede observar es lo relacionado con la población del distrito y la población que asiste a las unidades educativas del mismo. relacionando ambas poblacionales se deduce que aproximadamente solo un 53.98% de la población en edad escolar del sector, acuden a la unidad educativa y el resto en los últimos años lo están haciendo a otros colegios por las ventajas comparativas que le ofertan tales como : comodidad ambientes exclusivos para áreas técnicas, campos deportivos, etc.

Número de alumnos

Alumnos	2006	2007	2008	2009	2010
Turno Mañana	351	366	374	324	266
Turno Tarde	478	442	366	364	343
Total de Alumnos	829	808	740	688	609

Fuente: Unidad Educativa Juan XXIII (Dir. De cada Turno) **Elab:** Propia

Niveles y numero de alumnos por turno gestión 2010

Turno	Inicial	Básico	Intermedio	Medio
Mañana (JUAN XXIII)	55	0	113	230
Tarde(JUAN XXIII)	74	321	23	0
TOTAL	129	231	146	230

Fuente: Dirección Distrital de Educación de la Provincia Cercado **Elab:** Propia

1.7.2 Servicios de Salud.

Medicina convencional

La Medicina convencional que presenta el distrito no puede proporcionar asistencia médica en muchos casos de distintas enfermedades de la población.

Por lo que el distrito solo cuenta con un centro de salud que brinda atención primaria como también asistencial, este centro no cuenta con camas hospitalarias por lo que no atienden a los pacientes que necesitan internación, enviando a estos al como a los que requieren de atención de especialistas al Hospital “ San Juan de Dios” o en caso contrario a la caja con seguro social.

Medicina tradicional

En el distrito existen personas conocidas y populares en la ciudad, que todavía, practican la medicina tradicional, a la que acude gran parte de la población, a pesar de los avances tecnológicos de la ciencia.

1.7.3 Vivienda.

En cuanto a la tipología de la vivienda se clasificaron 4 categorías para realizar una diferenciación: A, B,C, y D, En la categoría A se encuentran las viviendas costosas aisladas con o sin jardín de buenos materiales y buen acabado. En la categoría B se encuentran las viviendas económicas, generalmente viviendas de planes. En la categoría C se encuentran las viviendas sin revoques de adobes, generalmente sin amullar y en la categoría D esta los edificios comerciales o departamentos.

En relación a la categorización de la tipología descrita, el estado o calidad de la vivienda sigue en el distrito y en cada uno de los barrios características dadas, resultado de ello es que la mayoría de las viviendas van de un regular a mal estado.

El distrito se caracteriza que un buen porcentaje de las viviendas están construidas con ladrillo en un 46,66 % en promedio; con adobe en un 51.3% y con bloque en un 2.04%.

1.7.4 Agua potable

En el saneamiento básico, la institución encargada de dotar el servicio de agua potable y alcantarillado en el distrito como en toda la ciudad es COSAALT (Cooperativa de servicios de agua potable y alcantarillado Tarija)

La cobertura de dichos servicios es muy diferente, debido a la situación tanto geográfica como topográfica de los barrios, los barrios de la parte sur, cuentan con un porcentaje mayor de cobertura de servicios básicos, que los barrios de la zona alta.

Existen muchos factores que obstaculizan entre otros, la mayor cobertura de los servicios ,tal es el caso de la situación socio económica de los barrios , que en situaciones extremas no permiten cubrir con el servicio.

1.7.5 Alcantarillado y Letrinas.

Con relación al servicio de alcantarillado sanitario el promedio aproximado de cobertura es del 78% en el distrito.

Por ultimo, existe otro servicio de saneamiento que en el distrito tiene un alcance promedio aproximado de un 80.33% , siendo beneficiados con mayor cobertura del servicio los barrios que se encuentran mas cerca de la ciudad; la empresa encargada de dotar el servicio es EMAT (Empresa Municipal de Aseo Tarija)

1.7.6 Energía Eléctrica

La institución responsable de proporcionar Energía Eléctrica es SETAR (Servicios Eléctricos Tarija).

La cobertura del servicio de energía eléctrica domiciliaria tienen un porcentaje promedio en el distrito de 89,16 %, constituyéndose en proporción significativa para el distrito con relación al servicio de alumbrado público, el mismo que tiene cobertura promedio de 70.8%, siendo el servicio de menor alcance los que se encuentran mas a la periferia dentro del distrito.

2. MARCO TEORICO.

2.1. Levantamiento topográfico.

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra.

En un levantamiento topográfico, con la estación total, se toman los datos necesarios, para su posterior representación gráfica del área en estudio.

Una de las grandes ventajas de levantamientos con estación total es que la toma y registro de datos es automático, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo; ya que con estas estaciones la toma de datos es automática (en forma digital) y los cálculos de coordenadas se realizan por medio de programas de computación incorporados a dichas estaciones. Generalmente estos datos son archivados en formato ASCII para poder ser leídos por diferentes programas de topografía y diseño geométrico.

2.2. Estudio de suelos.

Para la exploración de suelos, uno de los métodos mas utilizados, es el S.P.T , además de ser muy económico.

El mismo que nos permite determinar las características, espesor y estratificación de los materiales que se encuentran en el subsuelo, así como también permite conocer la resistencia a la penetración en función del número de golpes (N) de los diferentes estratos que conforman el subsuelo a diversas profundidades. Está normalizado desde 1958 por la Norma D1586.

Este equipo tiene preferencia de uso, cuando se encuentran suelos finos, es decir limos y arcillas, en cambio, para suelos arcillosos, presenta bastantes dificultades de interpretación, no se lo recomienda para suelos granulares, que contengan gravas deberá de tenerse cuidado con la influencia que genere el tamaño de partículas del suelo.

Se inspeccionara el sitio del ensayo, para prepararlo, limpiando el mismo y ubicando los puntos de estudio.

El ensayo consiste en hincar un muestreador partido 45 cm de largo colocado al extremo de una varilla AW, por medio de un martillo de 63,5 kg, que se deja caer libremente desde una altura de 76 cm, para penetrar cada 15 cm, cuando se haya penetrado la profundidad deseada, se debe detener el conteo registrando el número de golpes necesarios. El valor normalizado de penetración N es para 30 cm, se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados.

Se dice que la muestra se rechaza si:

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

Luego se debe extraer el cono, se debe ampliar el hueco con las herramientas manuales y extraer una muestra de aproximadamente 1000 g. aparte de una muestra de 50 g. para la medición de la humedad natural, y el posterior estudio de suelos.

Todo el equipo necesario se lo conseguirá del laboratorio de la Alcaldía Municipal, en donde también realizara los estudios de suelos.

2.3. Diseño arquitectónico.

El diseño arquitectónico tiene como objetivo, satisfacer las demandas por espacios habitables, tanto estético, como tecnológico, además presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos. Sin embargo el diseño arquitectónico influye en el planteo estructural.

Los planos arquitectónicos aprobados, fueron proporcionados por la Alcaldía Municipal.

2.4. Idealización de la estructura.

La idealización de la estructura se realiza de acuerdo al plano arquitectónico, estudio de suelos, topografía del terreno y criterio del ingeniero, para plantear la forma de la estructura de sustentación de la cubierta, edificación y fundación.

2.4.1. Sustentación de la estructura de cubierta .

Se lo realiza de acuerdo al tipo de cubierta y materiales a utilizar, pueden ser cubiertas de teja colonial, , calamina, losa de H°A°, para cada uno de estos se lo puede realizar con cerchas de madera o metálicas, exceptuando la losa de H°A°.

Se debe determinar la forma de las cerchas, con pendientes de acuerdo al plano arquitectónico.

En nuestro caso se realizará una cubierta de Teja colonial (determinado de acuerdo los tipos de tejas que existe en nuestro medio y a sus especificaciones), con cerchas de madera de acuerdo a los planos arquitectónicos.

Las armaduras de madera presentan grandes ventajas para la construcción de techos, estas son: su reducido peso propio (lo que facilita su montaje), su capacidad de cubrir grandes luces, y se ajustan a muchas formas de perfiles para techos.

Una armadura es una estructura reticulada, con un sistema de miembros ordenados y asegurados entre sí, de modo que los esfuerzos transmitidos de un miembro a otro son de compresión o de tensión axial. Básicamente una armadura está compuesta por una serie de triángulos, porque el triángulo es el único polígono cuya forma no puede cambiarse sin modificar la longitud de uno o más de sus lados.

Con respecto a los *techos soportados por armaduras*:

- Una **crujía** es una parte de la estructura del techo limitada por dos armaduras adyacentes; la separación entre centros de las armaduras es el ancho de la crujía.

- Una **correa** es una viga que va de armadura a armadura, y que les transmite las cargas debidas a nieve, viento y el peso de la construcción del techo.

- La parte de una armadura que se presenta entre dos nudos adyacentes de la cuerda superior se llama **celosía**.

-La carga llevada al nudo de una cuerda superior o **punto de celosía** es, por lo tanto, la carga de diseño del techo en kilogramos por metro cuadrado, multiplicada por la longitud de la celosía y por el ancho de la crujía; a esto se le llama una **carga de celosía**.

2.4.2. Sustentación de la edificación.

La sustentación de la edificación está de acuerdo al criterio del ingeniero para elegir entre una estructura aporticada de H°A°, muros portantes, estructura de madera; de acuerdo al tipo de estructura y funcionalidad que va a tener, tomando en cuenta el tamaño de las aberturas, luces que debe cubrir, topografía del terreno y tipo de suelo.

En nuestro caso será una estructura aporticada de H°A°, tomando en cuenta que la construcción es una estructura de 2 plantas y al estudio de alternativas que se hizo en el perfil, ya que la funcionalidad de la estructura es para una Unidad Educativa.

2.4.3. Fundaciones.

La fundación está de acuerdo al tipo de suelo que se tiene en el lugar de emplazamiento y es criterio del ingeniero escoger entre zapatas, pilotes, cimientos que sean más adecuados para la estructura tomando en cuenta si existen colindantes o no.

En nuestro caso se realizará una fundación con zapatas aisladas o losa de fundación, las que serán definidas de acuerdo al estudio de suelos posterior.

2.5. Diseño estructural.

El diseño estructural estará de acuerdo a la idealización de la estructura, tomando en cuenta los materiales ya establecidos.

Este está dividido en tres etapas, cubierta, sustentación de la edificación, fundación.

Se seguirá la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH 87, para el diseño de la sustentación de la estructura y fundaciones.

El manual del grupo Andino para el dimensionamiento de las cerchas para la cubierta.

2.5.1. Estructura de sustentación de cubierta.

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

Las 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.

Carga de viento

En el caso de cubiertas se debe tomar en cuenta la influencia del viento para lo cual se necesita un estudio detallado del sotavento y el barlovento.

La ecuación para determinar dicha presión es:

$$qv = k * (V^2 / 16.3)$$

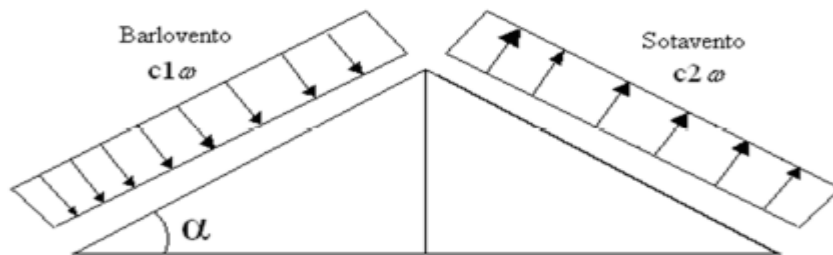
Donde:

qv: es la carga del viento en (Kg/m²)

K: coeficientes de seguridad de acuerdo a la inclinación de la cubierta

V: velocidad del viento m/s

Figura 3.2. Barlovento y Sotavento



En general existen dos aspectos a considerar en el dimensionamiento inicial de una cercha o armadura:

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

Una estructura isostática totalmente logra su estabilidad mediante una estructura base que es el triángulo, y asegura su estabilidad si al triángulo base se le aumenta dos barras formando un nudo.

$$\text{Grado estático} = 2 \cdot N^{\circ} \text{ de nudos} - N^{\circ} \text{ de barras} - N^{\circ} \text{ de reacciones}$$

Clasificación De La Madera.- Según el Manual de diseño para maderas del grupo andino, las maderas han sido agrupadas en tres grupos estructurales (grupo A, grupo B y grupo C), en función de su resistencia y densidad básica Ver. Cuadro N°3

Comercialización De La Madera.- Debido al proceso de cortes sucesivos y cepillado, las piezas de madera experimentan disminuciones progresivas en las dimensiones de su sección transversal, haciendo diferentes las medidas iniciales denominadas nominales o equivalentes comerciales, y aquellas que finalmente presenta.

La comercialización de la madera se realiza por lo general en función de las dimensiones iniciales, o sea de las nominales, y que únicamente se utilizan como referencia al comprador, ya que las dimensiones resultantes son menores. La diferencia es originada además por las pérdidas de corte y cepillado, por las contracciones naturales de la pieza debidas a la disminución del contenido de humedad durante el secado.

En el Ver. Cuadro N° 1 se presenta un cuadro con las dimensiones reales y equivalentes comerciales, cabe hacer notar que las dimensiones reales son las que se usan en el diseño y las que se deben tener al momento de la construcción.

Esfuerzos Admisibles.- Los esfuerzos de diseño que se presentan a continuación son exclusivamente aplicables a madera estructural que cumple en su totalidad con las condiciones mínimas requeridas. Ver. Cuadro N° 2

Módulo De Elasticidad.- Se considera el módulo de elasticidad o de Young (E) aplicable para elementos en flexión, tracción o compresión en la dirección paralela a las fibras.

Para cada grupo se presentan dos valores, en general deberá utilizarse el indicado como $E_{\min}$. El valor E_{promedio} podrá utilizarse solo cuando exista una acción de conjunto garantizada, como en el caso de viguetas y entablados. Ver. Cuadro N° 3

Deflexiones Admisibles.- Las deflexiones admisibles en vigas, viguetas o entablados de piso o techo dependen del uso al que se destine la edificación. Las deformaciones deben limitarse para que la estructura o elemento cumpla con su función adecuadamente, para evitar daños a elementos no estructurales y acabados, así como para evitar efectos perjudiciales a la estructura misma y a su apariencia.

Las deflexiones deben calcularse para los siguientes casos Ver. Cuadro N° 4

- Combinación más desfavorable de cargas permanentes y sobrecargas de servicio.
- Sobrecargas de servicio actuando solas.

Los valores indicados en la primera columna (con cielo raso de yeso), deben ser utilizados cuando se tengan cielos rasos de yeso u otros acabados que pudieran ser afectados por las deformaciones; en otros casos deben utilizarse los valores de la segunda columna (sin cielo raso de yeso). L es la luz entre caras de apoyos o la distancia de la cara del apoyo extremo, en el caso de volados.

Las deflexiones en vigas deben ser calculadas con el módulo de elasticidad $E_{\min}$ del grupo de la madera estructural especificado. Para entablados debe utilizarse el E_{promedio} .

Las deflexiones en viguetas y elementos similares pueden también determinarse con el E_{promedio} , siempre y cuando se tengan por lo menos elementos similares, y sea posible una redistribución de la carga.

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

recomendable y la necesidad de su triangulación para transmitir las cargas a los apoyos. La ubicación de las correas que reciben la cobertura influye también en la ubicación de los nodos y por consiguiente en el número de paños.

La forma o contorno exterior depende del tipo de cobertura, las condiciones arquitectónicas de la estructura y de la luz por cubrir. Para evitar en lo posible esfuerzos por flexión de la cuerda superior es conveniente la ubicación de los nudos directamente debajo de las correas. Asimismo, para evitar el uso de secciones pesadas en esta misma cuerda, es recomendable que la longitud de estos elementos no exceda los 2,5 metros.

En el Ver. Cuadro N° 4 figura se muestran algunas formas más comunes en armaduras de madera y que tienen un rango de luces económico desde los 6 a 12 metros (estas recomendaciones se refieren principalmente a armaduras ligeras, sin embargo es posibles diseñar armaduras de madera para cubrir luces mayores, haciendo uso de otras configuraciones, tipos de elementos y detalles constructivos.)

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

Pendiente = h/L

h = altura de la armadura

L = longitud del tramo horizontal considerado

Espaciamiento.- El espaciamiento más económico depende del costo relativo de las armaduras, de las correas y cobertura. Es conveniente usar el mayor espaciamiento entre armaduras porque resulta por lo general, en el diseño más económico. El incremento en costo (en la armadura) por mayor espaciamiento es mínimo comparado con el ahorro por área cubierta.

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

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

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

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

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

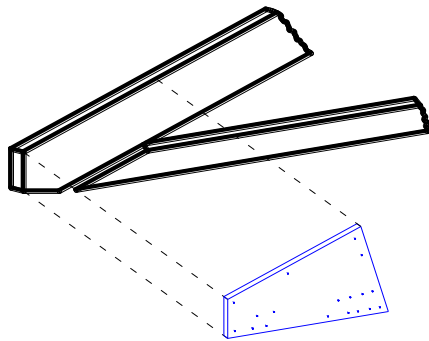
La forma exterior o contorno, que para una luz determinada se determina la altura de la cercha o su pendiente, y la distribución interna de las barras, que es función de su máxima longitud recomendable (6-12 m) y la necesidad de su triangulación para transmitir las cargas a los apoyos. La ubicación de las correas que reciben la

cobertura influye también en la ubicación de los nodos y por consiguiente en el número de paños.

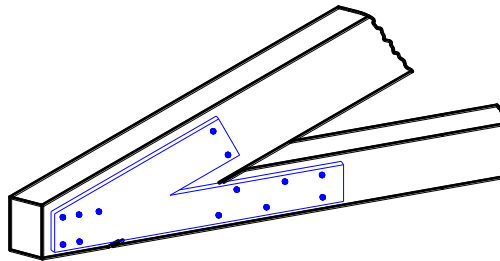
Miembros y Nudos De Armaduras.-

En armaduras de madera se usa por lo general elementos simples y múltiples. La combinación más apropiada de elementos depende de la magnitud de las cargas, de las luces por cubrir y de las conexiones adoptadas.

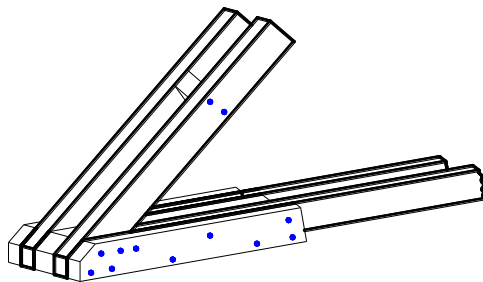
Las tres formas más comunes de configuración de armadura son las que se muestran a continuación en la figura 6.3



a) Armadura ligera de madera de un solo elemento, con placas de conexión clavadas.



b) Miembros de madera pesada con placas de conexión de acero y nudos atornillados.



c) Miembros con varios elementos con nudos empalmados con cubrejuntas de madera y empuñados.

El tipo de miembro individual, con todos los miembros en un solo plano, el cual se muestra en a), es la que se usa con mayor frecuencia para producir la armadura simple **Fink o W**, con miembros cuyo espesor es por lo general de 2 pulgadas.

En armaduras más grandes se puede usar la forma que se muestra en c), con miembros que constan de varios elementos de madera. Si el elemento trabaja a compresión, se diseñará, por lo general, como una columna formada por varios miembros. Para claros pequeños, los miembros son por lo general, de dos elementos con espesor de 2 pulgadas; sin embargo para claros grandes o cargas pesadas, los elementos individuales sobrepasan las 2 pulgadas de espesor.

En la denominada *armadura pesada*, los miembros individuales son elementos grandes de madera, que por lo general presentan un solo plano, como lo muestra la figura c). Un tipo común de nudo para este caso, es en el que se usa placas de acero unidas con tornillos tirafondo o pernos que la atraviesan.

Aunque los miembros de madera tienen una resistencia considerable a la tracción, no es sencillo construir uniones que resistan a tensión, en especial si las armaduras son de **madera pesada**. Así como una solución a esto en la actualidad se acostumbra a que los miembros de la armadura sujetos a tensión sean de acero (con excepción a las cuerdas); como así también es muy común que se construyan armaduras en que solo las cuerdas son de madera, y todos los elementos interiores son de acero.

REQUISITOS DE RESISTENCIA Y RIGIDEZ

Cargas.

Las armaduras se deben diseñar para resistir las cargas aplicadas (el ingeniero deberá identificarlas y determinar la magnitud de las mismas). También se debe tomar en cuenta cargas de montaje o construcción, y algunas otras cargas especiales. En el caso de que una cuerda inferior soporte un cielo raso, se debe considerar una carga mínima de 30 kg/m^2 .

Deflexiones.

Para el cálculo de las deflexiones el “*Manual de Diseño para Madera del Grupo Andino*” acepta los métodos de cálculo habituales en la práctica de la ingeniería, como ser las deflexiones elásticas por métodos de *trabajos virtuales* que suponen las articulaciones como perfectas e indeformables. Cabe señalar que con el desarrollo de la tecnología, los programas computacionales realizan el cálculo de las deflexiones mediante el método matricial (método más exacto); por lo tanto ya no será necesario realizar los cálculos de manera manual, por lo que en este capítulo en la parte de tutoriales de programas, se realizará el procedimiento para encontrar éstas deflexiones por medio de los programas computacionales (ya sea en “SAP2000”) Siendo ya calculadas las deflexiones “elásticas” lo que la norma recomienda es: “Si la armadura ligera es tipo Fink o abanico, y cuyas uniones son clavadas, y son fabricadas con cartelas de tableros contrachapados se debe utilizar la fórmula siguiente para hallar la deflexión máxima en una barra de la cuerda inferior:

$$\delta_f = 1.75 \left(1.15 \cdot \delta + \frac{w \cdot L^4 \cdot 10^4}{E \cdot I} \right) \text{ cm.}$$

Donde:

δ = deflexión elástica en cm.

w = carga repartida en las cuerdas inferiores (kg/m).

E = módulo de elasticidad axial en kg/cm^2 .

I = inercia de la sección transversal en cm^4 .

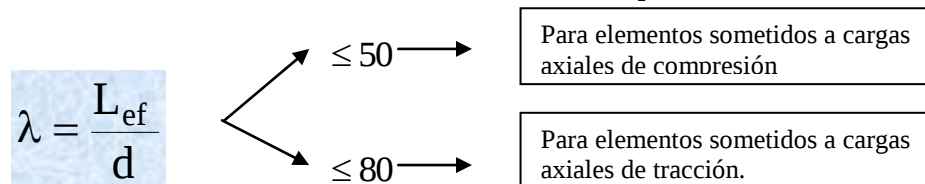
L = longitud de la barra analizada (perteneciente a la cuerda inferior) en mts.

Las *deflexiones admisibles* deberán cumplir con lo estipulado en el capítulo 3, y en caso de que la armadura soporte elementos frágiles (como soporte de cielo raso de yeso u otros acabados), las deflexiones se deben limitar a las *deflexiones máximas admisibles* dadas en el capítulo antes mencionado.

En *armaduras ligeras* por lo general no se considera la contraflecha, pero si por una razón específica es necesaria, se recomienda que sea del orden de $\frac{1}{300}$ de la luz de la armadura.

Esbeltez.-

El valor máximo de la relación de esbeltez para el diseño será:

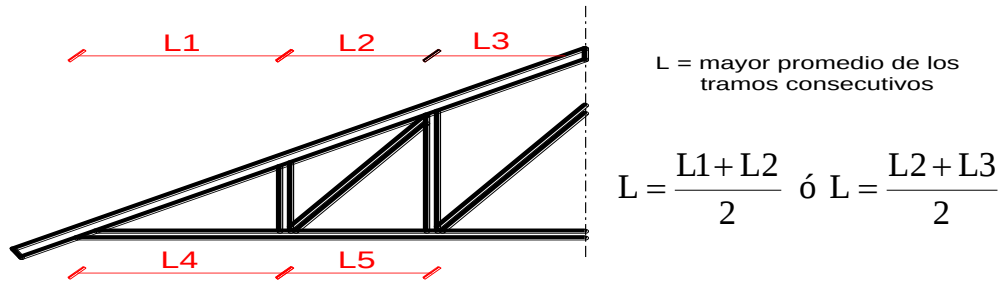


En el caso de cuerdas sometidas a compresión, habrá dos relaciones de esbeltez, una en el plano de la armadura y otra fuera del mismo. En el plano de la armadura, la dimensión de la sección transversal que es resistente al pandeo será el alto o peralte de la cuerda: **h**. Fuera del plano de la armadura, la dimensión resistente será la base: **b** si se trata de una sección única de madera sólida. Cuando se trate de cuerdas con más de una escuadría (elementos múltiples) el ancho equivalente para el pandeo dependerá de la forma de conexión de los elementos múltiples y sus espaciadores. El diseño debe hacerse para la mayor relación de esbeltez que presenta el elemento, considerando la longitud efectiva para cada dirección.

Longitud Efectiva.- La longitud efectiva de los distintos elementos de una armadura se determinará según lo estipulado en la Tabla 6.2

Elemento	d	L _{ef}
Cuerda	h	$0.4(L_1 + L_2)$ ó $0.4(L_2 + L_3)$ *
Sector de cuerda entre correas	b	L_c
Montante o diagonal	b	$0.8L_d$
* Nota: Si la longitud efectiva de uno de ellos es menor que 0.80 de la longitud efectiva de la adyacente, se tomará como longitud efectiva de cálculo 0.90 de la longitud mayor; en caso contrario se tomará el mayor promedio de las luces adyacentes.		

Tabla 6.2.



Si la longitud de uno de los tramos es menor que 0.80 de la luz mayor, se tomará el mayor promedio de las luces adyacentes.

Cuerdas con Carga en el Tramo.-

Este tipo de elementos deben diseñarse a flexo-compresión; donde las cargas axiales son obtenidas mediante un primer análisis de la armadura con cargas concentradas en los nudos, y los momentos flectores son determinados suponiendo que las cuerdas se comportan como vigas continuas apoyadas en los extremos de las diagonales y montantes.

Para los casos descritos en la Tabla 6.3 **pueden** usarse las fórmulas de momento.

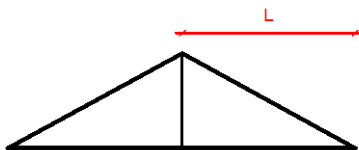
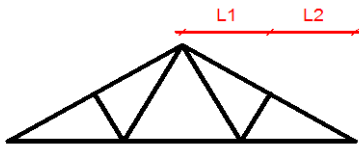
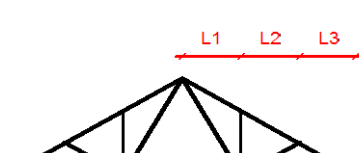
		Cuerdas Superiores:
	→	$M = \frac{w \cdot L^2}{9}$
	→	$M = \frac{w \cdot L^2}{10}$
	→	$M = \frac{w \cdot L^2}{8}$

Tabla 6.3 fórmulas de momentos

2.5.2. Estructura de sustentación de la edificación.

- 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.

- Calculo a Flexion simple

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

Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s

Cuadro Nº 3.16

$$M_d = \gamma_s * M$$

Luego calculamos el momento reducido de cálculo:

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

Donde:

b_w = Ancho de la viga

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

f_{cd} =Resistencia de diseño del hormigón.

Se calculará el valor μ_{lim} , se obtiene del cuadro Nº3.15

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:

Con el momento reducido cuadro Nº 3.17 determinamos la cuantía geométrica para determinar la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo:

$$As = w * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Con la cuantía geométrica mínima del cuadro Nº 3.16. y encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza.

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

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

Si $\mu_{lim} \leq \mu_d$ necesita armadura a compresión

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:

Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión

$$\xi = r / d$$

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{dlim}}{1 - \xi}$$

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

Donde:

w_{lim} = valor se obtenido de tablas del cuadro Nº 3.17

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

Ws2= Cuantía mecánica para la armadura a compresión

ƒ= Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r=Recubrimiento geométrico.

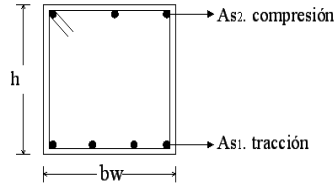


Figura 3.3 Viga de hormigón armado

Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

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

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

Dónde:

As1= Área de la armadura a tracción.

As2= Área de la armadura a compresión.

Calcular la armadura mínima, y el valor de μ se obtiene del cuadro № 3.15.

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

Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados. Tanto para As1 como para As2.

Cuadro 3.15 Valores límites

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

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

Cuadro 3.16 Cuantías geométricas mínimas

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

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

Cuadro 3.17 Tabla universal para flexión simple o compuesta

ξ	μ	W	$(W/F_yd).10^3$	
0.0891	0.03	0.0310		D
0.1042	0.04	0.0415		O
0.1181	0.05	0.0522		M
0.1312	0.06	0.0630		I
0.1438	0.07	0.0739		N
0.1561	0.08	0.0849		I
0.1667	0.0886	0.0945		O
0.1684	0.09	0.0960		
0.1810	0.10	0.1074		2
0.1937	0.11	0.1189		
0.2066	0.12	0.1306		

0.2198	0.13	0.1426		D O M I N I O 3
0.2330	0.14	0.1546		
0.2466	0.15	0.1669		
0.2590	0.159	0.1782		
0.2608	0.16	0.1795		
0.2796	0.17	0.1924		
0.2988	0.18	0.2056		
0.3183	0.19	0.2190		
0.3383	0.20	0.2328		
0.3587	0.21	0.2468		
0.3796	0.22	0.2612		
0.4012	0.23	0.2761		
0.4234	0.24	0.2913		D O M I N I O 4
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	0.0994	
0.6283	0.3193	0.4323	0.1007	
0.6305	0.32	0.4338	0.1114	
0.6476	0.3256	0.4456	0.1212	
0.6618	0.33	0.4554	0.1259	
0.6681	0.3319	0.4597	0.1343	
0.6788	0.3352	0.4671	0.1484	
0.6952	0.34	0.4783	0.1860	
0.7310	0.35	0.5030	0.2408	
0.7697	0.36	0.5296	0.2568	
0.7788	0.3623	0.5359	0.2854	
0.7935	0.3658	0.5460	0.3280	
0.8119	0.37		0.4931	
0.8597	0.38		0.9251	
0.9152	0.39		5.9911	
0.9848	0.40			

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

Esfuerzo cortante

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.

Cálculo de la armadura transversal

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

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.

$$\begin{aligned} V_d > V_{cu} \\ V_d = V_{cu} + V_{su} &\rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu} \end{aligned}$$

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.

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

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

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

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

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

• 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.

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.

- 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.

- **Disposición relativa a las 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.

- **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.

- **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:

$$A_1 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d \qquad A_2 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d$$

$$A_2 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd} \qquad A_1 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

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

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

Dónde:

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.

- **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:

$$S \leq 15\phi$$

Dónde:

ϕ = El diámetro de la barra longitudinal más delgada

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

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.

Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado

- Longitud de pandeo

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

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

Cuadro 3.18 Longitud de pandeo $\ell_0 = k * \ell$ de las piezas aisladas

Sustentación de la pieza de longitud ℓ.	k
-Un extremo libre y otro empotrado	2
-Ambos extremos articulados	1
-Biempotrado, 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

FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

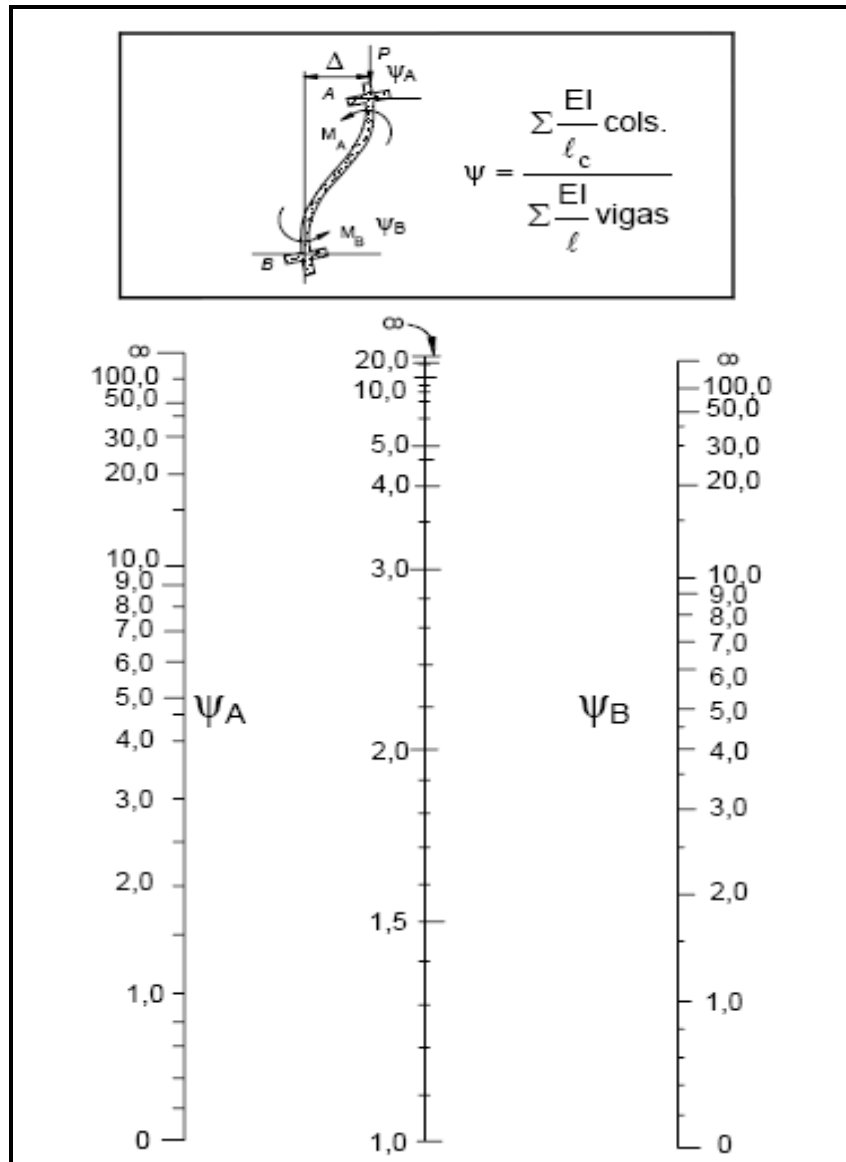
La longitud de pandeo de una columna está en función de las rigideces de las columnas y vigas que concurren a ella.

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

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

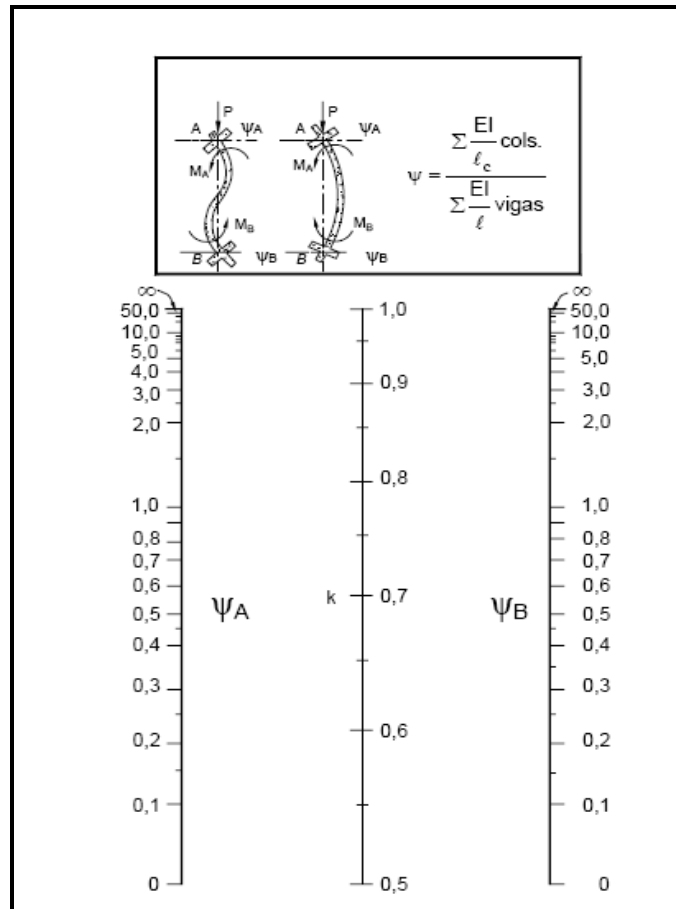
$$\psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todos los pilares}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}; \text{ (igual para } \psi_B \text{)}$$

Figura 3.4 Pórticos traslacionales (para obtener el valor de k)



FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

Figura 3.5 Pórticos intraslacionales (para obtener el valor de k)



FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

Esbeltez geométrica y mecánica

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

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

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

Flexión esviada

Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada cuando no se conoce a prioriad 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 seccionas en L de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.
- En último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran:

La mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión. La razón de regir el

problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

- **Sección rectangular con armadura simétrica**

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

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

- **Ábacos adimensionales en roseta**

Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N , M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N , M_x , M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos $N = \text{cte}$. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta).

Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v, μ_x, μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón (para poder observar las rosetas, ver el libro de hormigón armado de Jiménez Montoya tomo Nº2 o en el anexo 1).

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

- **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.

- **Relación de esbeltez**

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

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

$$l_o = k \cdot l$$



La pieza puede considerarse corta

l_o : Longitud de pandeo

i : Radio de giro

k : Coeficiente de pandeo

- **Compresión simple**

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el *baricentro plástico de la sección*.

En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convenientemente los coeficientes de seguridad.

- **Excentricidad mínima de cálculo**

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

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

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.

Axil reducido.

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

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

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

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

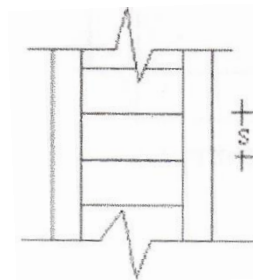
La armadura mínima es: $A_{s\min} = 0,008 \cdot A_c$

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:

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

- **Hormigón armado**

En la mayoría de los trabajos de construcción, el hormigón se refuerza con armaduras metálicas, de acero; este hormigón reforzado se conoce como ‘hormigón armado’. El acero proporciona la resistencia necesaria cuando la estructura tiene que soportar fuerzas de tracción elevadas. El acero que se introduce en el hormigón suele ser una malla de alambre o barras. El hormigón y el acero forman un conjunto que transfiere las tensiones entre los dos elementos.

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.

- clasificación de los hormigones, según su resistencia

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

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

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

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

- **Adherencia entre el hormigón y el acero**

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

tangenciales entre el hormigón y armadura, a lo largo de toda la longitud de esta y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos”.

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

- **Aceros**

Generalidades

Las armaduras que se utilizan en el hormigón armado pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primarias las armaduras longitudinales y 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.

- **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 recomienda los 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.

- Distancia a los paramentos

Se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza. El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aun que su espesor.

Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes con las que recomendamos a continuación:

a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.

b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros.

c) 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.

Cuadro 3.1 Recubrimientos Mínimos

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

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

- Doblado de las armaduras

Con independencia del ensayo de doblado-desdoblado de las armaduras, encaminado a comprobar las características plásticas del acero, en las piezas de hormigón armado las barras deben doblarse con radios más amplios que los utilizados en este ensayo para no provocar una perjudicial concentración de tensiones en el hormigón de la zona de codo. En este sentido conviene advertir que las tracciones transversales que tienden a desgarrar el hormigón suelen ser más peligrosas que las compresiones originadas directamente por el codo.

Radios de curvatura para ganchos y estribos son los que se muestran en la siguiente tabla:

Cuadro 3.2 Radios de curvatura para ganchos y estribos

Diámetro de la armadura	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
Ø<20mm	2 Ø	2 Ø	2Ø	2.5 Ø	3 Ø
Ø≥20mm	2.5 Ø	2.5 Ø	3Ø	4 Ø	5 Ø

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

Ø= Diámetro de la barra (mm).

a) En el caso de estribos con $\varnothing < 10\text{mm}$. los radios de curvatura internos podrán ser adoptados igual a $1.50 \varnothing$ cualquiera que sea el acero

b) Para barras de acero liso fraccionadas de acero CA-25 y CA-32 con $\varnothing > 6\text{mm}$. es obligatorio colocar gancho en las extremidades del anclaje.

Radios de curvatura para la armadura principal son los que se muestran en la siguiente tabla:

Cuadro 3.3 Radios de curvatura de la armadura principal

Acero	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
Radio mínimo	5 $\varnothing$	6 $\varnothing$	6 $\varnothing$	7.5 $\varnothing$	9 $\varnothing$

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

En el caso de que el doblado sea en varias capas para evitar el colapso y la fisuración del hormigón en la región, se aumenta el radio mínimo de doblaje en función de la cantidad de capas:

- Para 2 capas de hierro doblado aumentar 50%,
- Para 3 capas de hierro doblado aumentar 100%

- Anclaje de las armaduras

El concepto de la longitud de anclaje de las barras conformadas y los alambres conformados solicitados a tracción se basa en la tensión de adherencia promedio que se logra en la longitud embebida de las barras o alambres. Este concepto exige que las armaduras tengan longitudes mínimas especificadas o que se prolonguen las distancias mínimas especificadas más allá de las secciones en las cuales la armadura está solicitada a las tensiones máximas.

Las fórmulas que se utilizan para calcular la longitud de anclaje por prolongación recta son:

$$l_{b1} = \frac{\phi * f_{yd}}{4 * \tau_{bu}}$$

Para aceros lisos

$$\tau_{bu} = 0.90 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kgf / cm}^2\text{)}; \quad \tau_{bu} = 0.28 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (MPA)}$$

Para aceros corrugados

$$\tau_{bu} = 0.90 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (kgf / cm}^2\text{)}; \quad \tau_{bu} = 0.40 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (MPA)}$$

Cuando la armadura real es mayor que la necesaria.

$$lb = \frac{\phi * f_{yd} * A_{s \text{ calc}}}{4 * \tau_{bu} * A_{s \text{ real}}} \quad lb \geq \begin{bmatrix} 0.30 * lb_1 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

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

Donde:

Ø=Diámetro de la armadura

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

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

lb₁=Es el tamaño mínimo para la transmisión de la fuerza de cálculo al hormigón

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

Para un contacto de 2 barras se deberá aumentar un 20% más de la longitud de anclaje y para un contacto de 3 barras o más se deberá aumentar un 33%.

El tamaño del anclaje rectilíneo puede ser disminuido en el caso de que la armadura termine en un gancho, una buena parte de la sollicitación de la fuerza del

arrancamiento será resistida por el gancho. Se adoptan las siguientes consideraciones.

Para aceros lisos

$$lb_1 = lb - \Delta lb = (lb - 15 * \phi) \geq \begin{bmatrix} lb/3 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

Para aceros corrugados

$$lb_1 = lb - \Delta lb = (lb - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} lb/3 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

El tipo de anclaje empleado en los estribos no debe provocar un riesgo de hendimiento o desconchado del hormigón del recubrimiento. Son indispensables los anclajes por gancho (135° a 180°), en el caso de las barras lisas; los anclajes por patilla (90° a 135°), sólo se admite para barras corrugadas.

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

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

- Empalme de las armaduras

Las barras de acero se comercializan están entre 10 y 12m. de largo cuando tenemos una pieza estructural de un mayor tamaño es necesario hacer un empalme para cubrir las solicitaciones determinadas en los diagramas. Otras veces se tiene la obra un pedazo de armadura que se lo puede reutilizar con las otras armaduras respectando los empalmes.

- Empalme por traslapo o solapo

Es el tipo de empalme más común no es utilizado en barras de acero cuyo diámetro sea mayor a 25mm. y explícitamente prohibido utilizado en tirantes.

La idea básica es transferir esfuerzo de una barra para la otra por medio de la adherencia en un largo igual al largo del anclaje el mismo es corregido por un coeficiente Ψ que lleva en cuenta la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región.

Ecuación para poder determinar el empalme por traslapo o solape

$$l_v = \psi * l_{b_1}$$

Con ganchos para aceros lisos

$$l_v = (\psi * l_v - 15 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 15 * \phi \\ 0.50 * l_{b_1} \end{bmatrix}$$

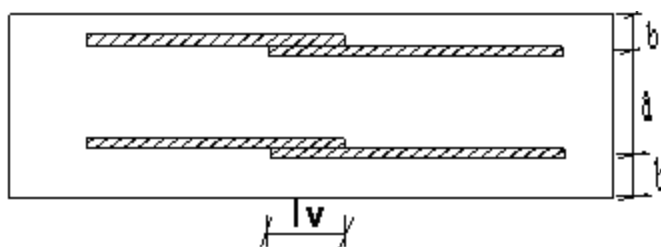
Con ganchos para aceros corrugados

$$l_v = (\psi * l_v - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 10 * \phi \\ 0.50 * l_{b_1} \end{bmatrix}$$

Coeficiente ψ ; que multiplica el largo de anclaje rectilíneo depende de los siguientes factores:

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

Figura 3.1 Empalme por traslape



Cuadro 3.4 Para obtener los coeficientes Ψ

Distancia	Distancia	Porcentaje máximo de barras empalme				
A	b	20%	25%	33%	50%	>50%
$a \leq 10 \cdot \emptyset$	$B \leq 5 \cdot \emptyset$	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
$a > 10 \cdot \emptyset$	$b > 5 \cdot \emptyset$	1.00	1.00	1.20	1.30	1.40

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

La norma también limita el porcentaje de los empalmes de las barras traccionadas en una misma sección transversal en función al tipo de sollicitación.

Existen varios tipos de empalmes, pero sólo nos limitamos al empalme por traslape porque es más utilizado en nuestro proyecto. La norma recomienda que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1mm.

Para poder asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra de acero a otra, es fundamental que el espesor del hormigón que exista alrededor del empalme sea lo suficiente. El valor mínimo que recomienda la norma Boliviana de hormigón armado para ese espesor, es de dos veces el diámetro de las barras.

-resistencia característica

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

-módulo de deformación longitudinal

Para todas las armaduras nombradas en el Cuadro N° 5.3, como módulo de deformación longitudinal se tomará: $E_s = 210'000 \text{ MPa}$

-Estados límites últimos

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

En estados límites últimos, los coeficientes de minoración de la resistencia serán:

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

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

- Estados límites de servicio

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

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

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

Sobrecargas de uso.- La sobrecarga de uso en un elemento resistente es el peso de todos los objetos que pueden gravitar sobre él por razón de su uso: personas, muebles, instalaciones amovibles, vehículos, etc.

Hipótesis de carga más desfavorable

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

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

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

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

Donde:

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

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

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

W = valor característico de la carga del viento.

W_{eq} = valor característico de la carga del viento, durante la acción sísmica. En general, se tomará $W_{eq} = 0$. En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará: $W_{eq} = 0,25W$.

F_{eq} = valor característico de la acción sísmica

2.5.3. Estructuras complementarias.

- **LOSA ALIVIANADA**

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

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

- **ESCALERAS**

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

Una escalera se compone de las siguientes partes:

- **Peldaño:** es cada una de las partes de un tramo de escalera en la que se apoya el pie al subir o bajar por ella. La parte horizontal se llama “huella” y la parte vertical se llama “contrahuella o tabica”.
- **Tramo:** Es una serie de peldaños continuados. Si la escalera es de varios tramos termina en una superficie horizontal llamada Meseta o Rellano. El final de la escalera se llama Desembarco.
- **Caja de escalera:** es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio. Cuando este espacio es ocupado por completo por el conjunto se

llama Escalera Ciega; y cuando hay un espacio central, éste recibe el nombre de Ojo de Escalera.

- Arranque de escalera: es la parte donde se apoya la escalera en su comienzo.

El ancho o ámbito de una escalera es el espacio comprendido entre las caras exteriores de las zancas o la longitud del peldaño en un tramo recto. La anchura mínima que debe tener es de 60 cm., mientras que para el cruce de dos personas deberá tener como mínimo 80 cm., aunque en escaleras para viviendas el ancho mínimo que se utiliza es de 1 metro.

Cuando el rellano o meseta coincida con los suelos de los pisos, ni las puertas del ascensor ni la entrada a las viviendas deben interrumpir la circulación por las escaleras.

La Altura de Paso o Escapada es: la distancia libre en vertical entre el suelo del primer peldaño y el techo que tiene encima; siendo la distancia normal la comprendida entre 2 y 2,40 m.; sólo en casos de excepción y en escaleras de poca importancia se puede reducir la medida hasta 1,80 m.

El Ancho o Huella de un peldaño, suele oscilar entre los 25 y 30 cm. para que pueda apoyarse el pie por completo. La altura de la contrahuella o tabica está comprendida entre los 11 y 22 cm., siendo las cómodas las que tienen entre 11 y 17 cm.

La huella, al encontrarse con la contrahuella, casi siempre queda ligeramente prolongada entre 2 y 4 cm; a este saliente se lo denomina Bordón y sirve para disminuir el desarrollo de la escalera; a la vez que consigue una anchura mayor de huella, no teniéndose en cuenta este saliente para el avance de la escalera.

Este espacio o vacío existente entre dos tramos, en la parte central de la escalera, se denomina ojo o hueco de la misma. Cuando esta parte es llena o maciza se denomina espigón o árbol de la escalera.

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

2.5.4. Fundaciones.

- ZAPATAS

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.

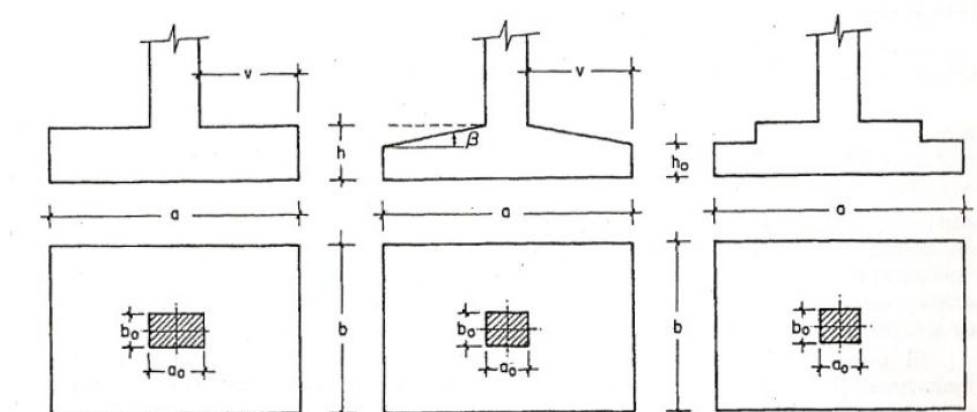


Figura 3.7: Formas típicas de zapatas aisladas.

Fuente: Montoya-Meseguer-Moran – Hormigón Armado

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.

Las fundaciones estarán compuestas de zapatas aisladas, puesto que las cargas provenientes de la estructuras son moderadas por tratarse de una edificación de dos plantas, como cota de fundación se adopta un nivel de -1.50 m.

Por otro lado las zapatas aisladas son más económicas, puesto que los volúmenes de hormigón que requieren para materializar este tipo de fundación son reducidos en comparación con otros tipos de fundación.

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

-Dimensionamiento

Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

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

Para calcular el peso propio de la zapata, asumimos un valor igual al 5% del total de la carga N . $P.P_{zapata} = 0,05 \cdot N$

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

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

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

Para comprobar si las dimensiones cumplen, verificamos el punto más crítico:

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

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

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

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

Donde:

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{real}} \quad f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \quad \gamma_f = 1,6$$

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

Asumimos recubrimiento de la zapata de 5 cm.

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

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

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

$$P.P_{zapata} = \gamma_{H^o} \cdot Volumen$$

La carga vertical N total será la sumatoria de la carga N más el peso propio de la zapata.

Cada fuerza cortante actuante en la zapata, generan un momento flector, y éste sumado con el momento flector inicial, producen un nuevo momento. Dichos momentos serán:

$$M_{ox} = M_x \pm V_x \cdot h \quad M_{oy} = M_y \pm V_y \cdot h$$

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

- cálculo de armadura

Para calcular la armadura de la zapata, debemos encontrar el momento de diseño. Para esto calculamos las tensiones de la zapata sin tomar en cuenta el peso propio de la misma.

Luego encontramos el momento (M_e) a una distancia de 15 cm de la cara de la comuna del bloque más comprimido.

Luego el momento mayorado será:

$$M_{ed} = 1,6 \cdot M_e$$
$$\mu_d = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$
$$w = \mu_d \cdot (1 - \mu_d)$$

El área de armadura será:

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

Del Cuadro N° 19, escogemos la cuantía mínima $w_{s \text{ mín}}$ y con ésta determinamos la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b \cdot d$$

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

Comprobación a cortante y punzonamiento

Las zapatas dimensionadas de acuerdo con lo indicado en el apartado 1°, no necesitan comprobación a cortante ni a punzonamiento. No obstante, a continuación se indican las comprobaciones. 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).

-Zapatas rígidas ($v \leq 2h$, en ambas direcciones)

Cuando el vuelo sea, $v \leq 1,5*b$, la comprobación se efectúa a punzonamiento por secciones independientes. Se sitúa a una distancia $d/2$ del paramento del soporte, su ancho es $b_o + d \leq b$, y su canto $d_2 \leq 1,5*V_2$.

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando, según el área tributaria sea:

$$\frac{\gamma_f * N}{a * b} * \frac{(b * b_o + d) * (a - a_o - d)}{4} \leq 2 * f_{vd} * (b_o + d) * d_2$$

Cuando el vuelo sea $v > 1,5*b$ (zapatas estrechas), la comprobación se efectúa a cortante en la sección de referencia 3-3 (fig. 3.11.b), separada una distancia d del paramento del soporte, de ancho b y canto d_3 . Debe ser:

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

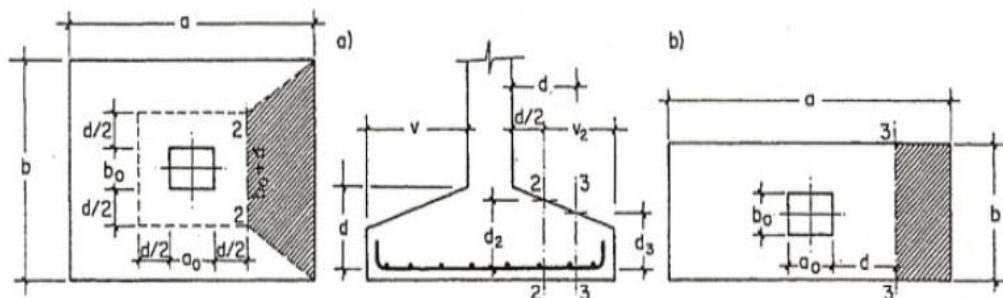


Figura 3.9.: Zapata rígida.

Fuente: Montoya-Meseguer-Moran – Hormigón Armado.

-Zapatas flexibles ($v > 2h$, en alguna dirección principal)

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, 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 soporte (fig. 3.10.a), es decir, en la sección $A_c = 2(a_o + d + b_o + d) \cdot d$. La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuanto sea:

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

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

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

- verificación al vuelco

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

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

- verificación al deslizamiento

Para suelo sin cohesión:

$$\gamma_s = \frac{(N + P_{zap}) \cdot \tan \varphi_d}{V} \geq 1,5 \quad ; \quad \varphi_d = \frac{2}{3} \cdot \varphi$$

φ = ángulo de rozamiento interno

Para suelo cohesivo:

$$\gamma_s = \frac{A \cdot C_d}{V} \geq 1,5 \quad ; \quad C_d = 0,5 \cdot C_o \text{ adhesión}$$

- Comprobación de adherencia.

La comprobación de adherencia, tornadas para la flexión En el caso de soportes de hormigón, el cortante de cálculo en la sección 1-1 es:

$$V_d = \frac{\gamma_f \cdot N}{a} \left(\frac{a - a_o}{2} + 0,15 \cdot a_o \right)$$

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

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \varnothing} \leq f_{bd} = k \sqrt[3]{f_{cd}} \quad (\text{kp/cm}^2)$$

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.

2.6. Estrategia para la ejecución del proyecto.

Para poder realizar la ejecución del proyecto, es necesario primero determinar las especificaciones técnicas necesarias para la realización de la obra, seguidamente se realizará los cálculos métricos con sus precios unitarios para la elaboración del presupuesto y así realizar el planeamiento y cronograma respectivo.

2.6.1. Especificaciones técnicas.

Las especificaciones técnicas para la construcción de la Unidad Educativa “Juan XXIII”, son los documentos en los cuales se definirán las normas, exigencias y

procedimientos a ser empleados y aplicados en todos los trabajos de construcción de obras.

2.6.2. Precios unitarios.

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

2.6.3. Cálculos métricos.

Los cálculos métricos se calculan mediante el uso de fórmulas matemáticas más o menos complejas para las cantidades de cada tarea o ítems de la obra, para obtener una valoración anticipada de esta y poder predecir las cantidades y volúmenes de material que llevará la realización de la misma, en función a precios actuales y rendimientos de los materiales, se vale de los planos y documentación definitiva del proyecto.

2.6.4. Presupuesto.

El presupuesto de la obra se lo determina de acuerdo a los precios unitarios para cada cálculo métrico referido en la obra, con esto anticipamos el costo total de la obra y poder estimar una utilidad conveniente. Se debe tener cuidado porque un mal presupuesto puede generar pérdidas para la empresa encargada de la construcción de la obra.

2.6.5. Planeamiento y cronograma de obra.

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

El gráfico de Gantt representa un instrumento de bajo costo y extrema simplicidad en su utilización, que permite identificar la actividad en que se

estará utilizando cada uno de los recursos y la duración de ejecución de cada ítem, de tal modo que puedan evitarse periodos innecesarios y así determinar el plazo referencial de la obra en función a la ruta crítica generada. Además se pueda también dar una visión completa de la utilización de los recursos al administrador, que se encuentran bajo su supervisión.

Para construir un diagrama de Gantt se han de seguir los siguientes pasos:

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

2.6.6. Estudio ambiental.

Se realizara un estudio técnico-socio ambiental para determinar el impacto o los riesgos ambientales, que conlleve la ejecución del proyecto (construcción “Unidad Educativa Juan XXIII”), en fichas ambientales de seguimiento, complementado con la información secundaria proporcionada por la Alcaldía Municipal.

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO.

3.1. Análisis del levantamiento topográfico.

Se realizó el levantamiento topográfico del área de emplazamiento del proyecto aproximado 370.42 m², para determinar las coordenadas Norte, Este y cota de puntos sobre la superficie del terreno, el cual presenta pocas variaciones de elevación entre un punto y otro.

Se procedió a la elaboración del plano topográfico, con las curvas de nivel que son líneas continuas, que unen los puntos de cotas enteras de igual elevación, tomando los puntos de quiebre para la determinación de detalles.

Debido a que en el trabajo de campo realizado con la estación total, no se puede obtener las cotas enteras, se realiza el proceso de *interpolación lineal* entre puntos consecutivos, ya sea con el método analítico o el método gráfico.

En el presente proyecto la modelación del plano topográfico se realizó con el programa Auto CadLand Desktop 2009 el cual está basado en los principios de topografía ya descritas.

Ver Anexo A.8

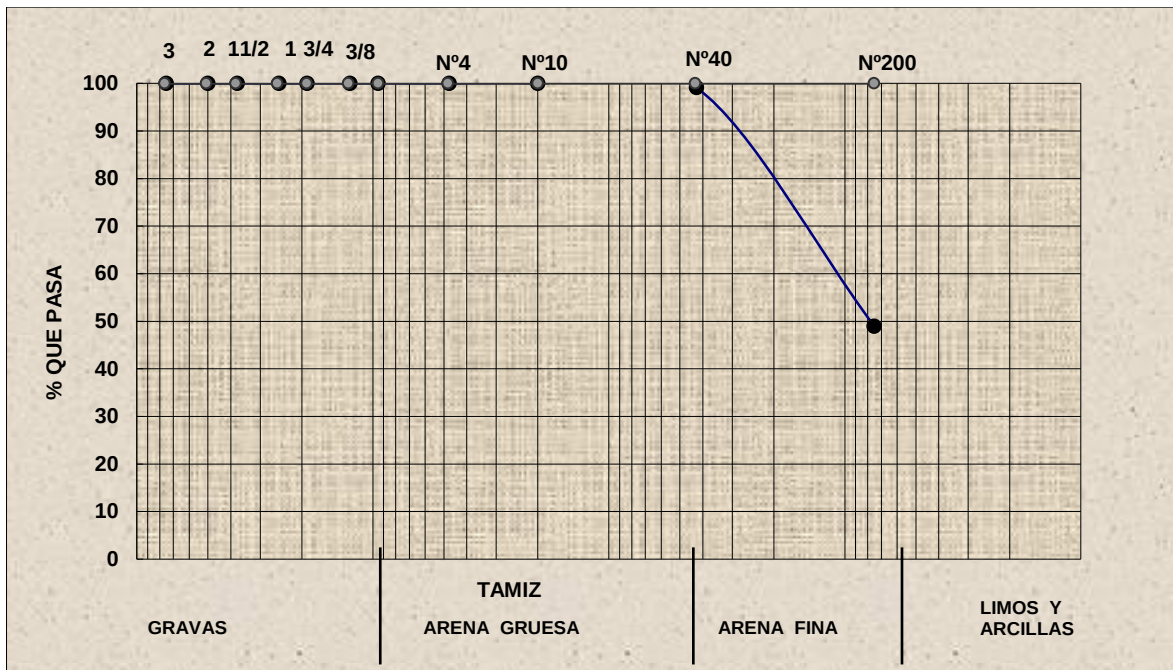
3.2. Análisis del estudio de suelos.

El estudio de suelos fue realizado en el Laboratorio de Suelos de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho.

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo del Cono Holandés en el área del proyecto a una profundidad de 2m. Además se realizó el ensayo del SPT (capacidad portante del suelo).

Para la determinación de la granulometría del suelo se utilizó el método del lavado, ya que se cuenta con una muestra de material fino y llegando a obtener el siguiente resultado el cual nos ayudara a clasificar nuestro suelo.

Figura N° 12 Curva Granulométrica.



En la determinación de los LÍMITES DE ATTERBERG se obtuvo los siguientes resultados.

Límite Líquido (LL) 0
Límite Plástico (LP) 0
Índice de plasticidad (IP) 0
Índice de Grupo (IG) 3

La clasificación del suelo se realizó por dos métodos el **SUCS** y el **AASHTO**.

CLASIFICACIÓN DEL SUELO		DESCRIPCIÓN
SUCS:	SM	SUELO ARENA LIMOSA NO PLASTICOS
AASHTO:	A-4(3)	

La capacidad portante del suelo determinado después de realizar todos los ensayos es:

$$\sigma_{adm} = 0.75 \text{ Kg/cm}^2$$

Debido a que se presenta una capacidad portante no muy adecuada y a sus características del suelo, se tomara en cuenta el mejoramiento de suelos, realizado posteriormente, con una resistencia característica para el diseño de:

$$\sigma_{adm} = 1.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Ver. Anexo A.1

3.3. Análisis del diseño arquitectónico.

El diseño arquitectónico fue proporcionado por la Honorable Alcaldía Municipal de Tarija que consta de los siguientes ambientes:

PlantaBaja:

- 5 aulas

PlantaAlta:

- un laboratorio de computación
- 2 aulas
- Una biblioteca
- Un deposito

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

La funcionalidad de los ambientes tiene buena disposición y comodidad en cuanto a dimensiones, la escalera cuenta con 2m, espacio óptimo para la circulación y de lamisma manera los pasillos ya que cuentan con 3 m.

3.4. Planteamiento estructural.

El planteamiento estructural y la ubicación de los distintos elementos estructurales, como tipo de cubierta, estructura de sustentación, fundaciones, gradas aberturas de puertas y ventanasse ubicaran en función de los planos arquitectónicos.

Datos generales:

Datos de la estructura de cubierta.

Norma Utilizada	Manual de diseño de maderas del grupo andino
Material para la estructura de sustentación	Cerchas de madera
Material de cubierta.	Teja colonial INCERPAZ
Sobre carga de uso	50 Kg/m ²
Velocidad del viento	85 Km/h

Datos de estructura de Hormigón Armado:

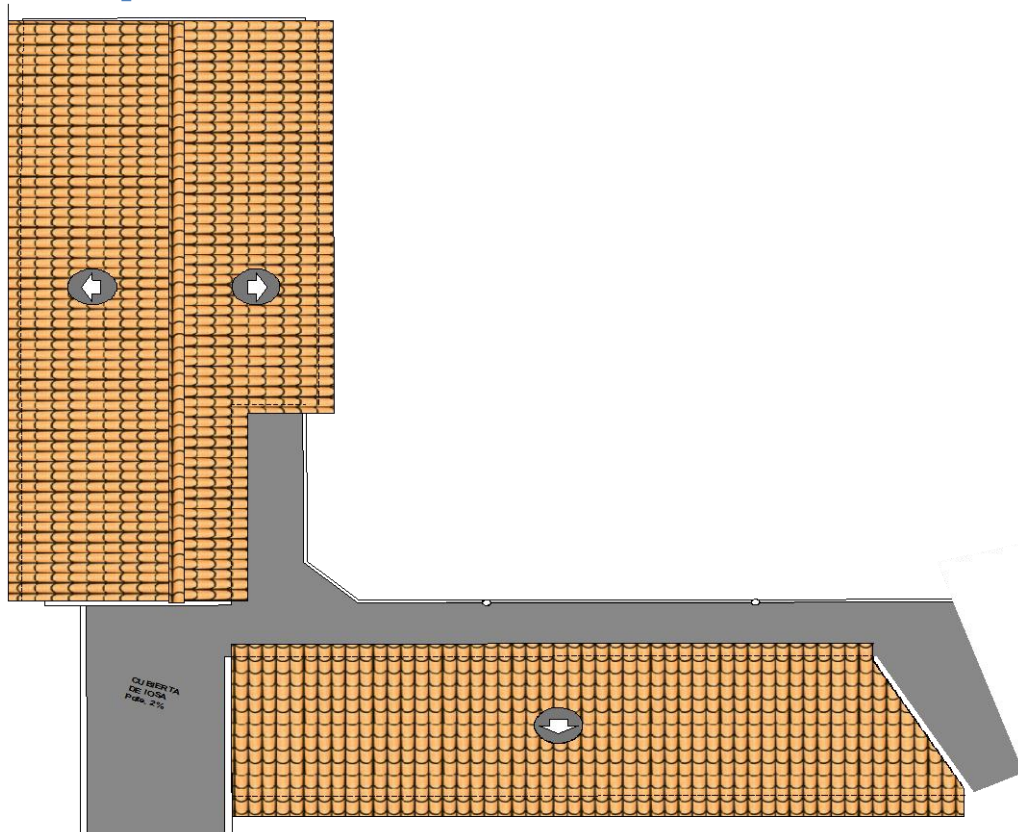
Norma a utilizar	Código Boliviano del Hormigón CBH-97
Resistencia Característica del H°A°	210 Kg/cm ²
Resistencia de Fluencia del Acero de Refuerzo	4200 Kg/cm ²
Coeficientes de Minoración de las Resistencias	Hormigón $\gamma_H = 1,5$ Acero $\gamma_s = 1,15$
Nivel de Control de Ejecución	Normal
Coeficiente de mayoración de cargas	$\gamma = 1,6$

3.4.1. Estructura de cubierta.

El diseño de la cubierta fue realizada con Cerchas de Madera (se tiene 3 tipos de cerchas) siguiendo el manual del Grupo Andino con una pendiente del 30 % recomendable para cubiertas de teja colonial y una altura de 1.10 m.

A continuación se presenta de la disposición de cubierta:

Disposición de techos



3.4.2. Estructura de edificación.

La estructura de la edificación es de Hormigón Armado con losas alivianadas, tiene una plata baja 3,30 m de alto, planta alta de 3 m de alto y la parte de la cubierta es de cerchas de madera y otra parte de losa de HoAo.

El cálculo de los elementos estructurales como las vigas, columnas y zapatas que componen las estructuras del proyecto, se calcularon por el programa computacional CYPECAD, introduciendo las reacciones de las cerchas sobre las vigas sobre las que se apoya, como se muestra en los gráficos.

Las columnas fueron ubicadas y espaciadas convenientemente para que trabajen continuamente con las vigas.

Ver Anexo A.2

3.4.3. Estructuras complementarias.

Como estructuras complementarias tenemos la escalera que es de HoAo, esta se calcula como una losa inclinada.



Las escaleras serán escaleras rectas de dos tramos, calculada en el programa de CYPECAD, con un descanso intermedio, dispuestas mediante 12 peldaños con una huella de 30 cm y una contrahuella de 18 cm.

Ver Anexo A.2

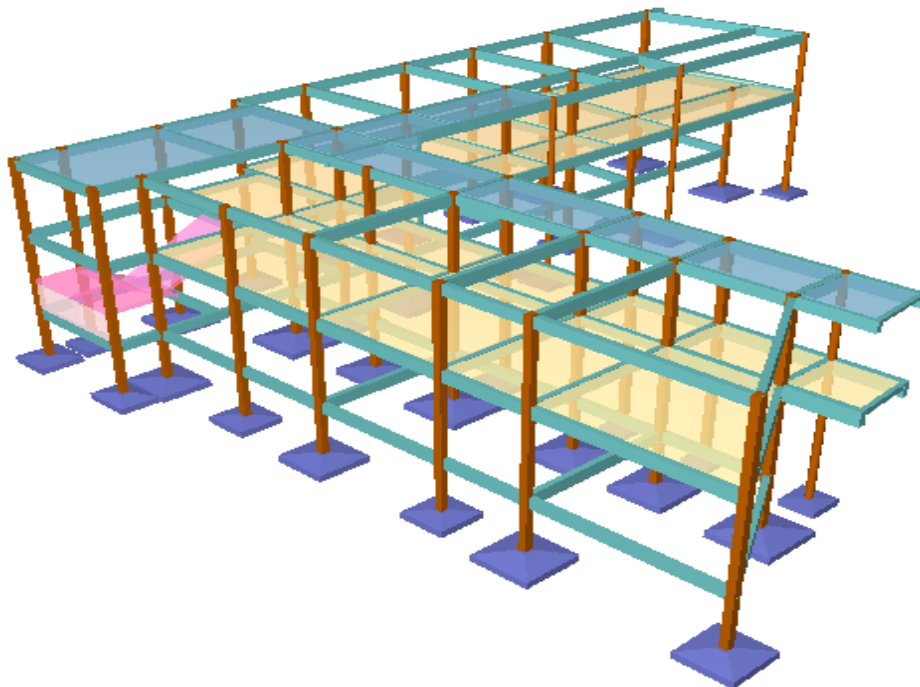
Para la comprobación se hizo el cálculo manual para la comprobación.

3.4.4. Fundaciones.

La estructura de edificación de la unidad educativa cuenta con dos plantas, por lo que las cargas provenientes de la estructuras son moderadas, por lo que se definió utilizar zapatas aisladas.

Además las zapatas aisladas son más económicas, puesto que los volúmenes de hormigón que requieren para materializar este tipo de fundación son reducidos en comparación con otros tipos de fundación como ser las losas de fundación o la utilización de pilotes.

Después de realizar un estudio de suelos, se adopto una cota de fundación a un nivel de 2 m.



3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural.

El proyecto de la Construcción de un bloque nuevo para la Unidad Educativa Juan XXIII, es una infraestructura destinada a la educación de todo el sector estudiantil del distrito N° 9, por lo que se realizara el análisis, cálculo y diseño estructural de acuerdo a su funcionalidad.

Con los planos arquitectónicos y el informe correspondiente al estudio de suelos en la zona de proyecto, se procedió a la discretización del modelo estructural.

El modelo estructural para las elevaciones, está compuesta de columnas de sección cuadrada y vigas de arriostramiento (sobre cimientos y encadenado) de sección rectangular. Las cuales forman pórticos regulares, mientras que las zapatas llegan a 2 m de profundidad, las cuales están dispuestas de una forma regular sobre la superficie del terreno.

La Norma utilizada para el diseño estructural del es la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH 87, complementada con bibliografía de diferentes autores. El diseño de la cubierta está basado en el “Manual de diseño para maderas del grupo Andino”.

Para el diseño de la cubierta se utilizó madera del grupo B.

Los materiales utilizados para el diseño estructural son:

Hormigón:

- Resistencia Característica (a los 28 días) f_{ck} : 210 kg/cm²
- Modulo de elasticidad: 210000 kg/cm²

Acero:

- Límite de fluencia f_{yk} : 4200 kg/cm²
- Modulo de elasticidad: 2100000 kg/cm²

Las plantas tienen las siguientes elevaciones:

Número	Planta	Cota (m.)
4	Cubierta	7.4
3	Cielo Falso	6.3
2	Primer Piso	3,3
1	Cota cimiento	0
0	Cimentación	-2

Ver Anexo A.3 para la memoria de cálculo y diseño.

3.5.1 Estructura de sustentación de cubierta.

Bases de cálculo:

Se utilizara madera del grupo “B” (aliso) en estado seco ($CH < 30\%$).

Análisis de Cargas:

Los estados de carga a considerar para el presente diseño son las que se describirán a continuación:

Cargas Muertas:

- Peso propio de la teja.- es el peso del material de cubierta, para nuestro caso será el peso de una teja colonial.
- Peso Propio de la correa.-los fabricantes teja colonial (INCERPAZ) recomiendan secciones 2"*3" para el diseño de correas.

Cargas Vivas:

- Presión de Viento.- La presión del viento será calculado en función a la velocidad básica correspondiente al lugar de diseño 23.64 m/s pero por seguridad la velocidad que se tomó para el diseño es 85 Km/hr.
En cubiertas el efecto de la presión del viento se analiza en dos situaciones que son el barlovento y el sotavento para ello se cuenta con coeficientes de

minoración que se están en función del Angulo de inclinación de la cubierta del 40% (especificada en los planos arquitectónicos).

- b) Sobrecarga de uso: Es la carga que se prevea para situaciones de mantenimiento de la cubierta la cual varía entre 50 a 80 Kg/m².
- c) Carga de nieve y granizo: estas cargas no se consideran por la inexistencia en la zona de emplazamiento del proyecto.

Datos para el diseño:

f_v =	12	Kg/cm²	Esfuerzo admisible en flexión
f_m =	150	Kg/cm²	Esfuerzo admisible en Corte
E_{min}=	75000	Kg/cm²	Módulo de elasticidad (Grupo B)
E_{prom}=	100000	Kg/cm²	Módulo de elasticidad (Grupo B)
F_{c(par)}=	110	Kg/cm²	Esfuerzo admisible en Compresión
F_{c(perp)}=	28	Kg/cm²	Esfuerzo admisible en Compresión
F_t=	105	Kg/cm²	Esfuerzo admisible en tracción

Fuente: manual del grupo andino tabla 7.1.

Cálculos:

Peso propio de la teja:

Peso de la teja colonial = 2,7Kg

Rendimiento = 20 piezas /m²

Dimensiones:

L= 50 cm

a1= 24 cm

a2= 18 cm

Peso del material de la cubierta (Teja Colonial)

$$P_p = P_{teja} \cdot R \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

$$P_p = 54 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

Altura de la cercha de madera

Luz de la cercha a diseñar de (2 aguas)

$$L_{total} = 7,3mL/2 = 3,65m$$

Pendiente=40%

$$\frac{100}{40} = \frac{L}{h}$$

$$h = \frac{40 * 3.65}{100} \quad h = 1.46 \text{ m}$$

Angulo de inclinación de la cubierta

$$\tan \alpha = \frac{h}{L} \quad \alpha = \tan^{-1} \left| \frac{h}{\frac{L}{2}} \right| \quad \alpha = 21,80^\circ$$

Presión del viento

La ecuación para determinar dicha presión es:

$$qv = k * (V^2/16.3) \quad q = 1.75 * (23.64^2/16.3) = 60 \text{ Kg/m}^2$$

Donde:

qv: es la carga del viento en (Kg/m²)

K: coeficientes de seguridad de acuerdo a la inclinación de la cubierta

V: velocidad del viento m/s

V = 85 Km/hr Velocidad del viento (datos de SENAMHI)

Coeficientes para la presión de viento para una inclinación de 40%

Sobrecarga de uso

Sc = 50 Kg/m² Sobrecarga de uso Ver. Cuadro N° 16

Diseño de la correa.

Asumiendo A= 2''*3''	Área	26cm ²	2.6E -3m ²
	Wx	28.2cm ³	2.82E-5m ³
	Wy	17.3cm ³	1.73E -5m ³
	Ix	91.5cm ⁴	9.15E -7m ⁴
	Iy	34.7cm ⁴	3.47E -7m ⁴
	Fm	150 Kg/cm ²	1500000 Kg/m ²

Ver. Cuadro N° 23

Peso propio correas

Densidad de madera de tipo B Ver. Cuadro N° 3

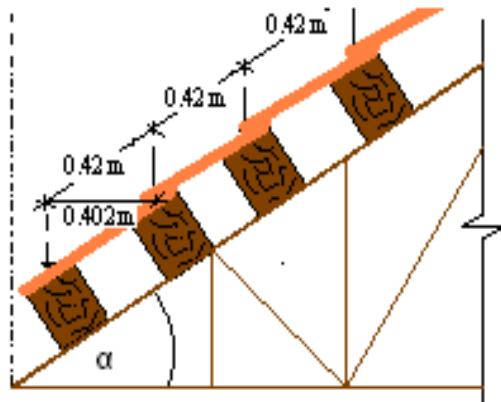
$$D_{\text{madera}} = 0,88 \text{ gr/cm}^3 = 880 \text{ Kg/m}^3$$

$$P.P.(\text{Correa}) = D_{\text{madera}} * a * b = 880 \text{ Kg/m}^3 * 0,05\text{m} * 0,075\text{m}$$

$$P.P.(\text{Correa}) = 3.30 \text{ Kg/m}$$

Cargas lineales en correas.

Área de influencia para correas



$$L' = L * \cos \alpha$$

$$L' = 0,42 * \cos 21.80$$

$$L' = 0.388 \text{ m}$$

Sobrecarga de uso.-

$$SC = 50\text{Kg/m}^2 * 0.388 \text{ m}$$

$$SC = 19.4 \text{ Kg/m}$$

Carga muerta.-

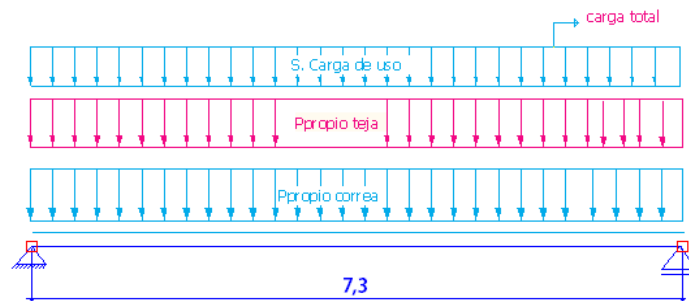
- Peso propio de cubierta

$$PP \text{ teja} = 54\text{Kg/m}^2 * 0,42\text{m}$$

$$PP_{\text{teja}} = 22,68\text{Kg/m}$$

- Peso propio correas

$$PP_{\text{correas}} = 3.30 \text{ Kg/m}$$



Carga total

$$q_{\text{Total}} = SC + PP_{\text{teja}} + PP_{\text{correas}}$$

$$q_{\text{Total}} = 19.4 + 22.68 + 3.3$$

$$q_{\text{Total}} = 45.38 \text{ Kg/m}$$

$$q_{vy} = 60 * 0.42 = 25.2 \text{ Kg/m}$$

$$q_{Tx} = 45.38 * \sin 21.8^\circ = 17.24 \text{ Kg/m}$$

$$q_{Ty} = 45.38 * \cos 21.8^\circ + q_v = 67.17 \text{ Kg/m}$$

- *Comprobación a flexión.*

$$f_m = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \quad M = \frac{q * L^2}{8}$$

Donde:

$$\frac{M_x = q_{Tx} * L^2 / 8}{M_y = q_{Ty} * L^2 / 8}$$

Despejando L, tenemos:

$$L = \sqrt{\frac{8 * f_m}{\frac{q_{Tx}}{W_y} + \frac{q_{Ty}}{W_x}}} = \sqrt{\frac{8 * 1500000}{\frac{17.24}{1.73 * 10^{-5}} + \frac{67.17}{2.82 * 10^{-5}}}} ==> L = 1.88 \text{ m}$$

- *Comprobación por deflexión.*

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

Donde:

Δ = Deflexión máxima

Sin cielo raso de yeso (para cargas permanentes +sobrecarga) $\Delta = L/250$

Despejando L, tenemos:

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

Deflexión en “x”

$$L_x = \sqrt[3]{\frac{384 * E * I_x}{250 * 5 * P_{Ty}}} = \sqrt[3]{\frac{384 * 1 * 10^9 * 9,15 * 10^{-7}}{250 * 5 * 67.17}}$$

$$L_x = 1,611 \text{ m}$$

Deflexión en “y”(para cargas permanentes +sobrecarga)

$$L_y = \sqrt[3]{\frac{384 * E * I_y}{250 * 5 * P_{Tx}}} = \sqrt[3]{\frac{384 * 1 * 10^9 * 3,47 * 10^{-7}}{250 * 5 * 17.24}}$$

$$L_y = 1.844 \text{ m}$$

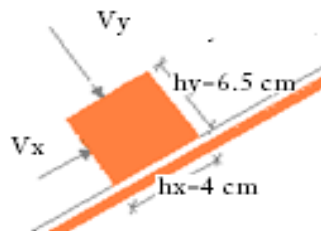
- *Comprobación por cortante.*

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

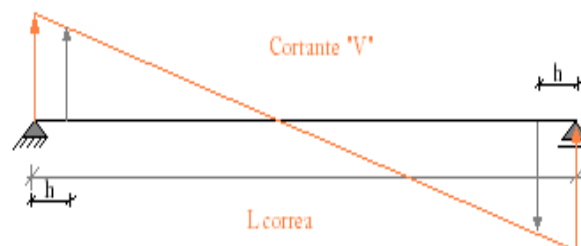
Donde:

m = Momento estático = $b * h^2 / 8$

V = Cortante a una distancia “h” del apoyo. Es igual a:



$$V = P_T * \left(\frac{L}{2} - h \right)$$



Despejando L, tenemos:

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

Cortante en “x”

$$L_x = 2 * \left(h_x + \frac{8 * 12 * 10^4 * I_x}{q_{Ty} * h_x^2} \right)$$

$$L_x = 2 * \left(0,065 + \frac{8 * 12 * 10^4 * 9,15 * 10^{-7}}{67,17 * 0,065^2} \right)$$

$$L_x = 6.379 \text{ m}$$

Cortante en “y”

$$L_y = 2 * \left(h_y + \frac{8 * 12 * 10^4 * I_y}{P_{Tx} * h_y^2} \right)$$

$$L_y = 2 * \left(0,04 + \frac{8 * 12 * 10^4 * 3,47 * 10^{-7}}{17,24 * 0,04^2} \right)$$

$$L_y = 24.58 \text{ m}$$

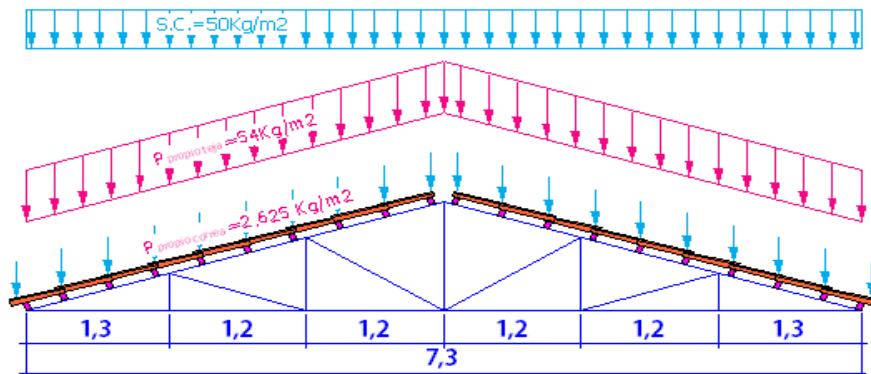
La longitud de calculo que se va a tomar es la menor multiplicado por un Coeficiente de seguridad ($\emptyset$)=0.90, por que debe cumplir con todas las comprobaciones y trabaje con su máxima eficiencia.

$$L_T = 1,616 * \emptyset = 1,844 * 0,90 \rightarrow L_T = 1,454 \text{ m}$$

$$L_{\text{Final}} = 1,45 \text{ m}$$

Análisis de cargas

Cargas que actúan para el diseño de la estructura



Peso propio de la cercha

$$W = 24 S L + 12 S L^2$$

Donde:

W = Peso Total de la cercha en N.

S = Separación entre cerchas en metros.

L = Luz de la armadura en metros.

$$W = 24 (1.45)(7.3) + 12 (1.45)(7.3)^2$$

$$W = 1181.28 \text{ N} \quad \rightarrow \quad W = 118.128 \text{ Kg}$$

$$W = \frac{118.128}{7.3} \text{ Kg/m}$$

$$W = 16.182 \text{ Kg/m}$$

Peso propio de cielo Raso

El peso del cielo raso que actúa sobre la cuerda inferior se considera como carga mínima de 30 Kg/m^2 (*manual de diseño para maderas del grupo andino*)

$$\text{PPcielo raso} = 30 * 1.45 \text{ Kg/m}$$

$$\text{PPcielo raso} = 43.5 \text{ Kg/m}$$

Sobrecarga de uso

$$\text{SC} = 50 \text{ Kg/m}^2 * 1.45$$

$$\text{SC} = 72.5 \text{ Kg/m}$$

Carga muerta

- Peso propio de cubierta

$$\text{PP teja} = 54 \text{ Kg/m}^2 * 1.45$$

$$\text{PPteja} = 78.3 \text{ Kg/m}$$

$$\text{PP teja} = 78.3 / \cos 21.8^\circ$$

$$\text{PPteja H} = 84.65 \text{ Kg/m}$$

- Peso propio correas

$$PP_{\text{correas}} = 3.3 * 1.45$$

$$PP_{\text{correas}} = 4.785 \text{ Kg/m}$$

$$PP_{\text{correas}} = 4.785 / \cos 21.8^\circ$$

$$PP_{\text{correas H}} = 5.17 \text{ Kg/m}$$

- Carga de viento

$$PP_{\text{viento}} = 60 * (\cos 21.8^\circ / \cos 21.8^\circ)$$

$$PP_{\text{viento}} = 60 * 1.45$$

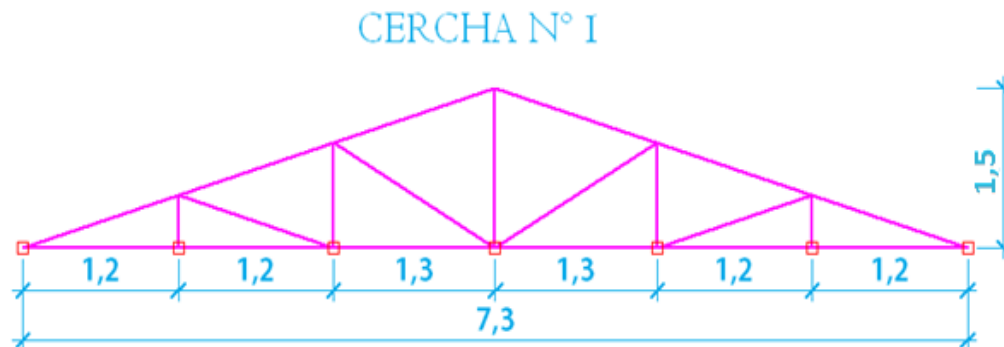
$$PP_{\text{viento H}} = 87 \text{ Kg/m}$$

CARGAS ACTUANTES PARA EL DISEÑO DE CERCHAS

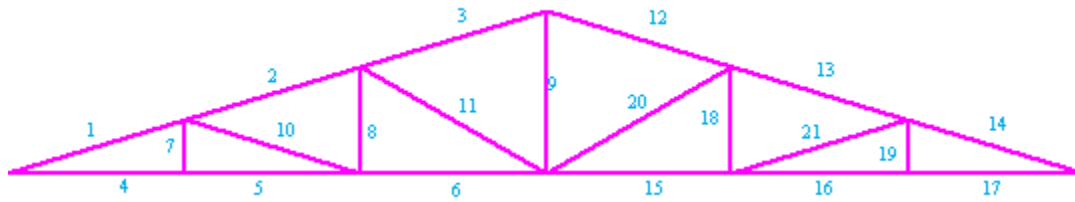
Cargas para cuerdas superiores	PPcorreas horizontal	5.17	Kg/m
	PP teja horizontal	84.65	Kg/m
	Sobre carga	72.5	Kg/m
	PP de la cercha	16.182	Kg/m
	q viento	87	Kg/m
	Σ	265.502	Kg/m

Cargas para cuerdas inferiores	PP cielo raso	43.5	Kg/m
	Σ	43.5	Kg/m

Diseño de cerchas



- **Distribución de las Posiciones de los Elementos de la Cercha.**



Fuente: elaboración propia

Se detallara sección mayor de cada uno de los elementos :

TIPO DE MADERA	TIPO "B"		
f _v =	12	n ²	Esfuerzo admisible en flexion
f _m =	150	Kg/cm ²	Esfuerzo admisible en Corte
E _{min} =	75000	Kg/cm ²	Modulo de elasticidad (Grupo B)
E _{prom} =	100000	Kg/cm ²	Modulo de elasticidad (Grupo B)
F _{c(par)} =	110	Kg/cm ²	Esfuerzo admisible en Compresion
F _{c(perp)} =	28	Kg/cm ²	Esfuerzo admisible en Compresion
F _t =	105	Kg/cm ²	Esfuerzo admisible en traccion

Fuente: manual del grupo andino tabla 7.1.

Diseño de Elementos en Tracción

Se elige el elemento mas solicitado: E9 → N= 795.98 kg

$$N = ft * A$$

Donde:

N = Carga axial de tracción.

f_t || = Fatiga admisible a la tracción paralela a las fibras.

A_c = Sección bruta – Sección proyectada de las perforaciones o rebajes.

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

$$A_{crit} = \frac{795.98}{105}$$

$$A_{crit} = 7.58$$

Adoptando tentativamente 2" x 3" = 16 cm²

$$A_{crit} < A$$

$$A = b \cdot h = 26 \text{ cm}^2$$

Dimensión Comercial (Plg)									
2" x 3"									
Dimensión Real cm.			Area	Ix	Iy	Wx	Wy	rx	ry
b (x)		h (y)	cm2	cm4	cm4	cm3	cm3	cm	cm
4.00	x	6.50	26.00	91.54	34.67	28.17	17.33	1.88	1.15

$$7.58 < 26.00 \text{ Cumple!!}$$

Sección comercial definida es 2" x 3"

Diseño de Elementos en Compresión

Se elige el elemento mas solicitado: E11 → N= - 608.77 Kg

$$L=1.576 \text{ m}$$

Adoptando tentativamente 2" x 3" = 26 cm²

Dimensión Comercial (Plg)		
2"	x	3"
Dimensión Real cm.		
Area	Ix	Iy
Wx	Wy	rx
ry		
b (x)		h (y)
cm2	cm4	cm4
cm3	cm3	cm
cm		
4.00	x	6.50
26.00	91.54	34.67
28.17	17.33	1.88
		1.15

el coeficiente K de la Ver. Cuadro N° 24 para determinar la longitud efectiva, debido a que el elemento es considerado como simplemente apoyado en ambos extremos donde K=1

$$L_{ef} = K \cdot L = 1 \cdot 1.576$$

$$L_{ef} = 1.576 \text{ m}$$

$$Ck = 0.7025 \sqrt{\frac{E_{min}}{f_c}}$$

$$Ck = 0.7025 \sqrt{\frac{75000}{110}}$$

$$Ck = 18,34$$

$$d = h = 6.5 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{d} = \frac{1.576 \cdot 100}{6.5} \rightarrow \lambda = 24.24$$

Las condiciones que debe cumplir para clasificar el tipo de columnas son las siguientes:

$$\begin{array}{ll} \lambda \leq 10 & \text{columna corta} \\ 10 > \lambda \leq Ck & \text{columna intermedia} \\ Ck > \lambda \leq 50 & \text{columnas largas} \end{array}$$

Donde $\lambda = 10.28$ se clasifica como **columna larga**

Normal admisible

Para un elemento “intermedio”, tenemos N admen función a la esbeltez.

$$N_{adm} = 0.329 \cdot \left(\frac{E * b * h}{\lambda^2} \right)$$

$$N_{adm} = 0.329 \cdot \left(\frac{75000 * 4 * 6.5}{24.24^2} \right)$$

$$N_{adm} = 3318.71 \text{ Kg}$$

Donde la condición que debe cumplir es:

$$N_{adm} > N$$

$$N_{adm} = 3318.71 \text{ Kg} > N = 608.77 \text{ Kg} \text{ Cumple!}$$

Sección comercial definida es 2” x 6”

Diseño de elementos solicitados por flexotracción.

Se elige el elementomás solicitado de la cerchaE5:

$$N = 2356.14 \text{ Kg} \quad M = 7.83 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad L = 1.20 \text{ m}$$

Dimensión Comercial (Plg)								
2"	x	4"						
Dimensión Real cm.		Area	Ix	Iy	Wx	Wy	rx	ry
b (x)	h (y)	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
4.00	x	9.00	36.00	243.00	48.00	54.00	24.00	2.60
								1.15

Adoptando tentativamente 2" x4"

Comprobación de sección por flexotracción.

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

$$\frac{2356.14}{105 \cdot 4 \cdot 9} + \frac{7.83}{43.5 \cdot 150} < 1$$

$$0.62 < 1 \quad \text{Cumple}$$

Comprobación a deflexión.

Para estructuras con cielo raso de yeso, tenemos:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{120}{300} \rightarrow \Delta_{adm} = 0,40 \text{ cm}$$

Entonces:

$$\Delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.435 \cdot 120^4}{75000 \cdot 243}$$

$$\Delta = 0,064 \text{ cm}$$

$$\Delta = 0,064 \text{ cm} < \Delta_{adm} = 0,40 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

Sección comercial definida es 2" x 4"

Diseño de elementos solicitados por flexocompresión.

se eligió el elementomás solicitado de la cercha E1.

$$N = 2478.48 \text{ Kg}$$

$$V = 171.24 \text{ Kg}$$

$$M = 55.23 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$L = 1.29 \text{ m}$$

Adoptando tentativamente 2" x 6"

Dimensión Comercial (Plg)			Area	Ix	Iy	Wx	Wy	rx	ry
2"	x	6"							
Dimensión Real cm.			cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
b (x)		h (y)							
4	x	14	56	914.667	74.6667	130.667	37.3333333	4.04145	1.1547

Longitud efectiva.

Con el coeficiente K de la Ver. Cuadro N° 24 para determinar la longitud efectiva, debido a que el elemento es considerado como simplemente apoyado en ambos extremos donde K=1

$$L_{ef} = K \cdot L = 1 \cdot 1.29$$

$$L_{ef} = 1.29 \text{ m}$$

Clasificación del elemento.

$$Ck = 0.7025 \sqrt{\frac{E_{min}}{f_c}} = 0.7025 \sqrt{\frac{75000}{110}}$$

$$Ck = 18,34$$

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

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{d} = \frac{1.29 \cdot 100}{14} \rightarrow \lambda = 9.21$$

Las condiciones que debe cumplir para clasificar el tipo de columnas son las siguientes:

$$\begin{aligned} \lambda &\leq 10 && \text{columna corta} \\ 10 > \lambda &\leq Ck && \text{columna intermedia} \\ Ck > \lambda &\leq 50 && \text{columnas largas} \end{aligned}$$

Donde $\lambda = 9.21$ se clasifica como **columna corta**

Para un elemento “corta”, tenemos N admen función a la esbeltez

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

$$N_{adm} = 110 \cdot 4 \cdot 14$$

$$N_{adm} = 5600 \text{ Kg}$$

Carga critica de Euler para pandeo en la dirección en que se aplican los momentos de flexión

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{ef}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 75000 \cdot 914,67}{129^2}$$

$$N_{cr} = 40686.09 \text{ Kg}$$



Factor de magnificación de momento debido a la presencia de la carga axial.

$$k_m = \frac{1}{1 - 1,5 \cdot \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - 1,5 \cdot \frac{2478.48}{40686.09}}$$

$$k_m = 1.10$$



Comprobación por flexocompresión.

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

$$\frac{2478.48}{5600} + \frac{1,1 \cdot |5523|}{265,502 \cdot 150} < 1$$

$$0,59 < 1 \quad \text{Cumple}$$



Comprobación a deflexión.

Para estructuras con cielo raso de yeso, tenemos:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{129}{300} \rightarrow \Delta_{adm} = 0,43 \text{ cm}$$

Entonces:

$$\Delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2.655 \cdot 129^4}{75000 \cdot 914.17}$$

$$\Delta = 0,14 \text{ cm}$$

$$\Delta = 0,14 \text{ cm} < \Delta_{adm} = 0,43 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$



Comprobación por corte.

$$m = \frac{b \cdot h^2}{8} = \frac{4 \cdot 14^2}{8} \rightarrow m = 98 \text{ cm}^3$$

$$f_v = \frac{\left(\frac{v}{L} \cdot (L - h)\right) \cdot m}{b \cdot I} = \frac{\left(\frac{171,24}{129} \cdot (129 - 14)\right) \cdot 98}{4 \cdot 914,67}$$

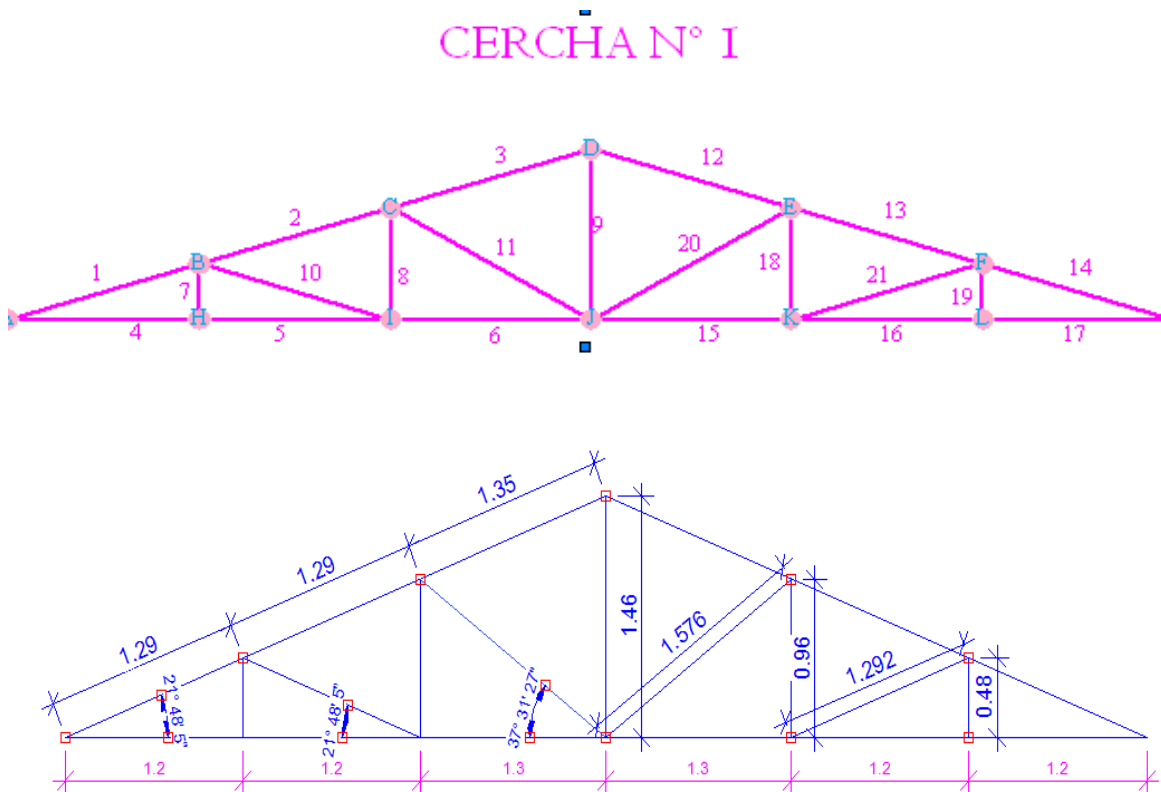
$$f_v = 4.16 \text{ Kg}$$

$$f_v = 4.16 \text{ Kg} < F_v = 12 \text{ Kg} \quad \text{Cumple}$$



Sección definitiva comercial, 2" x 6"

Diseño de uniones



Para este análisis, se empleo la ecuación de Hankinson

Nudo A / Barra N°1

Con el tipo de madera, la base de los elementos de la cercha ya diseñada anteriormente, se puede asumir un diámetro del pernoa emplear para la unión, donde cumpla con las condiciones de separación entre pernos y la distancia hacia los bordes $s = 2d$, asimismo obtener los valores de “P” y “Q”, de Ver. Cuadro N° 25 con los siguientes valores:

Grupo de madera = Tipo B

Base del elemento $E1 = 2'' = 5 \text{ cm}$

De tabla $P = 420 \text{ Kg}$

$Q = 168 \text{ Kg}$

$\alpha = 21^\circ 48' 5'' = 21.801$

$N = 2478.14$

Diámetro “d” asumido $= 0,95 \text{ cm} = 3/8''$

Con los datos anteriores, se aplica la ecuación de Hankinson y se obtiene la carga admisible, siendo:

$$N_{adm} = \frac{P \cdot Q}{P \cdot \sin^2 \alpha + Q \cdot \cos^2 \alpha}$$
$$N_{adm} = \frac{420 \cdot 168}{420 \cdot \sin^2 16,77 + 168 \cdot \cos^2 16,77}$$
$$N_{adm} = 435 \text{ Kg}$$

El número de pernos:

División entre la fuerza axial correspondiente al elemento y la carga admisible.

$$\#Pernos = \frac{N}{N_{adm}} = \frac{2478.14}{435} = 5.69$$

#Pernos = 6 → 6 Ø 3/8

Nudo A / Barra N° 4

Con el tipo de madera, la base de los elementos de la cercha ya diseñada anteriormente, se puede asumir un diámetro del pernoa emplear para la unión, donde cumpla con las condiciones de separación entre pernos y la distancia hacia los bordes $s = 2d$, asimismo obtener los valores de “P” y “Q”, de tabla Ver. Cuadro N° 25 con los siguientes valores:

Grupo de madera = Tipo B

Base del elemento $E1 = 2'' = 5 \text{ cm}$

De tabla $P = 420 \text{ Kg}$

$Q = 168 \text{ Kg}$

$\alpha = 0$

$N = 2356.14$

Diámetro “d” asumido $= 0,95 \text{ cm} = 3/8''$

Con los datos anteriores, se aplica la ecuación de Hankinson y se obtiene la carga admisible, siendo:

$$N_{adm} = \frac{P \cdot Q}{P \cdot \sin^2 \alpha + Q \cdot \cos^2 \alpha}$$
$$N_{adm} = \frac{420 \cdot 168}{420 \cdot \sin^2 16,77 + 168 \cdot \cos^2 16,77}$$
$$N_{adm} = 525 \text{ Kg}$$

El número de pernos:

División entre la fuerza axial correspondiente al elemento y la carga admisible.

$$\#Pernos = \frac{N}{N_{adm}} = \frac{2356.14}{525} = 4,49$$

$$\#Pernos = 5 \rightarrow 5 \text{ } \emptyset 3/8$$

La determinación de las demás uniones, se las realizo de la misma manera, y se encuentran en el Ver Anexo A.3

3.5.2. Estructura de sustentación de la edificación.

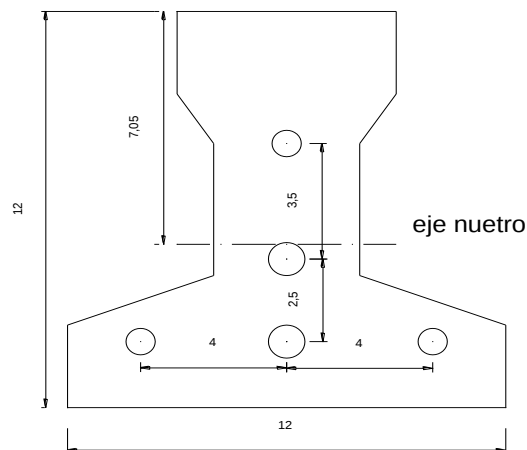
a).-Diseño de losa alivianada

Las losas tanto de cubierta como de entrepisos son conformadas por viguetas pretensadas concretas con complemento de plastroform, una capa de compresión y un arriostramiento en caso de luces mayores a 5 metros, las cuales cumplen con las solicitaciones en el proyecto ya que satisfacen la norma NB 997 Elementos prefabricados de hormigón - Viguetas prefabricadas de hormigón pretensado - Requisitos y métodos de ensayo.

Se optó por losa alivianada por la facilidad constructiva que ofrecen y por el reducido peso propio de la misma, favoreciendo el diseño ya que se redujeron así las solicitaciones presentes en la estructura debidas al peso muerto.

A continuación se realiza la verificación de una de las viguetas pretensadas:

Verificación de la vigueta pretensada.



PROPIEDADES DE LA VIGUETA EN TIEMPO CERO (t=0)

Area	A (cm ²) =	80.50
Brazomecánico inferior	Y _i (cm) =	4.95
Brazomecánico superior	Y _s (cm) =	7.05
Inercia x	I _{xc} (cm ⁴) =	1132.30
Resistencia característica del H ^o	f _c (kg/cm ²)=	350.00

Resistencia característica del H° en fase intermedia 80 %	f'c (kg/cm2)=	280.00
Luz de la vigueta	L (cm) =	535.00

Momento debido al peso propio	Mo =	7200.34766	kg*cm
-------------------------------	------	------------	-------

CALCULO FUERZA DE PRETENSADO

$$f_{pu}(\text{kg/cm}^2) = 18000$$

$$f_{ps}(\text{kg/cm}^2) = 14400$$

Considerando un 10% de pérdidas:

$$F_p = f_{ps} * A_{ps} (\Phi 4) * 0.9 = 1628.60 \text{ Kg} \quad 3 \text{ barras } F_p = 4885.80 \text{ Kg}$$

$$F_p = f_{ps} * A_{ps} (\Phi 5) * 0.9 = 2544.69 \text{ Kg} \quad 2 \text{ barras } F_p = 5089.38 \text{ Kg}$$

Cálculo del Mo verificando esfuerzo de tracción

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

xxxx

$$f_{1-0} = -76.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{t-i} = 13.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{t-i} = 0.8 * \sqrt{f^i c}$$

f_{1-0}	$\leq$	f_{t-i}
-----------	--------	-----------

CUMPLE

Cálculo del Mo verificando esfuerzo de compresión

$$f_{2-0} = \left[- \left(\frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\Phi 5)}{A_{ss}} \right) + \left(\sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) - \left(\frac{M_o \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) + \left(- \frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) \right]$$

$$f_{2-0} = -150.55 \text{ Kg/cm}^2$$

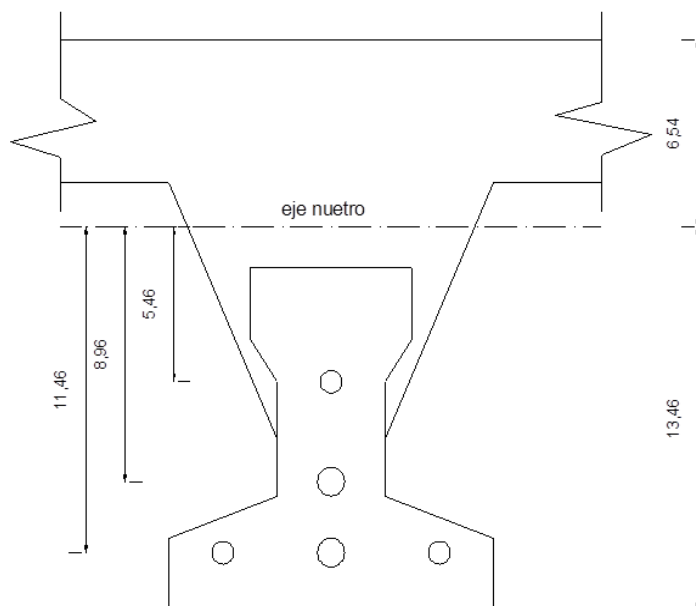
$$f_{c-i} = -168.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{c-i} = -0.6 * f^i c$$

f_{2-0}	$\leq$	f_{c-i}
-----------	--------	-----------

CUMPLE

Propiedades de la vigueta compuesta en $t = \infty$



Area	A (cm ²) =	385.5
Brazomecánico inferior	Yi (cm) =	13.46
Brazomecánico superior	Ys (cm) =	6.54
Inercia x	Ixc (cm ⁴) =	11787.5
Resistencia característica del H°	fc (kg/cm ²)=	350
Resistencia característica del H° en fase final 100%	f'c (kg/cm ²)=	350
Luz de la vigueta	L (cm) =	535.00
Alturacapacompresión	hf (cm) =	5

Ancho efectivo de la losa

1. b (cm) = 133.75

$$b \leq \frac{1.L}{4}$$

2. b (cm) = 84

$$b = 2*8*hf + bw$$

Se escoge el menor de los 2 valores $b = 84$ cm pero en ningún momento el ancho efectivo será mayor a la distancia entre ejes de las viguetas, como en este caso se colocará viguetas a cada 50 cm el ancho efectivo será:

$$b \text{ (cm)} = 50$$

Homogenizando la sección

$$b_{tr} \text{ (cm)} = 38.73 \quad b_{tr} = b * \sqrt{\frac{f'_c l}{f'_c}}$$

CALCULO DE LA FUERZA DE PRETENSADO

Tomando el 20% por pérdidas

$$F_p = f_{ps} * A_{ps}(\Phi 4) * 0.8 = 1447.65 \text{ Kg} \quad 3 \text{ barras } F_p = 4342.94 \text{ Kg}$$

$$F_p = f_{ps} * A_{ps}(\Phi 5) * 0.8 = 2261.95 \text{ Kg} \quad 2 \text{ barras } F_p = 4523.89 \text{ Kg}$$

CALCULO DEL MT VERIFICANDO ESFUERZO DE COMPRESIÓN

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

$$f_{1-\infty} = 16.65 - 0.0005548 * M_t \text{ Kg}$$

$$f_{cs} = 210 \text{ Kg} \quad f_{cs} = 0.6 * f'_c$$

$$\text{Sabido que:} \quad f_{1-\infty} \geq f_{cs}$$

Reemplazando valores y despejando el M_t :

$$M_t \leq 408525.59 \text{ Kg*cm}$$

CALCULO DEL MT VERIFICANDO ESFUERZO DE TRACCIÓN

$$f_{2-\infty} = \left[-\left(\frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\Phi 5)}{A_{ss}} \right) + \left(\sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) - \left(\frac{M_T \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) + \left(-\frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) \right]$$

$$f_{ts} = 37.42 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_{ts} = 2 * \sqrt{f'_c}$$

Sabiendoque: $f_{2-\infty} \leq f_{ts}$

Reemplazando valores y despejando el Mt:

$$Mt \leq 142030 \text{ Kg*cm} \quad \text{Que será nuestro límite por ser el menor.}$$

CALCULO DEL MOMENTO TOTAL ACTUANTE EN LA VIGUETA

$$QT = Q_{viva} + Q_{muerta} + Q_{cerámica} + Q_{vigueta}$$

$$QT = 280.127 \text{ Kg/m}$$

$$QTd = 4.48 \text{ Kg/cm}$$

$$Mt_{real} = 160358.701 \text{ Kg*cm}$$

El Mt calculado se encuentra dentro de los rangos fijados ya que:

$$\frac{160358.701}{Mt_{real}} \leq \frac{142030}{Mt} \quad \text{CUMPLE}$$

VERIFICANDO LA FLECHA

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{L}{500}$$

$$\Delta_{ps} = -0.72 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pp} = 1.35 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ps} = \frac{F_{ps} * e * L^2}{8 * E_{cp} * I_{ss}}$$

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} = 0.63 \text{ cm}$$

$$L/500 = 1.07 \text{ cm}$$

0.63	$\leq$	1.07
$\Delta_{ps} + \Delta_{pp}$		L/500

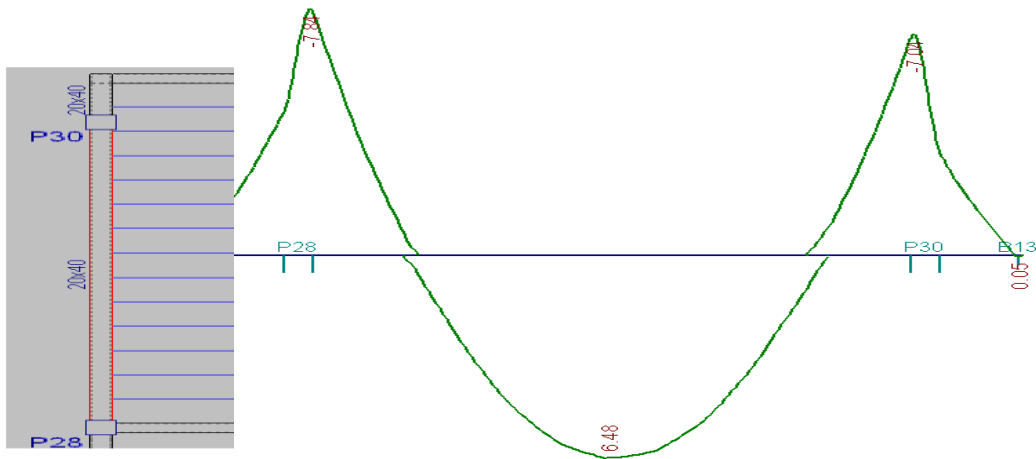
CUMPLE

b).-Diseño de Vigas.

Para el predimensionamiento de las vigas se procedió a cargar los pórticos en el programa Cypecad-2011, para obtener las máximas solicitaciones en los elementos que forman parte de la estructura.

Se realizará la comprobación manual de la viga más solicitada con los resultados obtenidos por dicho programa.

Las Envolventes de la viga son las siguientes.



🖨 Cálculo de la armadura longitudinal positiva.

El momento máximo de diseño positivo en la viga entre las columnas P28-P30

$$M_d = 6.47 \text{ Tn} \cdot \text{m} = 647000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Datos iniciales:

$$b_w = 0.20 \text{ m} = 20 \text{ cm} \quad d = L/12 - L/15$$

$$d = h - d_1 = 40 - 2 = 38 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = f_{ck}/1.5 = 210/1.5 = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 4200/1.15 = 3652.174 \text{ kg/cm}^2$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{647000}{20 \cdot 38^2 \cdot 140} = 0.160$$

$$\mu_{dlim} = 0,332 \rightarrow \text{Para } \rho_{fy} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{dlim} \rightarrow 0,160 < 0,332$$

Entramos en el Ver. Cuadro N° 19 con $\mu_d = 0,16$ para obtener la Cuantía mecánica (w_s):

$$w_s = 0.1795$$

Con la Cuantía mecánica se determina el área de acero, que es:

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1795 \cdot 20 \cdot 38 \cdot \frac{140}{3652,174} = 5.23 \text{ cm}^2$$

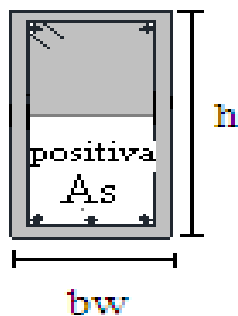
Cuantía mecánica mínima w_{smin} obtenida del Ver. Cuadro N° 20

Para $\rho_{fy} = 4200 \text{ kg/cm}^2$, determina el área de acero mínima, que es:

$$w_{smin} = 0,0033$$

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d = 0,0033 \cdot 20 \cdot 38 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Adoptamos la mayor entre la armadura mínima A_{min} y A_s calculada, siendo esta la siguiente:



$$A_s = 5.23 \text{ cm}^2$$

Buscamos en tablas la mejor combinación de diámetros para que cumplan con el con el área calculada A_s positiva ϕ

Cálculo de la armadura longitudinal negativa

Columna P28

El momento máximo de diseño negativo en la viga es:

$$Md = 7.72 \text{ Tn} \cdot \text{m} = 772000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{772000}{20 \cdot 38^2 \cdot 140} = 0.191$$

$$\mu_{dlim} = 0,332 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{dlim}$$

$$0.191 < 0,332$$

Entramos en el Cuadro N° 19 con $\mu_d = 0.191$ para obtener la Cuantía mecánica (w_s):

$$w_s = 0.220$$

Con la Cuantía mecánica se determina el área de acero, que es:

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.220 \cdot 20 \cdot 38 \cdot \frac{140}{3652,174} = 6.41 \text{ cm}^2$$

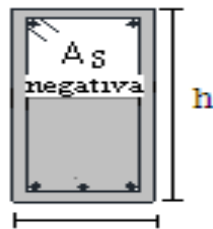
Cuantía mecánica mínima w_{smin} obtenida del Ver. Cuadro N° 20 Para acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, determina el área de acero mínima, que es:

$$w_{smin} = 0,0033$$

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d = 0,0033 \cdot 20 \cdot 38 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Adoptamos la mayor entre la armadura mínima A_{min} y A_s calculada, siendo esta la

siguiente:



$$A_s = 6.410 \text{ cm}^2$$

Buscamos en ϕ tablas la mejor combinación de diámetros para que cumplan con el con el área calculada A_s negativa ϕ

Cálculo de la armadura longitudinal negativa

Columna P30

El momento máximo de diseño negativo en la viga es:

$$Md = 7.2 \text{ Tn} \cdot m = 720000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{720000}{20 \cdot 38^2 \cdot 140} = 0.178$$

$$\mu_{d\lim} = 0.332 \rightarrow \text{Para } a_{\text{acero}} f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d\lim}$$

$$0.178 < 0.332$$

Entramos en el Cuadro N° 19 con $\mu_d = 0.178$ para obtener la Cuantía mecánica (w_s):

$$w_s = 0.203$$

Con la Cuantía mecánica se determina el área de acero, que es:

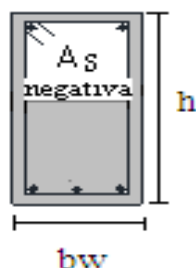
$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.203 \cdot 20 \cdot 38 \cdot \frac{140}{3652.174} = 5.914 \text{ cm}^2$$

Cuantía mecánica mínima $w_{s\min}$ obtenida del Ver. Cuadro N° 20 Para $a_{\text{acero}} f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, determina el área de acero mínima, que es:

$$w_{s\min} = 0.0033$$

$$A_{s\min} = w_{s\min} \cdot b_w \cdot d = 0.0033 \cdot 20 \cdot 38 = 2.51 \text{ cm}^2$$

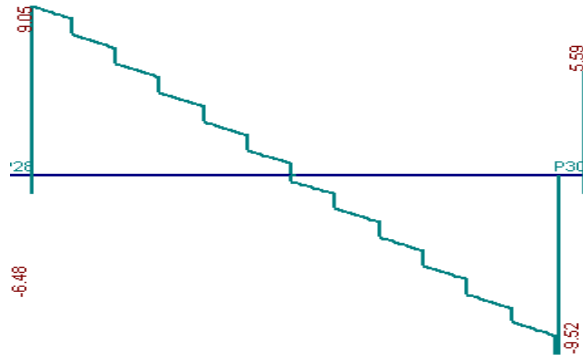
Adoptamos la mayor entre la armadura mínima $A_{\min}$ y A_s calculada, siendo esta la siguiente:



$$A_s = 5.914 \text{ cm}^2$$

Buscamos en tablas la mejor combinación de diámetros para que cumplan con el con el área calculada A_s negativa ϕ

Cálculo de la armadura transversal



Columna P28

En cortante máximo de diseño en la viga es:

$$V_d = 9.05 \text{ Tn} = 9050 \text{ kg}$$

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5,916 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 5,916 \cdot 20 \cdot 38 = 4496,22 \text{ kg}$$

Si:

$$V_d < V_{cu} \rightarrow 9050 > 4496,22$$

Necesita armadura transversal V_{cu} es mayor V_d

t: un metro de longitud

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0,30 \cdot 140 \cdot 20 \cdot 38 = 31920 \text{ kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow 4496,22 < 9050 < 31920$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 9050 - 4496,22 = 4553.78 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{4553.78 \cdot 100}{0,90 \cdot 38 \cdot 3652,174} = 3.646 \text{ cm}^2/m$$

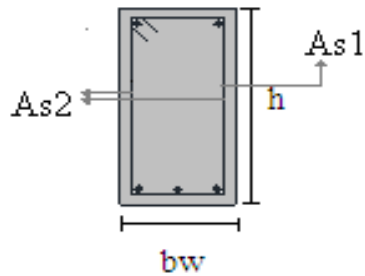
Calculando A_{smin} .

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

Armadura transversal final para dos piernas es:

$$A_{s2} = A_s + A_{smin} = 3.646 + 1,533 = 5.179 \text{ cm}^2/m$$

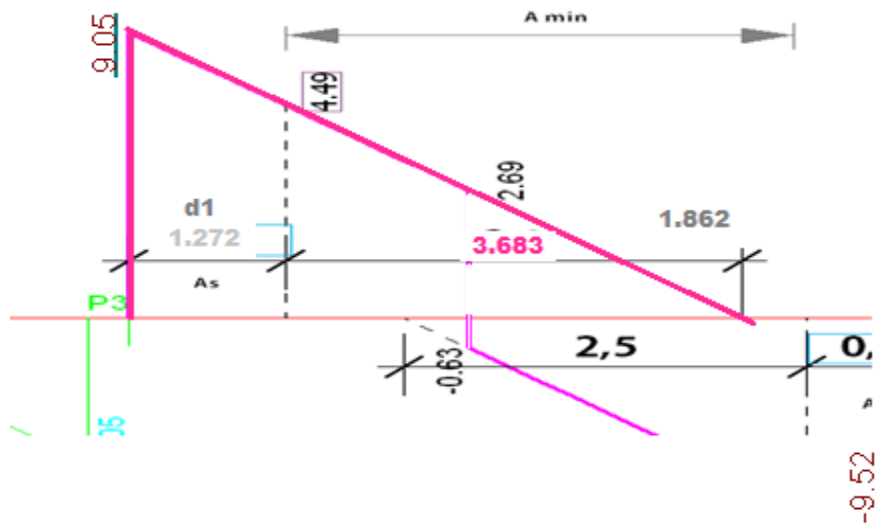
La armadura transversal para una pierna será:



$$A_{s1} = \frac{A_{s2}}{2} = 5. \frac{179}{2} = 2.589 \text{ cm}^2/m$$

Determinación de la longitud de aplicación de A_{s1} :

$V_{cu} = 4496,22 \text{ Kg}$ $V_{cu} = 4.49$ es el límite de aplicación de A_{s1}



$$d1 = (3.683/9.05) \cdot 3.15 = 1.28 \text{ m}$$

$$As1 = 2.589 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adoptando un diámetro de } \phi 6 \rightarrow A\phi 6 = 0.283 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ de barras} = As1/A\phi 6 = 9.148 = 10 \text{ barras}$$

$$e = 100/N^\circ b = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Armadura de las barras } Ast(\text{m}^2/\text{m}) \rightarrow N^\circ b \cdot A\phi = 2.83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$2.83 > 2.589 \text{ ok!}$$

$$X = 1.278 \text{ distancia de armadura de } \phi 6 \text{ c/10}$$

Columna P30

En cortante máximo de diseño en la viga es:

$$Vd = 9.52 \text{ Tn} = 9520 \text{ kg}$$

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \cdot \sqrt{140} = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 5,92 \cdot 20 \cdot 38 = 4499.20 \text{ kg}$$

Si:

$$V_d > V_{cu} \rightarrow 9520 > 4499.20$$

Necesita armadura transversal,

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0,30 \cdot 140 \cdot 20 \cdot 38 = 31920 \text{ kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow 4499,20 < 9520 < 31920$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 9520 - 4499,20 = 5020.8 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{5020.8 \cdot 100}{0,90 \cdot 38 \cdot 3652,174} = 4.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

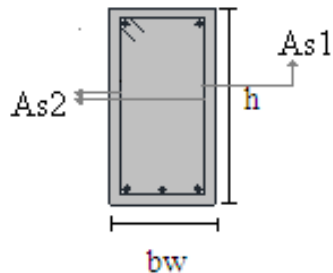
Calculando Asmin.

$$A_{smin} = 0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 \cdot 20 \cdot 100 \cdot \frac{140}{3652,174} = 1,53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal final para dos piernas es:

$$A_{s2} = A_s + A_{smin} = 4.02 + 1,53 = 5.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La armadura transversal para una pierna será:



$$A_{s1} = \frac{A_{s2}}{2} = \frac{5.55}{2} = 2.775 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación de la longitud de aplicación de As1:

$$V_{cu} = 4496,22 \text{ Kg}$$

$$d1 = (3.683 / 9.52) \cdot 3.15 = 1.218 \text{ m}$$

$$As1 = 2.775 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adoptando un diámetro de } \phi 6 \rightarrow A\phi 6 = 0.283 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = As1 / A\phi 6 = 9.8 = 10 \text{ barras}$$

$$e = 100 / \text{N}^\circ \text{ b} = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Armadura de las barras } Ast(\text{cm}^2/\text{m}) \rightarrow \text{N}^\circ \text{ b} \cdot A\phi = 2.83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

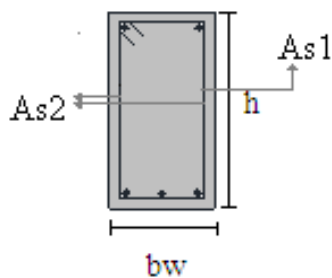
$$2.83 > 2.775 \text{ ok!}$$

X = 1.218m distancia de armadura de $\phi 6$ c/10

Para la armadura transversal mínima $\rightarrow$ calcular As_{min} .

$$A_{smin2} = 0.02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 \cdot 20 \cdot 100 \cdot \frac{140}{3652.174} = 1.53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La armadura transversal para una pierna será:



$$A_{smin1} = A_{smin2} / 2$$

$$A_{smin1} = 1.53 / 2 = 0.77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As1 = 0.77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adoptando un diámetro de } \phi 6 \rightarrow A\phi 6 = 0.283 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = As1 / A\phi 6 = 2.72 = 3 \text{ barras}$$

$e=100/N^\circ$ b por norma máximo 25 de espaciamiento. Para que pueda cumplir con la norma: $e \leq 25 \text{ cm}$ - $e \leq 0.85*d$

Armadura de las barras $A_{st} \text{ (cm}^2/\text{m)} \rightarrow N^\circ b * A_\phi = 0.849 \text{ cm}^2/\text{m}$

$0.849 > 0.77$ ok!

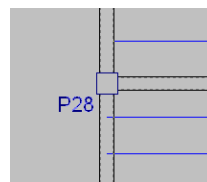
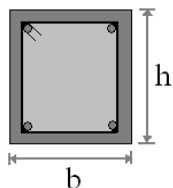
Armadura mínima de $d = 3.72 \text{ m} \rightarrow \phi 6 \text{ c}/25$

Resumen de armadura			As calculada	As(cm ²)						As adoptada total
				Ø6 (0,283)	Ø8 (0,503)	Ø10 (0,785)	Ø12 (1,130)	Ø16 (2,01)	s	
Armadura Longitudinal	positiva	central	5.23				3	1		5.4
	Negativa	columna P3	6.41					1		3,58
		Columna P10	5.914				2	2		6.28
Armadura Trasversal	Posicion de cotas	0 - 0,95 (P3)	2.589	10					c/10	2.83
		0,95 - 4,48 (Amin)	2.55	3					c/25	0,849
		4,48 - 4,95 (P10)	2.775	10					c/10	2.83

c).- Diseño de Columnas.-

Para la comprobación del diseño de columnas, se tomara en cuenta los esfuerzos y dimensiones de la columna **P10**, obtenidos del programa CYPE 2010.

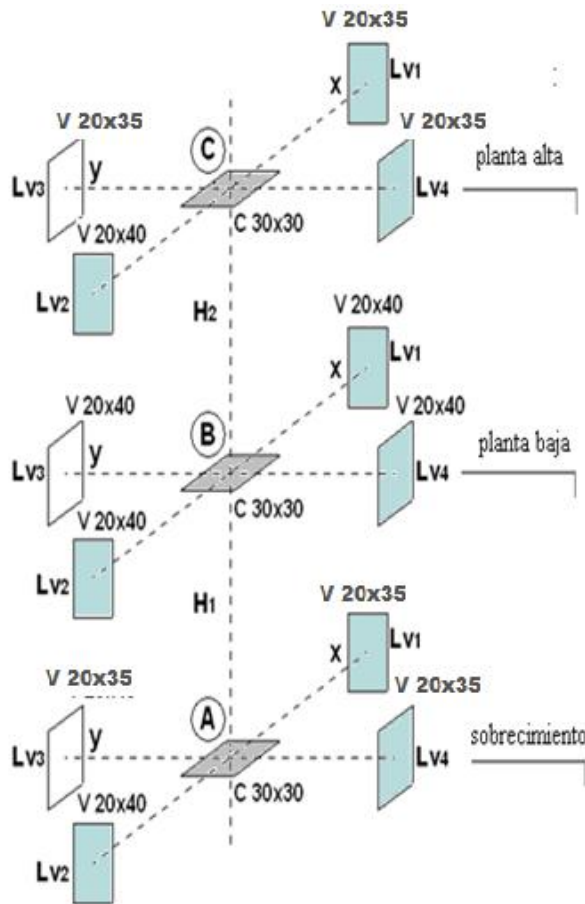
Geometría y esfuerzos de la columna P10:



 P10	Altura H (m)	Hipótesis	Máximas sollicitación		
			N (Kg)	Mx (Kg*m)	My (Kg*m)
PB-PA	3	W total	27170	1470	-1800
SC-PB	3.30		38390	2690	-1010

📐 Cálculo de la esbeltez geométrica - comprobación al pandeo:

El esquema de la columna es el siguiente:



Para las vigas de 20x35 se tiene:		
Ix (cm4)=	71458	
Iy (cm4)=	23333	
Para las vigas de 20x40 se tiene:		
Ix (cm4)=	106667	
Iy (cm4)=	26667	
Para las vigas de 20x35 se tiene:		
Ix (cm4)=	106667	
Iy (cm4)=	26667	
Para las columnas de 30x30 se tiene:		
Ix (cm4)=	67500	
Iy (cm4)=	67500	

Lv1 (cm)=	628	
Lv2 (cm)=	428	
Lv4 (cm)=	535	

H1 (cm)=	330	
H2 (cm)=	300	

📐 Cálculo de la longitud de pandeo:

Para el coeficiente K, se calculará Ψ :

$$\Psi = \frac{\sum \left(\frac{E \cdot I}{L} \right) \text{columnas}}{\sum \left(\frac{E \cdot I}{L} \right) \text{vigas}}$$

El cálculo Ψ se realizó en función al esquema de representación anteriormente:

En A: Sobrecimiento	En B: Planta baja –Planta Alta	En C: Planta Alta
$\Psi_y = 0.68$	$\Psi_y = 1.44$	$\Psi_y = 0.75$
$\Psi_x = 0.5$	$\Psi_x = 1.04$	$\Psi_x = 0.54$

Entrando a la Ver. Cuadro N° 21 con los valores obtenidos de Ψ_x y Ψ_y se obtiene los valores de K:

Tramo A-B:

K _x =	1.25
K _y =	1.32

Tramo B-C:

K _x =	1.33
K _y =	1.3

Se tomara el mayor valor de K en ambos tramos respectivamente:

Tramo A-B:

K =	1.25
------------	-------------

Tramo B-C:

K =	1.33
------------	-------------

Longitud de pandeo:

La longitud de pandeo se calcula con:

Planta Baja:

$$l_0 = L \cdot K = 3,30 \cdot 1,25 = 4.125 \text{ m} = 412.5 \text{ cm}$$

Planta Alta:

$$l_0 = L \cdot K = 3 \cdot 1,33 = 3,99 \text{ m} = 399 \text{ cm}$$

Calculo esbeltez geométrica:

$$\lambda g = \frac{l_0}{h}$$

Donde:

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

Planta Baja:

$$\lambda g_x = \frac{l_0}{h} = \frac{402.6}{30} = 13.75$$

$$\lambda g_y = \frac{l_0}{h} = \frac{402.6}{30} = 13.75$$

Planta Alta:

$$\lambda g_x = \frac{l_0}{h} = \frac{372}{30} = 13.3$$

$$\lambda g_y = \frac{l_0}{h} = \frac{372}{30} = 13.3$$

En ambos casos la esbeltez geométrica es mayor a 10, por lo tanto se presenta excentricidad de primer orden.

Excentricidad de primer orden (Planta Baja):

Para una columna de 30 cm x 30 cm, tenemos:

$$e_{0x} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{2690 * 100}{31330} = 7.007 \text{ cm}$$

$$e_{0y} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{1010 * 100}{31330} = 2.63 \text{ cm}$$

Del resultado anterior se debe escoger el mayor.

$$e_0 = 7.07 \text{ cm}$$

Excentricidad ficticia:

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

$$e_a = \left(3 + \frac{3652,174}{3500} \right) \cdot \frac{30 + 20 \cdot 7.007}{30 + 10 \cdot 7.007} \cdot \frac{412.5^2}{30} \cdot 10^{-4}$$

$$e_a = 3.743 \text{ cm}$$

Excentricidad total:

La excentricidad total es:

$$e_T = e_0 + e_a = 7.007 + 3.743 = 10.85 \text{ cm}$$

Excentricidad de primer orden (Planta Alta):

Para una columna de 30 cm x 30 cm, tenemos:

$$e_{0x} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{1470 * 100}{27170} = 5.41 \text{ cm}$$

$$e_{0y} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{1800 * 100}{27170} = 6.625 \text{ cm}$$

Del resultado anterior se debe escoger el mayor.

$$e_0 = 6.625 \text{ cm}$$

 Excentricidad ficticia:

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

$$e_a = \left(3 + \frac{3652,174}{3500}\right) \cdot \frac{30 + 20 \cdot 6.625}{30 + 10 \cdot 6.625} \cdot \frac{399^2}{30} \cdot 10^{-4}$$

$$e_a = 4.228 \text{ cm}$$

 Excentricidad total:

La excentricidad total es:

$$e_T = e_0 + e_a = 6.625 + 4.228 = 10.85 \text{ cm}$$

 Refuerzo longitudinal (Planta Baja):

Datos:

COTA:		0.15 -3.45	
Excentricidad total:	etotal =	10.72	cm
Esfuerzo normal de calculomayorada	Nd =	38990	Kg
Momentos flectores de cálculo dirección x	Mxd =	269000	Kg*cm
Momentos flectores de cálculo dirección y	Myd =	101000	Kg*cm
Canto paralelo al eje x	a =	30	cm
Canto paralelo al eje y	b =	30	cm
Resistencia cálculo del hormigón	fcd =	140	Kg/cm2
Resistencia cálculo del acero	fyd =	3652,17	Kg/cm2

a) Axil reducido.

$$v = \frac{N_d}{a \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{38390}{30 \cdot 30 \cdot 140} = 0.305$$

b) Momento reducido alrededor del eje X.

$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_T}{a \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = \frac{38390 \cdot 10.72}{30 \cdot 30^2 \cdot 140} = 0.109$$

c) Momento reducido alrededor del eje y.

$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_T}{a^2 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{38390 \cdot 10.72}{30 \cdot 30^2 \cdot 140} = 0.109$$

- Momento reducido mayor.

$$\mu_1 = 0,109$$

- Momento reducido menor.

$$\mu_2 = 0,109$$

- d) Cuantía mecánica.

Con el momento reducido ($\mu=0.109$) y del axil reducido ($v=0.305$) de ábacos

Ver. Cuadro N° 21.1 obtenemos (ω):

$$\text{Para } v = 0,2 \rightarrow \omega = 0.9$$

$$\text{Para } v = 0,4 \rightarrow \omega =$$

Entonces, interpolando para $v=0,305$, tenemos:

$$\omega = 0$$

- e) Armadura de Acero total.

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0 \cdot 30 \cdot 30 \cdot 140}{3652,174} = 0 \text{ cm}^2$$

- f) Armadura mínima.

$$A_{smin} = 0,006 \cdot a \cdot b = 0,006 \cdot 30 \cdot 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

- g) Armadura elegida.

$$A_s = 5.40 \text{ cm}^2$$

- h) Disposición de armadura.

$$A_s = 4 \text{ } \emptyset 16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

Refuerzo longitudinal (Planta Alta):

Datos:

COTA:	3.45–6.45		
Excentricidad total:	etotal =	10.85	cm
Esfuerzo normal de calculomayorada	Nd =	27170	Kg
Momentos flectores de cálculo dirección X	Mxd =	147000	Kg*cm
Momentos flectores de cálculo dirección Y	Myd =	180000	Kg*cm
Canto paralelo al eje X	hx =	30	cm
Canto paralelo al eje Y	hy =	30	cm
Resistencia cálculo del hormigón	fcd =	140	Kg/cm2
Resistencia cálculo del acero	fyd =	3652,174	Kg/cm2

a) Axil reducido

$$v = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{27170}{30 \cdot 30 \cdot 140} = 0.2156$$

b) Momento reducido alrededor del eje X.

$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_T}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = \frac{27170 \cdot 10.85}{30 \cdot 30^2 \cdot 140} = 0.078$$

c) Momento reducido alrededor del eje Y.

$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_T}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = \frac{27170 \cdot 10.85}{30^2 \cdot 30 \cdot 140} = 0.078$$

- Momento reducido mayor.

$$\mu_1 = 0,078$$

- Momento reducido menor.

$$\mu_2 = 0,078$$

d) Cuantía mecánica.

e) Con el momento reducido ($\mu=0.078$) y del axil reducido ($v=0.2156$) de ábacos
Ver. Cuadro N° 21.1, obtenemos (ω):

$$\text{Para } v = 0 \rightarrow \omega = 0.11$$

$$\text{Para } v = 0,2 \rightarrow \omega = 0$$

Entonces, interpolando para $v=0,195$, tenemos:

$$\omega = 0,00858$$

f) Armadura de Acero total.

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,00858 \cdot 30 \cdot 30 \cdot 140}{3652,174} = 0.296 \text{ cm}^2$$

g) Armadura mínima.

$$A_{smin} = 0,008 \cdot h_x \cdot h_y = 0,006 \cdot 30 \cdot 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

h) Armadura elegida.

$$A_s = 7.2 \text{ cm}^2$$

i) Disposición de armadura.

$$A_s = 4\emptyset 16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

 Refuerzo transversal (Planta Baja):

$$\phi A_{sTrans.} = 25\% \cdot \phi A_{sLong.} = 0,25 \cdot 16 = 4 \text{ mm}$$

$$\phi A_{sTrans.min} = 6 \text{ mm} = 0,6 \text{ cm}$$

$$\phi A_{sTrans.} \text{ elegida} = 6 \text{ mm}$$

Separación (s), debe cumplir con las siguientes condiciones :

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 0.85 \cdot d \\ 30cm \\ 15 \cdot \phi_{LONG.} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 0.85 \cdot 28 \\ 30cm \\ 15 \cdot 1.6 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} 23.8cm \\ 30cm \\ 24cm \end{array}$$

Por facilidad constructiva, se tomará un espaciamiento de:

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

 Refuerzo transversal (Planta Baja):

$$\phi A_{sTrans.} = 25\% \cdot \phi A_{sLong.} = 0,25 \cdot 16 = 4 \text{ mm}$$

$$\phi A_{sTrans.} = 6 \text{ mm} = 0,6 \text{ cm}$$

$$\phi A_{sTrans.} \text{ elegida} = 6 \text{ mm}$$

Separación (s), debe cumplir con las siguientes condiciones:

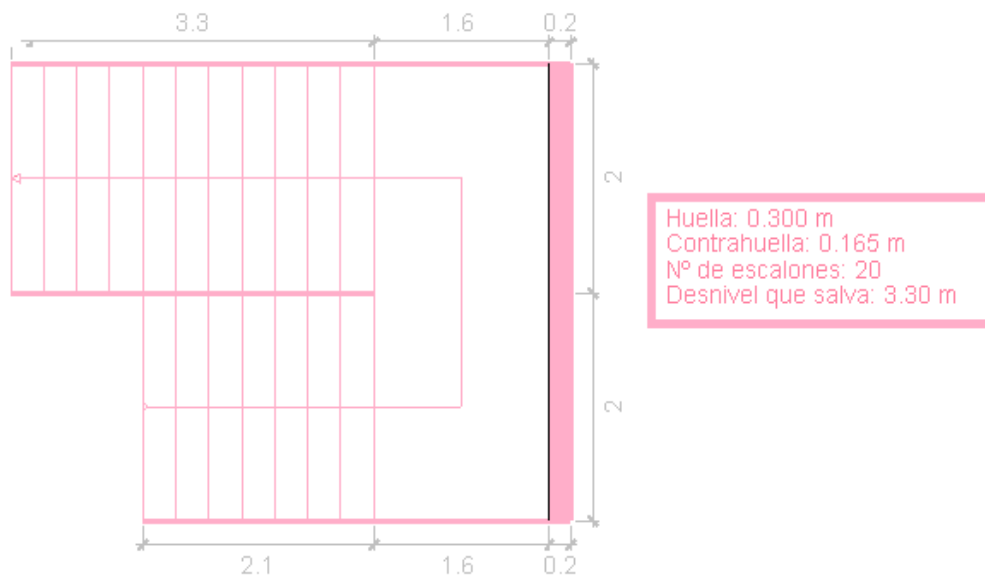
$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 0.85 \cdot d \\ 30cm \\ 15 \cdot \phi_{LONG.} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 0.85 \cdot 28 \\ 30cm \\ 15 \cdot 1.6 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} 23.8cm \\ 30cm \\ 24cm \end{array}$$

Por facilidad constructiva, se tomará un espaciamiento de:

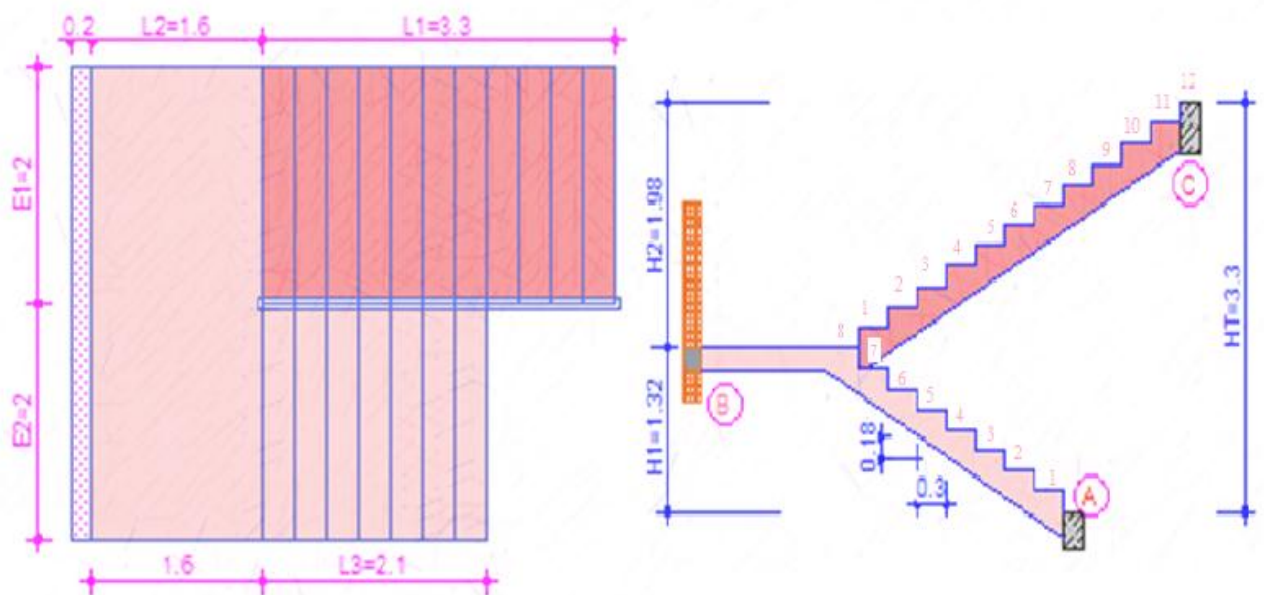
$$s = 20 \text{ cm}$$

3.5.3. Estructuras complementarias.

Para la comprobación, del diseño de gradascobtenidos del programa CYPE 2010
,seanalizara manualmente.



Geometría de la Grada:



Datos Generales de las gradas				
TRAMO		A-B	B-C	
Longitud horizontal rampa	L1	2.1	3.30	m
Longitud descanso	L2	1.60	1.60	m
Ancho de rampa	E1=E2	2	2	m
Ancho total de descanso	B	4		m
Espesor de losa	t	0.15	0.15	m
Huella	h	0.30	0.30	m
Contra huella	ch	0.165	0.165	m
Altura media a salvar A-B	H1	1.32		m
Altura media a salvar B-C	H2		1.98	m
Número de peldaños	N	8	12	
Peso específico del H°A°	$\gamma_{H^\circ A^\circ}$	2500		Kg/m ³

Análisis de cargas (Tramo A-B).

a) Carga muerta.

• En Rampa.

▪ Carga de Peldaños:

$$g_P = \frac{h \cdot ch}{2} \cdot 1 \cdot \frac{N}{L_1} \cdot \gamma_{H^\circ A^\circ}$$

$$g_P = \frac{0,30 \cdot 0,165}{2} \cdot 1 \cdot \frac{8}{2,1} \cdot 2500$$

$$g_P = 235.71 \text{ Kg/m}$$

▪ Carga de Rampa:

$$g_R = t \cdot 1 \cdot \gamma_{H^\circ A^\circ}$$

$$g_R = 0,15 \cdot 1 \cdot 2500$$

$$g_R = 375 \text{ Kg/m}$$

▪ Sobre Carga de pisos y accesorios:

$$g_{S.R.} = 50 \text{ Kg/m}$$

▪ Carga en Rampa Total:

$$g_{R.T.} = q_P + q_R + q_{R.S.}$$

$$g_{R.T.} = 235.71 + 375 + 50$$

$$g_{R.T.} = 660.71 \text{ Kg/m}$$

• En Descanso.

▪ Carga de Descanso:

$$g_D = t \cdot 1 \cdot \gamma_{H^oA^o}$$

$$g_D = 0,15 \cdot 1 \cdot 2500$$

$$g_D = 375 \text{ Kg/m}$$

- Sobre Carga de pisos y accesorios:

$$g_{S.R.} = 50 \text{ Kg/m}$$

- Carga en Descanso Total:

$$g_{D.T.} = q_D + q_{R.S.}$$

$$g_{D.T.} = 375 + 50$$

$$g_{D.T.} = 425 \text{ Kg/m}$$

b) Sobre Carga de Uso.

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

$$q_{S.C.} = 300,000 \text{ Kg/m}$$

- Carga en Baranda.

La sobre carga en la baranda es la siguiente:

$$q_{B.} = 200,000 \text{ Kg/m}$$

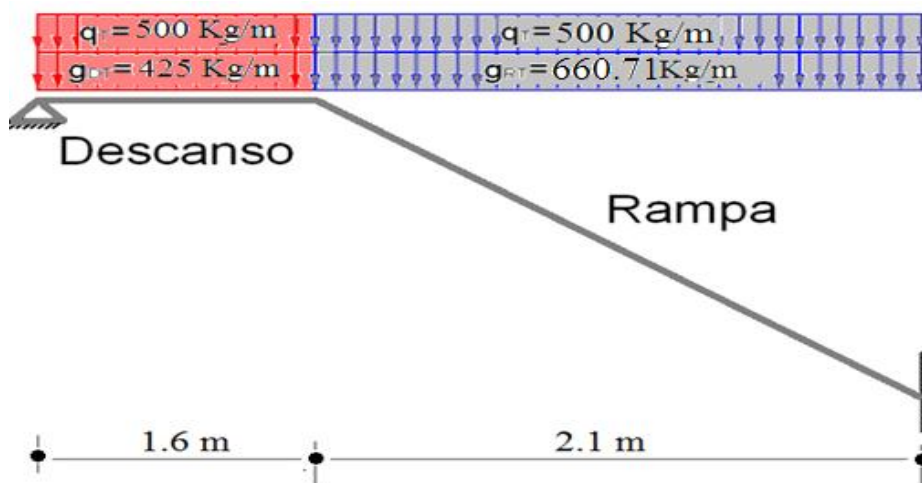
- Sobre Carga Total.

$$q_{T.} = q_{S.C.} + q_{B.}$$

$$q_{T.} = 300 + 200$$

$$q_{T.} = 500 \text{ Kg/m}$$

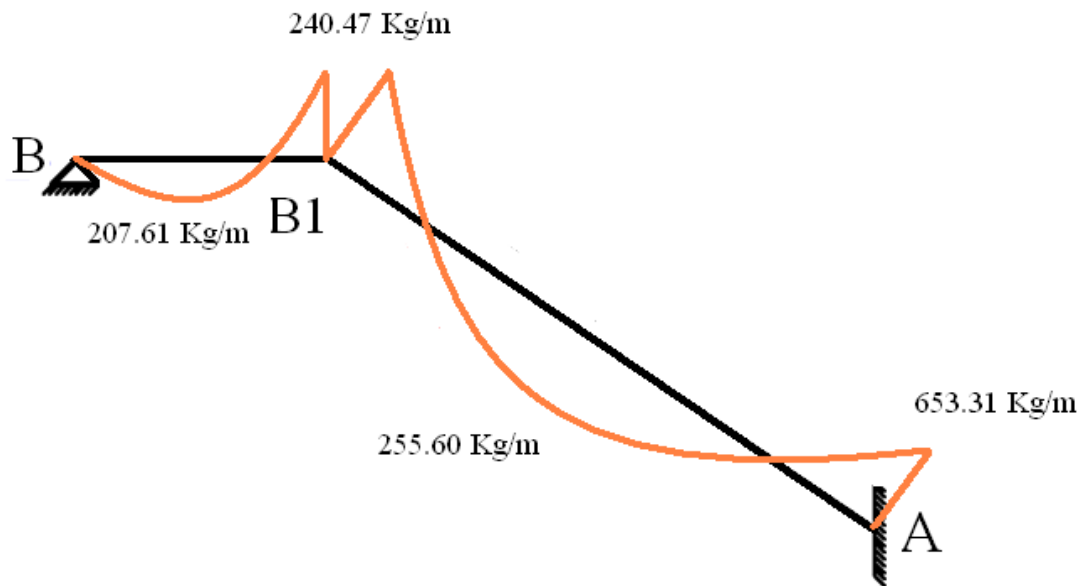
📐 Pórtico idealizado y cargado.



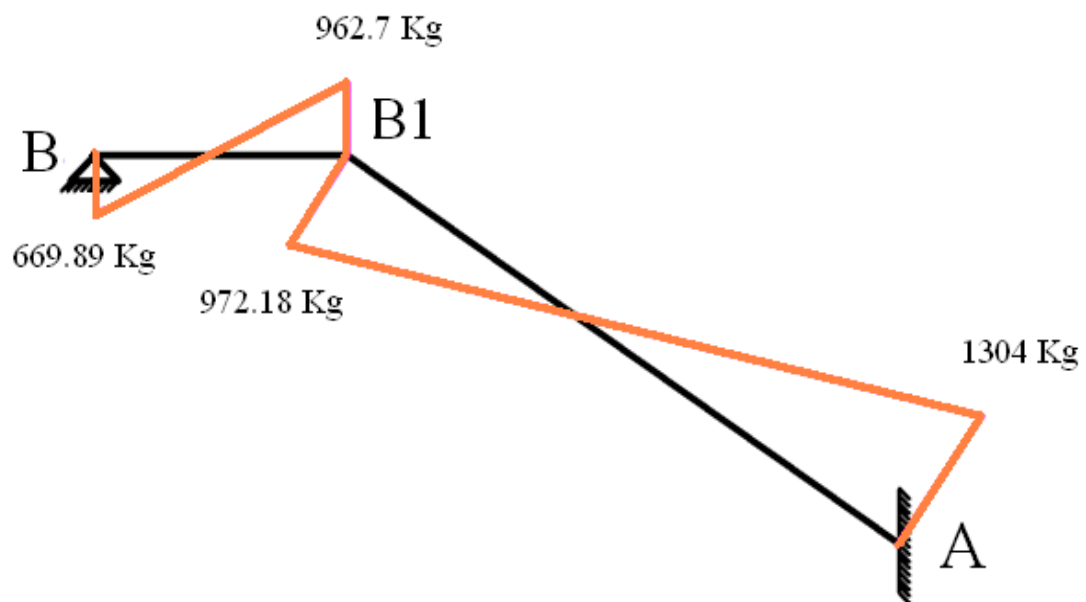
Análisis del Pórtico idealizado.

El análisis del pórtico se lo realizó en el programa SAP-2000 Versión 14.1, otorgando los siguientes resultados:

MOMENTOS



CORTANTES



Cálculo de la armadura longitudinal positiva.

a) TRAMO A-B

El momento máximo de diseño positivo en la viga es:

$$Md = M \cdot 1,6 \cdot 100 = 1967.19 \cdot 1,6 \cdot 100$$

$$Md = 314750.4 \text{ kg} \cdot \text{cm}/\text{m}$$

Datos iniciales:

$$b_w = 1,0 \text{ m} = 100 \text{ cm} \text{ Se diseña para un metro de ancho}$$

d=espesor de la losa

$$d = h - d_1 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

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

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

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{314750.4}{100 \cdot 13^2 \cdot 140} = 0.133$$

$$\mu_{dlim} = 0,332 \text{ Ver. Cuadro N° 28 Para } \text{acero } f_y = 4200 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{dlim} \rightarrow 0,133 < 0,332$$

Para obtener el valor de la cuantía mecánica (w_s), entramos a la Ver. Cuadro N° 19 con $\mu_d = 0.133$

$$w_s = 0.1462$$

Con la Cuantía mecánica se determina el área de acero, que es:

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1462 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{140}{3652,174} = 7.285 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Con la Cuantía geométrica mínima obtenida del cuadro N° Ver. Cuadro N° 20..se determina el área de acero mínima, que es:

$$w_{smin} = 0,0018 \rightarrow \text{Cuantíamecánicamínima}$$

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d = 0,0018 \cdot 100 \cdot 13 = 2.34 \text{ cm}^2/m$$

Adoptamos la armadura mayor entre la mínima y la calculada, siendo esta la siguiente:

$$A_s = 7.285 \text{ cm}^2/m$$

Disposición de barras:

$$\#barras = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 12}} = \frac{7.285}{1.13} = 6.44 \cong 7 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100}{\#barras} = \frac{100}{7} = 15 \text{ cm}$$

Armadura a utilizar:

$$\underline{A_s = 7\emptyset 12 \text{ c}15 = 7.92 \text{ cm}^2/m}$$

Cálculo de la armadura longitudinal negativa.

PUNTO A

El momento negativo máximo de diseño en la viga es:

$$Md = M \cdot 1,6 \cdot 100 = 1307.38 \cdot 1,6 \cdot 100$$

$$Md = 209180.8 \text{ kg} \cdot \text{cm}/m$$

Datos iniciales:

$$b_w = 1,0 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

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

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

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{209180.8}{100 \cdot 13^2 \cdot 140} = 0.0884$$

$$\mu_{dlim} = 0,332 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{dlim} \rightarrow 0.0884 < 0,332$$

Con μ_d entramos en el Cuadro N° para obtener la Cuantía mecánica (w_s), siendo la siguiente:

$$w_s = 0.085$$

Con la Cuantía mecánica se determina el área de acero, que es:

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,085 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{140}{3652,174} = 4.236 \text{ cm}^2/m$$

Con la Cuantía mecánica mínima obtenida del cuadro N° Ver. Cuadro N° 19 se determina el área de acero mínima, que es:

$$\rightarrow w_{smin} = 0,0018 \rightarrow \text{Cuantía mecánica mínima}$$

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d = 0,0018 \cdot 100 \cdot 13 = 2.34 \text{ cm}^2/m$$

Adoptamos la armadura mayor entre la mínima y la calculada, siendo esta la siguiente:

$$A_s = 4.236 \text{ cm}^2/m$$

Disposición de barras:

$$\#barras = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 8}} = \frac{4.236}{0,503} = 8.42 \cong 9 \text{ barras}$$

Espaciamento:

$$e = \frac{100}{\#barras} = \frac{100}{9} = 12 \text{ cm}$$

Armadura a utilizar:

$$A_s = 9\emptyset 8c12 = 4.527 \text{ cm}^2/m$$

a) PUNTO B1

El momento máximo de diseño negativo en la viga es:

$$Md = M \cdot 1,6 \cdot 100 = 240.24 \cdot 1,6 \cdot 100$$

$$Md = 38438.4 \text{ kg} \cdot \text{cm}/m$$

Datos iniciales:

$$b_w = 1,0 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

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

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

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{38438.4}{100 \cdot 13^2 \cdot 140} = 0.0162$$

$$\mu_{dlim} = 0,332 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{dlim} \rightarrow 0.0162 < 0,332$$

Con μ_d entramos en el Ver. Cuadro N° 19 para obtener la Cuantía mecánica (w_s), siendo la siguiente:

$$w_s = 0,0310$$

Con la Cuantía mecánica se determina el área de acero, que es:

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0310 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{140}{3652,174} = 1.54 \text{ cm}^2/m$$

Con la Cuantía mecánica mínima obtenida del Ver. Cuadro N° 20 se determina el área de acero mínima, que es:

$$\rightarrow w_{smin} = 0,0018 \rightarrow \text{Cuantíamecánicamínima}$$

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d = 0,0018 \cdot 100 \cdot 13 = 2.34 \text{ cm}^2/m$$

Adoptamos la armadura mayor entre la mínima y la calculada, siendo esta la siguiente:

$$A_s = 2.34 \text{ cm}^2/m$$

Disposición de barras:

$$\#barras = \frac{A_s}{A_s \emptyset 8} = \frac{2.34}{0.503} = 4.652 \cong 5 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100}{\#barras} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armadura a utilizar:

$$A_s = 5\emptyset 8 / c 20 = 2.52 \text{ cm}^2/m$$

Armadura de distribución superior e inferior

Se adoptará una armadura de distribución mínima, por lo tanto se tiene la siguiente disposición:

$$A_{smin} = 1,80 \text{ cm}^2/m$$

Disposición de barras:

$$\#barras = \frac{A_s}{A_s \emptyset 8} = \frac{1,80}{0,503} = 3,58 \cong 4 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100}{\#barras} = \frac{100}{4} = 25,00 \text{ cm}$$

Armadura a utilizar:

$$A_{distribución} = 4\emptyset 8 \text{ c}/25 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificación al corte.

Datos generales tramo A-B			
Cortante máximo de diseño	Vmax =	2949	Kg
Canto de la sección	t =	15	cm
Ancho de calculo	bw =	100	cm
Peralte efectivo	d =	13	cm
Recubrimiento	r =	2	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	210	kg/cm2
Resistencia característica del acero	fyk =	4200	kg/cm2
Coeficiente minoración Hormigón	γc =	1,5	
Coeficiente minoración Acero	γs =	1,15	

- Resistencia a cortante del hormigón:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{210}{1,5}}$$

$$f_{vd} = 5,916 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cortante resistente por el hormigón:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 5,916 \cdot 100 \cdot 13$$

$$V_{cu} = 7690.8 \text{ Kg}$$

$$V_d = 1.6V_{max} = 1.6 * 2949 = 4718.4 \text{ Kg}$$

Como:

$$V_{cu} = 7690.8 > V_d = 4718.4$$

NO NECESITA ARMADURA TRANSVERSAL

$$A_{smin} = (0.02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot t) / f_{yd}$$

$$A_{smin} = (0.02 \cdot 140 \cdot 100 \cdot 100) / 3652.17$$

$$A_{smin} = 7.667 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Datos Generales de las gradas				
TRAMO		A-B	B-C	
Longitud horizontal rampa	L1	2.1	3.30	m
Longitud descanso	L2	1.60	1.60	m
Ancho de rampa	E1=E2	2	2	m
Ancho total de descanso	B	4		m
Espesor de losa	T	0.15	0.15	m
Huella	H	0.30	0.30	m
Contra huella	Ch	0.165	0.165	m
Altura media a salvar A-B	H1	1.32		m
Altura media a salvar B-C	H2		1.98	m
Número de peldaños	N	8	12	
Peso específico del H°A°	$\gamma_{H^\circ A^\circ}$	2500		Kg/m3

Análisis de cargas (Tramo B-C).

c) Carga muerta.

- En Rampa.

▪ Carga de Peldaños:

$$g_P = \frac{h \cdot ch}{2} \cdot 1 \cdot \frac{N}{L_2} \cdot \gamma_{H^\circ A^\circ}$$

$$g_P = \frac{0,30 \cdot 0,165}{2} \cdot 1 \cdot \frac{12}{3,30} \cdot 2500$$

$$g_P = 225 \text{ Kg/m}$$

▪ Carga de Rampa:

$$g_R = t \cdot 1 \cdot \gamma_{H^\circ A^\circ}$$

$$g_R = 0,15 \cdot 1 \cdot 2500$$

$$g_R = 375 \text{ Kg/m}$$

▪ Sobre Carga de pisos y accesorios:

$$g_{S.R.} = 50 \text{ Kg/m}$$

▪ Carga en Rampa Total:

$$g_{R.T.} = q_P + q_R + q_{R.S.}$$

$$g_{R.T.} = 225 + 375 + 50$$

$$\mathbf{g_{R.T.} = 650 Kg/m}$$

- En Descanso.

- Carga de Descanso:

$$g_D = t \cdot 1 \cdot \gamma_{H^2A^2}$$

$$g_D = 0,15 \cdot 1 \cdot 2500$$

$$\mathbf{g_D = 375 Kg/m}$$

- Sobre Carga de pisos y accesorios:

$$\mathbf{g_{S.R.} = 50 Kg/m}$$

- **Carga en Descanso Total:**

$$g_{D.T.} = q_D + q_{R.S.}$$

$$g_{D.T.} = 375 + 50$$

$$\mathbf{g_{D.T.} = 425 Kg/m}$$

d) Sobre Carga de Uso.

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

$$\mathbf{q_{S.C.} = 300,000 Kg/m}$$

- Carga en Baranda.

La sobre carga en la baranda es la siguiente:

$$\mathbf{q_{B.} = 200,000 Kg/m}$$

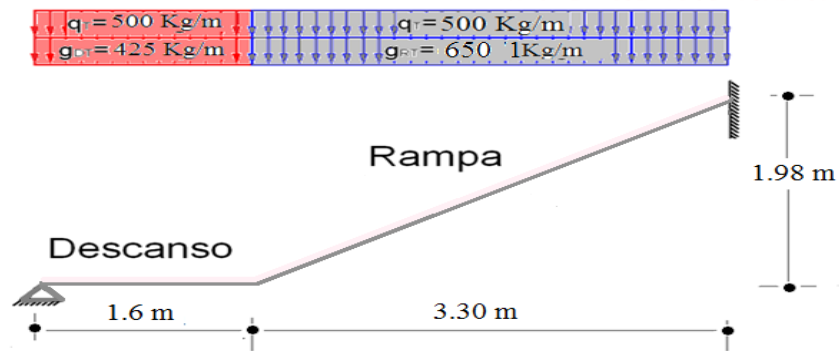
- Sobre Carga Total.

$$q_T. = q_{S.C.} + q_{B.}$$

$$q_T. = 300 + 200$$

$$\mathbf{q_T. = 500 Kg/m}$$

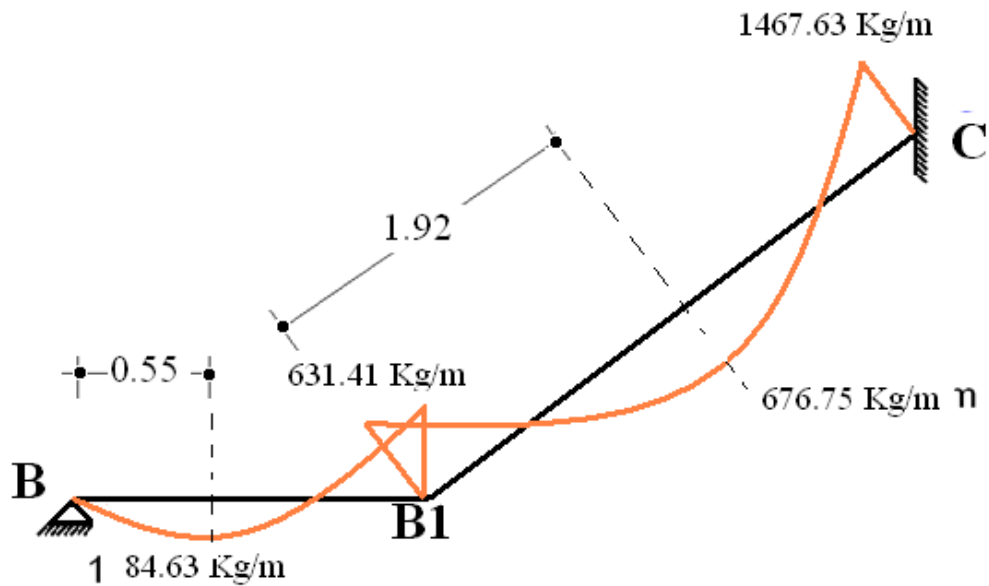
 Pórtico idealizado y cargado.



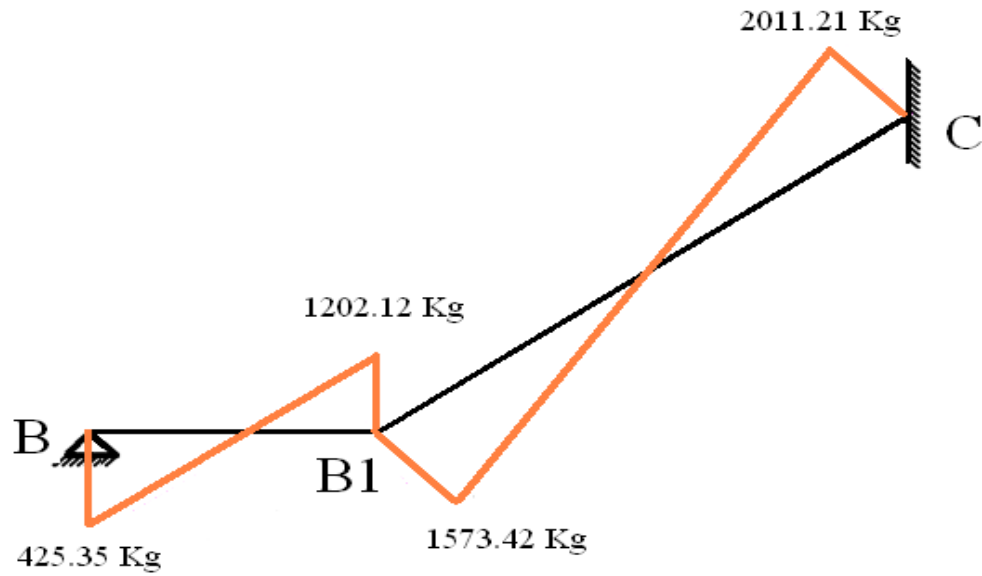
Análisis del Pórtico idealizado.

El análisis del pórtico se lo realizo en el programa SAP-2000 Versión 14.1, otorgando los siguientes resultados:

MOMENTOS



CORTANTES



Cálculo de la armadura longitudinal positiva.

b) TRAMO B-C

El momento máximo de diseño positivo en la viga es:

$$Md = M \cdot 1,6 \cdot 100 = 3142.86 \cdot 1,6 \cdot 100$$

$$Md = 502857.6 \text{ kg} \cdot \text{cm}/\text{m}$$

Datos iniciales:

$$b_w = 1,0 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

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

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

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{502857.6}{100 \cdot 13^2 \cdot 140} = 0,212$$

$$\mu_{dlim} = 0,332 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{dlim} \rightarrow 0,212 < 0,332$$

Con μ_d entramos en el Cuadro N° ... para obtener la Cuantía mecánica (w_s), siendo la siguiente:

$$w_s = 0.2497$$

Con la Cuantía mecánica se determina el área de acero, que es:

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,2497 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{140}{3652,174} = 12.44 \text{ cm}^2/m$$

Con la Cuantía mecánica mínima obtenida del Ver. Cuadro N° 20 se determina el área de acero mínima, que es:

$$\rightarrow w_{smin} = 0,0018 \rightarrow \text{Cuantía mecánica mínima}$$

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d = 0,0018 \cdot 100 \cdot 13 = 2.34 \text{ cm}^2/m$$

Adoptamos la armadura mayor entre la mínima y la calculada, siendo esta la siguiente:

$$A_s = 12.44 \text{ cm}^2/m$$

Disposición de barras:

$$\#barras = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 12}} = \frac{12.44}{1.13} = 11.0088 \cong 12 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100}{\#barras} = \frac{100}{12} = 9 \text{ cm}$$

Armadura a utilizar:

$$A_s = 12\emptyset c/9 = 13.56 \text{ cm}^2/m$$

 **Cálculo de la armadura longitudinal negativa.**

b) PUNTO B1

El momento máximo de diseño negativo en la viga es:

$$Md = M \cdot 1,6 \cdot 100 = 631.43 \cdot 1,6 \cdot 100$$

$$Md = 101028.8 \text{ kg} \cdot \text{cm}/\text{m}$$

Datos iniciales:

$$b_w = 1,0 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

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

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

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{101028.8}{100 \cdot 13^2 \cdot 140} = 0,0427$$

$$\mu_{dlim} = 0,332 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4200 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{dlim} \rightarrow 0,0427 < 0,332$$

Con μ_d entramos en el Cuadro N°..... para obtener la Cuantía mecánica (w_s), siendo la siguiente:

$$w_s = 0,0444$$

Con la Cuantía mecánica se determina el área de acero, que es:

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,044 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{140}{3652,174} = 2.212 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Con la Cuantía mecánica mínima obtenida del Ver. Cuadro N° 20 se determina el área de acero mínima, que es:

$$\rightarrow w_{smin} = 0,0018 \rightarrow \text{Cuantíamecánicamínima}$$

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d = 0,0018 \cdot 100 \cdot 13 = 2.34 \text{ cm}^2/m$$

Adoptamos la armadura mayor entre la mínima y la calculada, siendo esta la siguiente:

$$A_s = 2.34 \text{ cm}^2/m$$

Disposición de barras:

$$\#barras = \frac{A_s}{A_s \emptyset 8} = \frac{2.34}{0.503} = 4.65 \cong 5 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100}{\#barras} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armadura a utilizar:

$$A_s = 5 \emptyset \frac{8c}{20} = 2.515 \text{ cm}^2/m$$

c) PUNTO C

El momento máximo de diseño Negativo en la viga es:

$$Md = M \cdot 1,6 \cdot 100 = 1467.63 \cdot 1,6 \cdot 100$$

$$Md = 234820.8 \text{ kg} \cdot \text{cm}/m$$

Datos iniciales:

$$b_w = 1,0 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

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

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

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{234820.8}{100 \cdot 13^2 \cdot 140} = 0.099$$

$$\mu_{dlim} = 0,332 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{dlim} \rightarrow 0,099 < 0,332$$

Con μ_d entramos en el Cuadro N°.....para obtener la Cuantía mecánica (w_s), siendo la siguiente:

$$w_s = 0,10$$

Con la Cuantía mecánica se determina el área de acero, que es:

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,10 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{140}{3652,174} = 4.98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Con la Cuantía mecánica mínima obtenida del Ver. Cuadro N° 20 se determina el área de acero mínima, que es:

$$\rightarrow w_{smin} = 0,0018 \rightarrow \text{Cuantía mecánica mínima}$$

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d = 0,0018 \cdot 100 \cdot 13 = 2.34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos la armadura mayor entre la mínima y la calculada, siendo esta la siguiente:

$$\mathbf{A_s = 4.98 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Disposición de barras:

$$\#barras = \frac{A_s}{A_s \emptyset 8} = \frac{4.98}{0,503} = 9.90 \cong 10 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100}{\#barras} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}$$

Armadura a utilizar:

$$A_s = 10\emptyset 8c10 = 5.03 \text{ cm}^2/m$$

Armadura de distribución superior e inferior

Se adoptará una armadura de distribución mínima, por lo tanto se tiene la siguiente disposición:

$$A_{smin} = 1,80 \text{ cm}^2/m$$

Disposición de barras:

$$\#barras = \frac{A_s}{A_s\emptyset 8} = \frac{1,80}{0,503} = 3,58 \cong 4 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100}{\#barras} = \frac{100}{4} = 25,00 \text{ cm}$$

Armadura a utilizar:

$$A_{sdistribución} = \emptyset 8_c/25 = 2,01 \text{ cm}^2/m$$

Verificación al corte.

Datos Generales tramo B-C			
Cortante máximo de diseño	Vmax =	3042.42	Kg
Canto de la sección	t =	15	cm
Ancho de calculo	bw =	100	cm
Peralte efectivo	d =	13	cm
Recubrimiento	r =	2	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	210	kg/cm2
Resistencia característica del acero	fyk =	4200	kg/cm2
Coeficiente minoración Hormigón	γc =	1,5	
Coeficiente minoración Acero	γs =	1,15	

- Resistencia a cortante del hormigón:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{210}{1,5}}$$

$$f_{vd} = 5,916 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cortante resistente por el hormigón:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 5,916 \cdot 100 \cdot 13$$

$$V_{cu} = 7690.903 \text{ Kg}$$

$$V_d = 1.6V_{max} = 1.6 \cdot 3042.42 = 4867.87 \text{ Kg}$$

Como:

$$V_{cu} = 7690.903 > V_d = 4867.87$$

NO NECESITA ARMADURA TRANSVERSAL

$$A_{smin} = (0.02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot t) / f_{yd}$$

$$A_{smin} = (0.02 \cdot 140 \cdot 100 \cdot 100) / 3652.17$$

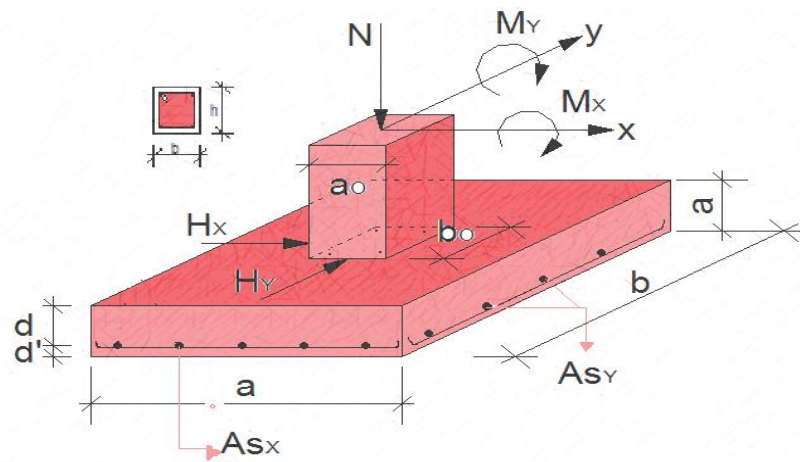
$$A_{smin} = 7.667 \text{ cm}^2/\text{m}$$

3.5.4. Fundaciones.

Para el diseño de zapatas se tomara en cuenta los esfuerzos y dimensiones de la columna **P10**, obtenidos del programa CYPE 2010.

P10	Máximas sollicitación 				
Hipótesis	N (Ton)	Mx (Ton*m)	My (Ton*m)	Qx (Ton)	Qy (Ton)
CM	22.36	-0.22	-0.43	-0.29	-0.63
SC	3.37	-0.03	0.01	-0.05	0.02
W total	25.73	0.25	-0.43	-0.29	-0.63

Zapatas aisladas



DATOS:

Esfuerzo normal $N = 25.73 \text{ Ton}$

$$N = 25730 \text{ kg}$$

Momento flector en dirección x $M_x = -0.25 \text{ Ton} \cdot \text{m}$

$$M_x = -250 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momento flector en dirección y $M_y = -0.43 \text{ Ton} \cdot \text{m}$

$$M_y = 430 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Esfuerzo cortante en dirección x $H_x = -290 \text{ kg}$

Esfuerzo cortante en dirección y $H_y = -630 \text{ kg}$

Lado de la columna en dirección X $a_o = 30 \text{ cm}$

Lado de la columna en dirección Y $b_o = 30 \text{ cm}$

Datos del hormigón y del acero:

Resistencia característica del H° $f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia característica del acero $f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Peso específico del H° $\gamma_{H^\circ A^\circ} = 2400 \text{ Kg/m}^3$

Capacidad admisible del suelo $\sigma_{adm} = 0.75 \text{ Kg/cm}^2$

1.-Dimensionamiento de zapatas

Resistencias características reducidas:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{210}{1.5} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{4200}{1.15} = 3652.17 \text{ kg/cm}^2$$

- **Calculo del área necesaria:**

$$\sigma = \frac{N + P}{A} \leq \sigma_{adm} \Rightarrow A = \frac{N'}{\sigma_{adm}} = \frac{1.05 * N}{\sigma_{adm}} = \frac{1.05 * 25730}{1.5} \Rightarrow$$

$$A = 18011 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{18011} \text{ entonces } a = b = 134.2 \text{ cm}$$

Entonces las dimensiones de la zapata serán:

$$a = 170 \text{ cm} ; b = 170 \text{ cm}$$

Verificación esfuerzos máximos:

$$\sigma_1 = \frac{N'}{a * b} \pm \frac{6 * M_x}{a * b^2} \pm \frac{6 * M_y}{a^2 * b} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_1 = \frac{1.05 * 25730}{170 * 170} + \frac{6 * (250 * 100)}{170^2 * 170} + \frac{6 * (430 * 100)}{170 * 170^2} \Rightarrow \sigma_1 = 0.657 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.657 \text{ kg/cm}^2 < 0.75 \text{ kg/cm}^2 \text{ cumple!}$$

- **Determinación del canto útil:**

$\gamma_f = 1.6$ coeficiente de mayoracion de cargas

$$f_{vd} = 0.5\sqrt{f_{cd}} = 0.5 * \sqrt{140} \Rightarrow f_{vd} = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}} = \frac{4 * 5.92}{1.6 * 0.75} \Rightarrow k = 19.73$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} = \sqrt{\frac{30 * 30}{4} + \frac{170 * 170}{2 * 19.73 - 1}} - \frac{30 + 30}{4}$$

$$\Rightarrow d_1 = 22.036 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2 * (a - a_0)}{4 + k} = \frac{2 * (170 - 30)}{4 + 19.73} \Rightarrow d_2 = 15.17 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2 * (b - b_0)}{4 + k} = \frac{2 * (170 - 30)}{4 + 19.73} \Rightarrow d_3 = 15.17 \text{ cm}$$

El canto útil mínimo es de 25cm según Artículo 58.8.1 (norma EH-91), además de cumplir con la recomendación de Hormigón Armado (Pedro Jiménez Montoya), por lo que se adoptó un canto útil de 25 cm

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

Momentos corregidos:

$$M_x^* = M_x + H_x * h = 250 + 290 * 0.3 \Rightarrow M_x^* = -337 \text{ kg} * m$$

$$M_y^* = M_y + H_y * h = 430 + 630 * 0.3 \Rightarrow M_y^* = -619 \text{ kg} * m$$

Calculo del peso de la zapata:

$$P_p = Vol * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 1.70 * 1.70 * 0.3 * 2500 \Rightarrow p_p = 3307.5 \text{ kg}$$

Corrección del normal:

$$N'' = N + P_p = 25730 + 3307.5 \Rightarrow N'' = 29037.5 \text{ kg}$$

Esfuerzos tensión en la zapata:

$$\sigma = \frac{N''}{a * b} \pm \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} \pm \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b}$$

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

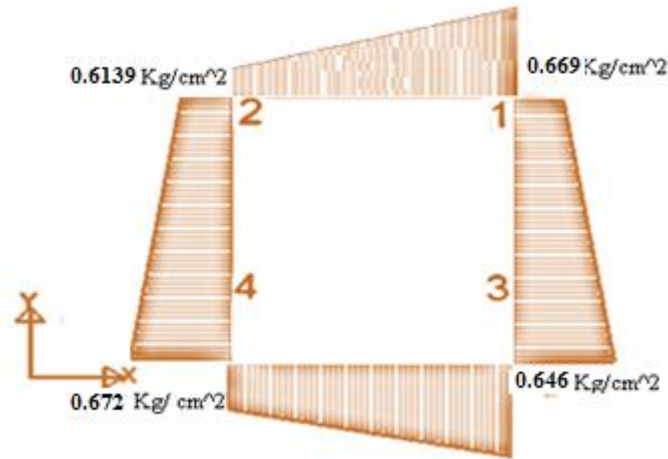
$$\sigma_1 = \frac{29037.5}{170 * 170} - \frac{6 * 250 * 100}{170 * 170^2} + \frac{6 * 430 * 100}{170 * 170^2} = 0.669 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N''}{a * b} - \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} - \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = 0.6139 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{N''}{a * b} + \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} + \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = 0.672 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{N''}{a * b} + \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} - \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = 0.646 \text{ kg/cm}^2$$

Diagrama de esfuerzos en la zapata:



Los esfuerzos calculados son menores al esfuerzo admisible $\sigma_{adm} = 0.75 \text{ Kg/cm}^2$ del terreno de emplazamiento, por lo que se verifico que cumple con la sección adoptada.

2.- Determinación de la armadura

- Armadura a flexión:

En dirección X:

$$l_a = \frac{a - a_0}{2} + 0.15 * a_0 = \frac{210 - 30}{2} + 0.15 * 30 \Rightarrow l_a = 94.5 \text{ cm}$$

Calculo de momentos:

$$\frac{\sigma_3 - \sigma_4}{a} = \frac{Y'}{a - l_a}$$

$$Y' = (a - l_a) * \frac{\sigma_3 - \sigma_4}{a} = (210 - 94.5) * \frac{0.672 - 0.646}{210} \Rightarrow Y' = 0.0143 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = Y' + \sigma_4 = 0.0143 + 0.646 \Rightarrow \sigma_a = 0.660 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo del momento en la dirección “a”:

$$\begin{aligned} M_a &= \frac{\sigma_a * l_a^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_a) * l_a}{2} * \left(\frac{2}{3} * l_a\right) \\ &= \frac{0.66 * 94.4^2}{2} + \frac{(0.699 - 0.660) * 94.5}{2} * \left(\frac{2}{3} * 94.5\right) \Rightarrow M_a = 2973.77 \text{ kg * cm} \end{aligned}$$

$$M_{da} = 1.6 * b * M_a = 1.6 * 210 * 2973.77 = 999187.812 \text{ kgcm}$$

Determinación del momento reducido de cálculo del ancho menor de la zapata (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_{da}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{999187.812}{170 * 25^2 * 140} \Rightarrow \mu_d = 0.0543$$

Determinación de la cuantía mecánica de la armadura (ω_s).

Con $\mu_d = 0.0543$ tenemos por tablas que ($\omega_s = 0.057$)

$$A_s = \frac{\omega_s * a * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.057 * 170 * 25 * 140}{3652.17} \Rightarrow A_s = 11.47 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:

Con $f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \omega_{min} = 0.0018$

$$A_{smin} = \omega_{min} * a * d = 0.0018 * 170 * 25 \Rightarrow A_{smin} = 9.45 \text{ cm}^2$$

Se escoge el mayor de las áreas, por lo que la armadura será $A_s = 11.47 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras:

Con una barra $\phi = 12 \text{ mm}$; $A_{\phi} = 1.131 \text{ cm}^2$

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{\phi}} = \frac{11.47}{1.131} = 10.14 \Rightarrow 11 \text{ barras}$$

Determinación del espaciamiento:

$$s = \frac{a - \#fe * \phi}{\#fe - 1} = \frac{(170 - 10) - 11 * 1.131}{11 - 1} = 18.76 \Rightarrow s = 20 \text{ cm}$$

11 ϕ 12 mm c/20

En dirección Y:

$$l_b = \frac{b - b_0}{2} + 0.15 * b_0 = \frac{170 - 30}{2} + 0.15 * 30 \Rightarrow l_b = 94.5 \text{ cm}$$

$$Y' = (b - l_b) * \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{b} = (170 - 94.5) * \frac{0.672 - 0.669}{210} \Rightarrow Y' = 0.00165 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = Y' + \sigma_1 = 0.00165 + 0.669 \Rightarrow \sigma_b = 0.671 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo del momento de diseño en la dirección “b”.

$$M_b = \frac{\sigma_b * l_b^2}{2} = \frac{0.671 * 94.5^2}{2} \Rightarrow M_b = 2994.536 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_{db} = 1.6 * b * M_b = 1.6 * 170 * 2994.536 \Rightarrow M_{db} = 1006164.123 \text{ kg} * \text{cm}$$

Determinación del momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_{db}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{1006164.123}{170 * 25^2 * 140} \Rightarrow \mu_d = 0.0547$$

Determinación de la cuantía mecánica de la armadura (ω_s).

Con $\mu_d = 0.0547$ tenemos por tablas que ($\omega_s = 0.0573$)

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0543 * 170 * 25 * 140}{3652.17} \Rightarrow A_s = 11.527 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:

$$\text{Con } f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \omega_{min} = 0.0018$$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b * d = 0.0018 * 170 * 25 \Rightarrow A_{smin} = 9.45 \text{ cm}^2$$

Se escoge el mayor de las áreas, por lo que la armadura será **$A_s = 11.527 \text{ cm}^2$**

Determinación del número de barras:

$$\text{Con una barra } \emptyset = 12\text{mm} ; A_{\emptyset} = 1.131\text{cm}^2$$

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{11.527}{1.131} = 10.19 \Rightarrow 11 \text{ barras}$$

Determinación del espaciamiento:

$$s = \frac{b - \#fe * \emptyset}{\#fe - 1} = \frac{(170 - 10) - 11 * 131}{11 - 1} = 18.756 \Rightarrow s = 20 \text{ cm}$$

$$\mathbf{11\emptyset12mmc/20}$$

3.- COMPROBACIONES

Verificación al vuelco:

$$\gamma_x = \frac{N''}{M_x^*} * \frac{a}{2} = \frac{29037}{33700} * \frac{170}{2} \Rightarrow \gamma_x = \mathbf{63.39} > 1.5 \text{ OK'}$$

Verificación al deslizamiento:

$\varphi = 30^\circ$ para arenas medias

$$\varphi_d = \frac{2}{3} \varphi = \frac{2}{3} * 30^\circ \Rightarrow \varphi_d = 20^\circ$$

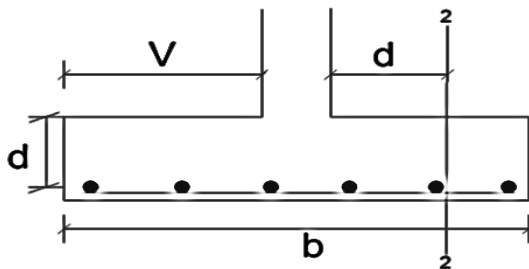
$$\gamma_s = \frac{(N + Pp) * \tan \varphi_d}{Ha} \geq 1.5$$

$$\gamma_{sx} = \frac{29037.51 * \tan 20}{290} = 27.673 \Rightarrow \mathbf{224.005 \geq 1.5 \text{ OK'}}$$

Verificación al esfuerzo cortante:

$$V_{d2} \leq f_{cv} * d * b$$

Resistencia convencional del hormigón:



$$V_{d2} = \sigma_t * b(v - d)$$

$$v = 90 \text{ cm} ; d = 25 \text{ cm} ; b = 170 \text{ cm}$$

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a * b} = \frac{29037.5}{170 * 170} \Rightarrow \sigma_f = 0.658 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{d2} = \sigma_t * b * (v - d) = 0.658 * 170 * (90 - 25) \Rightarrow V_{d2} = 8987.79 \text{ kg}$$

$$f_{cv} = 0.12 * \varepsilon * (100 * \varphi * f_{ck})^{1/3}$$

$$\varepsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{250}} \Rightarrow \varepsilon = 1.89$$

$$\varphi = \frac{A_s}{b * d} = \frac{11.47 + 11.527}{170 * 25} \Rightarrow \varphi = 4.38 \times 10^{-3}$$

$$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2 = 20.601 \text{ MPa}$$

$$f_{cv} = 0.12 * 0.472 * (100 * 4.38 \times 10^{-3} * 20.601)^{\frac{1}{3}} \Rightarrow f_{cv} = 0.472 \text{ Nmm}^2$$

$$8987.79 < \frac{0.472 * 100}{9.81} * 25 * 210$$

$$\mathbf{8987.79 \text{ kg} < 25269.69 \text{ kg} \text{ cumple}}$$

Verificación al punzonamiento:

$$\frac{N_d}{A_c} + \frac{\alpha * M_d * v}{J_c} \leq 2 * f_{cv}$$

$$N_d = 29037.5 \text{ kg}$$

$$M_d = -337 \text{ kgm}$$

$$v = 90 \text{ cm}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} * \sqrt{\frac{c1+d}{c2+d}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} * \sqrt{\frac{25+25}{25+25}}} \Rightarrow \alpha = 0.40$$

$$J_c = \frac{170 * 170^3}{12} \Rightarrow J_c = 162067500 \text{ cm}^4$$

$$P_c = (c1 + d) * 2 + (c2 + d) * 2 = (25 + 25) * 2 + (25 + 25) * 2 \Rightarrow P_c = 200 \text{ cm}$$

$$A_c = P_c * d = 200 * 25 \Rightarrow A_c = 5000 \text{ cm}^2$$

$$f_{cv} = 0.131 * \sqrt[3]{fck^2} = 0.131 * \sqrt[3]{20.60^2} \Rightarrow 0.984 \text{ MPa}$$

$$\frac{N_d}{A_c} + \frac{\alpha * M_d * v}{J_c} \leq 2 * f_{cv} = \frac{29037.5}{5000} + \frac{0.4 * 337 * 100 * 90}{162067500} = 5.815 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mathbf{5.815 \text{ kg/cm}^2 < 20.061 \text{ kg/cm}^2 \text{ cumple!}}$$

Verificación a la adherencia:

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9 * d * n * \pi * \phi} < fbd = k * \sqrt[3]{fcd^2}$$

$k = 0.95$ para zapatas rígidas

$k = 2$ para zapatas flexibles

$$fbd = 0.95 * \sqrt[3]{140^2} \Rightarrow fbd = 25.61 \text{ kg/cm}^2$$

En dirección X:

$$V_{da} = \gamma_f \left[\sigma_a * l_b + \frac{(\sigma_1 - \sigma_a) * l_b}{2} \right] * a$$

$$V_{da} = 1.6 \left[0.660 * 94.5 + \frac{(0.672 - 0.66) * 94.5}{2} \right] * 210 \Rightarrow V_{da} = 37120.97 \text{ kg}$$

$$\tau_{ba} = \frac{37120.97}{0.9 * 25 * 11 * 1.131 * \pi} \Rightarrow \tau_{ba} = 24.047 \text{ kg/cm}^2$$

$$24.047 \text{ kg/cm}^2 < 25.61 \text{ kg/cm}^2 \text{ cumple!}$$

En dirección Y:

$$V_{db} = \gamma_f \left[\sigma_b * l_a + \frac{(\sigma_4 - \sigma_b) * l_a}{2} \right] * b$$

$$= 1.6 \left[0.671 * 94.5 + \frac{(0.672 - 0.671) * 94.5}{2} \right] * 170 \Rightarrow V_{db} = 21321.468 \text{ kg}$$

$$\tau_{bb} = \frac{21321.468}{0.9 * 25 * 11 * 1.131 * \pi} \Rightarrow \tau_{ba} = 20.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$20.93 \text{ Kg/cm}^2 < 25.61 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK'}$$

Ver. Cuadro N° 22

3.6. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto.

3.6.1. Especificaciones técnicas.

Las especificaciones técnicas son pliegos de todos los ítems que se contemplan en el proyecto durante su ejecución. El mismo que define la siguiente información, definición de los ítems, los materiales que se va a usar, herramientas y equipo, procedimiento para la ejecución, forma de medición, y forma de pago.

Ver Anexo A.6

3.6.2. Precios unitarios.

El análisis de precios unitarios se desarrolla para cada ítem tomando en cuenta los precios actuales y su rendimiento de los materiales, mano de obra, equipo maquinaria y herramientas.

Además se toma en cuenta los beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10% y como utilidad el 10%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14.64 % y un valor de IT del 3.09 %.

Ver Anexo A.4

3.6.3. Cálculos métricos.

Los cálculos métricos fueron realizados manualmente, tomando en cuenta las dimensiones geométricas de los planos arquitectónicos como también los estructurales detallados.

Ver Anexo A.4

3.6.4. Presupuesto.

El presupuesto total de la obra se lo realizó con la ayuda de planillas de Excel de la revista de la construcción octubre –noviembre del 2011

Ver Anexo A.4

3.6.5. Plan y cronograma de obra.

Para la construcción de la Unidad Educativa Juan XXIII bloque A se tiene un plazo de ejecución de 258 días calendario, presentado el cronograma general de actividades para el proyecto como su respectivo diagrama GANTT.

Ver Anexo A.7

3.6.6. Análisis ambiental.

Se realizará un estudio técnico-socio ambiental para determinar el impacto o los riesgos ambientales, que conlleve la ejecución del proyecto (construcción “Unidad Educativa Juan XXIII”), en fichas ambientales de seguimiento, complementado con la información secundaria proporcionada por la Alcaldía Municipal.

CONCLUSIONES

Con el proyecto realizado “Diseño Estructural de un Nuevo Bloque Unidad Educativa Juan XXIII (MODULO A)”, se llegó a las siguientes conclusiones y recomendaciones.

- ⊕ Se cumplió satisfactoriamente con los objetivos planteados, para el diseño estructural del bloque A de la Unidad Educativa Juan XXIII.
- ⊕ En el diseño se utilizó como alternativa de entrepiso losa alivianada con complemento de plastoformo, debido a que esta presenta ciertas ventajas factibles y económicas.
- ⊕ Del estudio de suelos realizado en el lugar de emplazamiento (bloque A), se obtuvo una resistencia admisible del suelo de 0.75 Kg/cm^2 , a una altura $h = 1.5\text{m} - 2\text{m}$ de profundidad, lo cual no favoreció en el diseño de las zapatas, por lo que se utilizó una resistencia de 1.5 Kg/cm^2 para el diseño estructural.
- ⊕ En el análisis de cargas para el diseño de las cubiertas se consideraron el peso propio de los elementos estructurales que lo componen, la sobrecarga de mantenimiento y la presión ejercida del viento que se calculó para una velocidad de viento de 85 km/h , la cual fue obtenida de los datos publicados por el SENAMHI.
- ⊕ La estructura de sustentación de cubierta se diseñó con cerchas de madera ya que la luz mayor a cubrir es de 7.3 m , siendo esta la alternativa de sustentación más viable, tomando en cuenta los planos arquitectónicos.
- ⊕ La cubierta de la estructura es de teja colonial, las mismas que tienen mayor peso propio a comparación de otros tipos de cubierta, por lo que las cerchas fueron seleccionadas de manera tal que no presenten grandes deformaciones en el momento de servicio.
- ⊕ Las uniones de las cerchas fueron dispuestas de tal manera que no sean excéntricas para que así no haya presencia de momentos en los nudos.
- ⊕ El diseño de la estructura de sustentación a porticada se realizó utilizando el paquete

computacional CYPECAD 2010, del cual los resultados obtenidos en los elementos estructurales fueron verificados realizando el diseño de forma manual en el capítulo III , de donde se verifico que los resultados tienen alguna variación pero siempre en favor de la seguridad de la estructura.

- ⊕ El nivel de fundación de zapatas aisladas seleccionadas para la estructura, es de 2 m de profundidad por debajo del nivel del terreno natural, debido a que al realizar el estudio de suelos, se pudo notar que a esa altura se encuentra un suelo con menor resistencia admisible que a una $h=1.5$ m ,además que la estructura , es de poca altura por lo tanto las cargas no serán muy elevadas y de esta manera se estará libre del nivel freático, como también de la humedad de las lluvias.
- ⊕ El diseño estructural fue planteado y diseñado para poder dar una solución adecuada al problema identificado en el Colegio.

RECOMENDACIONES

Las recomendaciones del proyecto son las siguientes:

- ⊕ Se recomienda utilizar suelo coluvial con limo grava y arena para mejorar suelos de poca resistencia o con características poco confiables, ya que uno de los elementos más perjudiciales es la expansión, o reacción tardía a los esfuerzos como es el de los suelos arcillosos.
- ⊕ Para tener óptimos resultados en el mejoramiento de suelos se recomienda excavar la zapata más 1 metro de profundidad y 0.5 hacia los lados para el relleno y compactado del mismo, hasta obtener una densidad mayor a 2.
- ⊕ Además se debe tomar en cuenta la diferencia existente entre realizar una excavación a mayor profundidad, el costo de los materiales de relleno para mejorar el suelo de fundación y la posibilidad de realizar otro tipo de fundación que cumpla con las condiciones de seguridad que exige un proyecto.
- ⊕ Se recomienda tomar en cuenta la verificación de armaduras, que arroja el programa ya que puede variar constructivamente.