

1. ANTECEDENTES.-

1.1. El problema.-

En los últimos años, la comunidad de Calama, ha tenido un crecimiento significativo en su población escolar, como consecuencia de este crecimiento significativo, se vio incrementada las necesidades y requerimientos de su núcleo escolar, cabe recalcar que el problema de la deserción escolar engloba una problemática profunda y polifacética. En una forma muy general se tiene que las principales causas que dan origen a este problema son:

- La extrema pobreza de las comunidades del Municipio de San Lorenzo.
- El trabajo en el agro de niños en edad escolar, como único medio de subsistencia.
- La falta de políticas municipales, para el incentivo a la educación.
- Las distancias largas del núcleo escolar con las viviendas de los comunarios.
- La falta de equipamiento de las respectivas unidades educativas.
- Se tiene una población dispersa del eje central de San Lorenzo.
- La falta de una infraestructura adecuada, concerniente aulas, viviendas para los docentes y demás ambientes educativos.

1.2. Objetivos.-

General.- Con la concreción del proyecto, se pretenderá mejorar la calidad de vida de los habitantes de la región, minimizando en forma parcial el índice de deserción escolar de la comunidad brindando seguridad, hospedaje y capacitación a los estudiantes de las comunidades aledañas a la zona de Calama.

Específicos.- Entre los objetivos específicos se establecen los siguientes.

- Construir una infraestructura adecuada en la comunidad de Calama, en condiciones de prestar un servicio continuo, confiable y seguro.
- Mejorar la calidad y rendimiento de la educación en el proceso de enseñanza – aprendizaje, mediante una infraestructura adecuada.

- Incrementar la educación secundaria en la comunidad prestando un servicio constante de enseñanza a los estudiantes que hayan acabado el estudio primario superior.
- Ampliar la cobertura del servicio de educación y reducir los índices de inasistencia y ausentismo a la educación.
- Dar mayor oportunidad a los jóvenes de área rural.
- Garantizar la prestación del servicio ofrecido a la población estudiantil, constituyéndose en un instrumento de fortalecimiento de las comunidades.
- Dar todas las condiciones de confort y oportunidad al estudiante, al tiempo de mejorar la calidad de la educación.

1.3. Justificación

Razones que justifican el proyecto.- Existen diversas razones que justifican la implementación del proyecto: Diseño Estructural Internado Calama, entre las que se puede citar las más relevantes:

- Razones sociales.- La ciudadanía representa la igualdad formal ante la ley para adquirir derechos y contraer obligaciones, lo que implica que la ciudadanía social supone el acceso por parte de todos los ciudadanos a los bienes y servicios considerandos básicos por una sociedad en un momento dado consagrados por la ley y las políticas estatales. Las condiciones de éste acceso pueden estar viabilizadas por la provisión de los servicios gratuitos que brinda directamente el Estado y por su combinación con políticas económicas, laborales, etc. O modos de intervención social del Estado destinado a garantizar que los ciudadanos puedan comprar estos bienes y servicios del mercado, tendiendo siempre a garantizar el acceso a los mismos en las condiciones de igualdad prescrita que asegure una línea de largada, similar para el ciclo de vida de los individuos y de los grupos familiares que conforman la comunidad. El gobierno boliviano ha propuesto un programa cuyo objetivo es establecer un sistema de educación eficiente y equitativa que provea un 100 % de cobertura en: los niveles primario y secundario, ofreciendo la variedad de

oportunidades de educación científica, técnica, vocacional y superior requerida para satisfacer las necesidades de recursos humanos capacitados de la nación.

- Razones Económicas.- Uno de los mayores problemas que atraviesan las comunidades de la zona de estudio, es el grado de pobreza, que en la mayoría de los casos no tienen los ingresos suficientes para mandar a sus hijos a la Ciudad de Tarija o la localidad de San Lorenzo para realizar los estudios secundarios, ya que en ninguna de las escuelas de las comunidades se cuenta con un núcleo escolar del nivel de internado, es de esta forma que el proyecto está enfocado a cubrir toda la demanda de estudiantes de la comunidad de Calama y de las zonas aledañas a la misma.
- Razones técnicas.- De acuerdo a las exigencias pedagógicas, existen normas establecidas en cuanto al diseño y cobertura que las unidades educativas deben cumplir para brindar un mayor aprovechamiento y rendimiento por parte de los alumnos.
- Razones comunales.- La infraestructura de la unidad educativa es empleada por la columna para desempeñar actividades culturales, deportivas, ferias agropecuarias y demás actividades que son fundamentales para el desarrollo social de la comunidad, es por ello la necesidad de contar con una infraestructura que satisfaga no sólo las expectativas de los alumnos sino también de toda la comuna.

1.4. Alcance del proyecto

Teniendo ya clara la idea que qué es lo que se pretende realizar, es de vital importancia, definir el alcance y las limitaciones que tendrá nuestro estudio, para así poder encarar satisfactoriamente las actividades del proyecto.

Las principales actividades que se realizarán serán:

- Realizar el diseño arquitectónico del internado con sus correspondientes planos con la ayuda de un arquitecto que serán determinados en función al levantamiento topográfico y las características del terreno.

- Efectuar el cálculo estructural que estarán directamente relacionados los planos de arquitectura y del análisis de suelos correspondiente, esto corresponde a la cubierta, estructura de sustentación y fundación.
- Determinar el diseño de las instalaciones del internado, referidas a: Instalación eléctrica, esto en el plano arquitectónico.
- Plasmar todo el diseño estructural y cálculo realizado en sus respectivos planos.
- Determinar un presupuesto general que abarcará la construcción del internado con sus respectivas especificaciones técnicas.

Con la implementación del internado se pretende dar respuesta efectiva a los siguientes aspectos de proyecto:

- Funcionalidad: que se refiere a la relación más eficiente de funcionamiento propio del edificio y de las actividades que se realizan en él.
- Tecnología: el proceso constructivo, los materiales empleados, la utilización de energía, la operación y funcionamiento, el mantenimiento, etc. Son temas técnicos que definen la forma en que el edificio va a funcionar.
- Morfología: se refiere al resultado formal de la infraestructura particularmente a nivel de módulos o bloques y ambientes particulares y en conjunto, referido a su relación con el medio ambiente presente en la zona, es decir el cómo se verá el proyecto.

La ejecución física y financiera del Proyecto del Internado Calama, será de completa responsabilidad del Municipio de San Lorenzo, mientras que la administración, designación de personal, equipamiento, operación y mantenimiento, queda en completa responsabilidad del Municipio de San Lorenzo y la Comunidad de Calama.

1.5. Localización.

El Municipio de San Lorenzo, que corresponde a la primera sección de la provincia Méndez, se encuentra ubicada al Este de la provincia. Limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al sur con las secciones municipales de Cercado y Avilés, al este con las

secciones municipales de Cercado y O'Connor y al oeste con la segunda sección municipal de la provincia Méndez. La comunidad de Calama se sitúa al Noreste de la provincia Méndez a 23 km del municipio de San Lorenzo. El municipio de San Lorenzo tiene una extensión territorial de 3.454 Km², lo cual significa el 9.2 % del total del territorio departamental.

Por lo tanto el proyecto estará ubicado en:

País:	Bolivia
Departamento:	Tarija
Provincia:	Méndez
Sección Municipal:	Primera Sección (Villa San Lorenzo)
Municipio:	San Lorenzo
Comunidad:	Calama

1.5.1. Información socioeconómica relativa al proyecto.

Las principales actividades de las familias es la agricultura, entre los cultivos más importantes se citan: el maíz, la papa, el trigo, la arveja y los vegetales entre otros.

En las diferentes comunidades, la producción agrícola se desarrolla en diversos sistemas, las mismas que son condicionadas por diferentes factores como el clima. Los suelos (topografía, textura y fertilidad), disponibilidad de riego, insumos y recursos económicos, el tamaño de la propiedad o unidad productiva y la vinculación con los centros de consumo. Casi todas las comunidades practican la agricultura con tecnología tradicional un poco rústica, usando la yunta de bueyes con arado de palo con reja en la etapa de preparación de suelos, la fuerza manual para las labores culturales como la siembra, aporque, deshierbe, podas y cosechas.

La ganadería es también una actividad productiva importante en la zona, y está compuesta por ganado vacuno, ovino, caprino, porcino, aves y en menor escala por equino.

Desde el punto de vista económico, la ganadería vacuna es muy importante en la zona. La tecnología y el sistema de producción de carne son extensivos.

La mayoría de los agricultores no acostumbra a llevar una contabilidad aunque sea básica, por lo que resulta difícil hacer una apreciación sobre el estado general de la economía del mismo.

La unidad básica de producción agrícola es la familia, los roles de los miembros de esta unidad están definidos, iniciándose a partir de la primera edad, adultos y jóvenes responsables de la subsistencia de la unidad familiar, niños apoyan en tareas puntuales. Los roles se hacen por genero, los varones adultos y jóvenes están a cargo de las labores mayores de la producción de cultivos y la mujeres adultas y jóvenes encargadas de la reposición de la fuerza de trabajo de toda la familia, apoyando también en la producción de cultivos, los niños y niñas apoyan indistintamente de acuerdo a la delegación de los mayores.

La labor de comercialización de los productores agrícolas y pecuarios se realiza entre comunidades y también hacia los centros poblados, como Tarija y al interior del departamento, la comercialización está a cargo de los varones como de las mujeres de la familia.

1.5.2. Servicios básicos existentes.

- La comunidad cuenta con sistema de agua proveniente de una red pública.
- Cuenta con un sistema de Energía eléctrica al igual que las comunidades aledañas.
- No existe un sistema de alcantarillado.
- No existe un servicio de recolección y disposición de basura.

2. MARCO TEÓRICO.

2.1. Levantamiento topográfico.

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

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa 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.

El S.P.T es un método muy usado en la exploración de suelos (también muy económico), que 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.

Generalmente, está especialmente indicado para arenas; en cambio, para suelos arcillosos, presenta bastantes dificultades de interpretación. También, en suelos que contengan gravas deberá de tenerse cuidado con la influencia que genere el tamaño de partículas del suelo.

El ensayo consiste en hincar un muestreado 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, anotando los golpes necesarios para penetrar cada 15 cm. 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.

2.3. Diseño arquitectónico.

El diseño arquitectónico tiene como cometido, satisfacer las demandas por espacios habitables, tanto en lo estético, como en lo tecnológico. Presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos de arquitectura. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, la construcción. La responsabilidad de la Arquitectura es responsabilidad de un arquitecto competente. Sin embargo el diseño arquitectónico influye en el planteo estructural.

2.4. Idealización de las estructuras.

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

2.4.1. Sustentación de cubierta.

Esta se lo realiza de acuerdo al tipo de cubierta y materiales a utilizar, pueden ser cubiertas de teja colonial, placas Duralid, calamina, losa de HoAo, para cada uno de estos se lo puede realizar con cerchas de madera o metálicas, exceptuando la losa de HoAo, se debe determinar la forma de las cerchas, si las tiene, pendientes de acuerdo al plano arquitectónico.

En nuestro caso se realizará una cubierta de teja colonial con cerchas de madera y parte de la cubierta es de HoAo de acuerdo a los planos arquitectónicos.

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 HoAo, 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 HoAo, tomando en cuenta que hay aberturas considerables en puertas y ventanas ya que la funcionalidad de la estructura es para un internado de tamaño considerable.

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, ya que el suelo de emplazamiento es muy bueno y no tiene colindantes, además se justifica por que las zapatas aisladas son mucho más económicas que otras alternativas como pilotes o losas de fundación.

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 cuatro etapas, cubierta, sustentación de la edificación, fundación y estructuras especiales.

Se seguirá la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH 87 para el diseño de sustentación de la estructura y fundación y el manual del grupo Andino para el dimensionamiento de las cerchas para la cubierta.

2.5.1. Estructura de sustentación de cubierta.

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.

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

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.

Se denomina A al grupo de maderas de mayor resistencia, B al grupo intermedio y C al grupo de menor resistencia. Las densidades básicas de las maderas del grupo A están por lo general en el rango de 0,71 a 0,90, las del grupo B entre 0,56 y 0,70 y las del grupo C entre 0,40 y 0,55.

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 cuadro 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 el cuadro 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 $E_{\text{mín}}$. El valor E_{promedio} podrá utilizarse solo cuando exista una acción de conjunto garantizada, como en el caso de viguetas y entablados. (Ver el cuadro 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 el cuadro 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 $E_{\text{mín}}$ 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 cuadro 5 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.

$$\text{Pendiente} = h/L$$

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 ($E_{mín.}$).

2.5.2. Estructura de sustentación de la edificación.

HORMIGONES

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

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

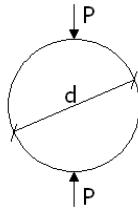
- RESISTENCIA A COMPRESIÓN

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

Se adopta como resistencia característica del hormigón a compresión (f_{ck}), a la resistencia que alcanza el hormigón a los 28 días. Una manera de determinar la resistencia a compresión a j días, es mediante el cuadro 6:

- RESISTENCIA A TRACCIÓN

Al igual que la resistencia a compresión del hormigón, la resistencia a tracción es determinada a partir de ensayos con probetas. Esta resistencia bien puede determinarse mediante el ensayo brasileño, que utiliza probetas cilíndricas, de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, de veintiocho días de edad, el ensayo se realiza según la disposición indicada en la siguiente figura, por lo que la rotura se produce por hendimiento.



Una manera de determinar la resistencia a tracción a j días, teniendo el valor de la resistencia a los 28 días, es mediante el cuadro 7:

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

- VALOR MÍNIMO DE LA RESISTENCIA

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

- 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.

- RESISTENCIA DE CÁLCULO

Se considerará como resistencias de cálculo, o de diseño del hormigón (en compresión f_{cd} o en tracción $f_{ct,d}$), el valor de la resistencia característica adoptada para el proyecto, dividido por un coeficiente de minoración γ_c .

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

Donde:

f_{ck} = resistencia característica del hormigón a compresión.

γ_c = coeficiente de minoración.

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

- DIAGRAMA REAL, TENSION – DEFORMACIÓN

El diagrama real, tensión-deformación, presenta formas generales del tipo esquemáticamente mostrado en el cuadro 8:

Según la naturaleza de los constituyentes y la velocidad de deformación, la abscisa correspondiente a la máxima ordenada está comprendida entre 2 por mil y 2,5 por mil, el acortamiento último ϵ_{cu} , oscila alrededor de 3,5 por mil y la tensión última σ_{cu} , está comprendida entre 0,75 y 0,85 f_c .

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

- DIAGRAMA DE CÁLCULO TENSION – DEFORMACIÓN

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

- Diagrama Parábola-Rectángulo: Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo (ver Cuadro 9).

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

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

Donde: ε_c = está expresado en fracción decimal

- MÓDULOS DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL

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

$$\begin{aligned} E_o &= 21000 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2. \\ E_o &= 6640 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad ; \quad \text{en MPa.} \end{aligned}$$

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

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

$$\begin{aligned} E_s &= 6000 \cdot \sqrt{f_j} \quad ; \quad \text{en MPa.} \\ E_s &= 0,90 \cdot E_o \end{aligned}$$

Válido siempre que las tensiones en condiciones de servicio no sobrepasen el valor de $0,5 f_j$. en esta expresión debe entrarse con f_j en MPa.

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

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

Normalmente, f_{ck} está referido a la edad de 28 días y por consiguiente el valor de E_{cm} corresponde a dicha edad. Sin embargo, puede utilizarse igualmente la misma expresión para deducir E_{cm} a partir de una resistencia f_j (t_o), correspondiente a una edad t_o , dada.

Cuando se trate de cargas duraderas o permanentes podrá tomarse como valor de E los dos tercios de los valores anteriores, en climas húmedos, y los dos quintos, en climas secos.

ACEROS

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

Los diámetros nominales en milímetros de las barras lisas y corrugadas que se utiliza en el proyecto y construcción de obras de hormigón armado, serán exclusivamente los siguientes, con las áreas en cm^2 que se indican en el (cuadro 10):

Las barras no presentarán defectos superficiales, grietas ni sopladuras.

Se considerará como límite elástico f_y del acero, al valor de la tensión que produce una deformación remanente del 0.2 %.

- BARRAS LISAS

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

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

- BARRAS CORRUGADAS

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

- Diámetros menores a 8 mm: $\tau_{bm} \geq 7 \text{ MPa.}$
 $\tau_{bu} \geq 11,5 \text{ MPa.}$
- Diámetro de 8 a 32 mm, ambos inclusive: $\tau_{bm} \geq 8 - 0,12 \cdot \phi \text{ MPa.}$
 $\tau_{bu} \geq 13 - 0,20 \cdot \phi \text{ MPa.}$

Donde: ϕ = diámetro en mm.

- Diámetros superiores a 32 mm: $\tau_{bm} \geq 4 \text{ MPa}$.
 $\tau_{bu} \geq 7 \text{ MPa}$.

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

Las barras deben cumplir las características mecánicas mínimas (ver cuadro 11):

- 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%, $f_{0,2}$).

- RESISTENCIA DE CÁLCULO

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

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

Donde: f_{yk} = límite elástico del proyecto.
 γ_s = coeficiente de minoración.

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

- DIAGRAMAS TENSION-DEFORMACIÓN

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

Diagrama característico tensión-deformación del acero, en tracción, es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no mayores del 10 por mil, presentan un nivel de confianza del 95 % con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción. (Ver cuadro 12).

- DIAGRAMAS DE CÁLCULO TENSION-DEFORMACIÓN

Los diagramas de cálculo tensión-deformación del acero (en tracción o en compresión) se deducen de los diagramas de proyecto, mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke de razón igual a: $1/\gamma_s$.

La deformación del acero en tracción se limita al valor 10 por mil, y la de compresión, al valor 3,5 por mil. Ver Cuadro 13 para los diagramas de cálculo tensión deformación.

- **MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL**

Para todas las armaduras nombradas en el Cuadro N° 5.3, como módulo de deformación longitudinal se tomará:

$$E_s = 210'000 \text{ MPa}$$

DOMINIOS DE DEFORMACIÓN

Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres puntos, A, B o C, según el cuadro 14.

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

- **DOMINIO 1:** Tracción simple o compuesta. Toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado, del 10 por mil.
- **DOMINIO 2:** Flexión simple o compuesta. El acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A.
- **DOMINIO 3:** Flexión simple o compuesta. La resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión de hormigón: $\epsilon_{cu} = 3,5$ por mil.
- **DOMINIO 4:** Flexión simple o compuesta. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ϵ_y y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3,5 por mil.

- **DOMINIO 4.a:** Flexión compuesta. Todas las armaduras están comprendidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto B.
- **DOMINIO 5:** Compresión simple o compuesta. Ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión: $\epsilon_{cu} = 2$ por mil.

ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS

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

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

En estados límites últimos, los coeficientes de minoración de la resistencia serán los del cuadro 15:

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.

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

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

ESTABLECIMIENTO DE ACCIONES DE CÁLCULO

Para el establecimiento de acciones de cálculo, se procederá a escoger las acciones correspondientes a la estructura.

Para los estados límites últimos:

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

- Cargas variables: si su efecto es desfavorable se tomará el valor mayorado con los coeficientes respectivos de mayoración, si su efecto es desfavorable será 0.
- Acciones indirectas: las que tengan carácter de permanencia, como son a veces las reológicas y los movimientos impuestos, se tratarán como cargas permanentes. Las que no tengan este carácter, se tratarán como cargas variables.

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

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.

Para cada parte de la estructura se elegirá un valor de sobrecarga de uso adecuado al destino que vaya a tener de acuerdo a los valores del Cuadro 16:

HIPÓTESIS DE CARGA MÁS DESFAVORABLE

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

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

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

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

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

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.

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- VIGAS

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

Para determinar las máximas solicitaciones en los elementos viga, se debe cargar la estructura de siguiente manera:

Para determinar los máximos momentos positivos en los tramos cargados ver cuadro 17:

Por otro lado, para la obtención de los máximos momentos negativos en los apoyos de las vigas principales se debe cargar la estructura como se observa en el cuadro 18, se carga dos luces adyacentes y una no.

- ARMADURA LONGITUDINAL

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

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

Luego calculamos el momento reducido de cálculo:

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

Con el momento reducido determinamos la cuantía geométrica para determinar la armadura:

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

Se debe calcular el área mínima que necesita la pieza, para esto, encontramos la cuantía geométrica mínima referida a la sección total de hormigón, ver el (cuadro 19).

Con la cuantía geométrica mínima encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza.

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

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

- ARMADURA TRANSVERSAL

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

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \rightarrow [kg/cm^2]$$

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

$$\text{Si: } V_d \leq V_{cu} \quad A_{s \text{ mín}} = 0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\text{Si: } V_d > V_{cu} \quad V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_d debe ser menor o igual que V_{ou} , y mayor que V_{cu} , caso contrario, se debe cambiar las dimensiones de la sección transversal.

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

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 son elementos estructurales generalmente de hormigón armado donde el esfuerzo principal es el nominal. Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada y la rectangular. La armadura es constituida por barras longitudinales que son éstas las que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y la armadura transversal que son los estribos, tienen la función de evitar la rotura por deslizamiento, evitando el pandeo de la armadura longitudinal y absorber los esfuerzos cortantes.

- COLUMNAS CORTAS Y LARGAS

Las Columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan solo 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.

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

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

- COMPRESIÓN SIMPLE

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el baricentro 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:

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

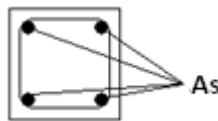
- RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

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

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

- ARMADURA LONGITUDINAL

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



$$\gamma_m \cdot N_d = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h + A_s \cdot f_{yd}$$

$$\gamma_m = \frac{b + 6}{b} \geq 1,15$$

Despejando A_s de la ecuación:

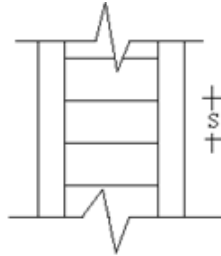
$$A_s = \frac{\gamma_m \cdot N_d - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}}$$

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

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

- ARMADURA TRANSVERSAL

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



$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} \\ 15 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \end{cases}$$

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

- COEFICIENTES DE PANDEO (k)

Los coeficientes de pandeo para piezas aisladas se muestran en el cuadro 20:

- LOSAS

Para la estructura del Internado se dispondrán de losas macizas de hormigón armado armadas en dos direcciones. Para determinar manualmente los momentos actuantes en las losas, lo realizamos con la ayuda de las Tablas de Czerny.

- CÁLCULO DE ARMADURA

Según la norma, determinamos el área de armadura que requiere la losa con las siguientes fórmulas:

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

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

b_w = ancho de la pieza, analizamos para un metro de ancho

$\mu_{d\ lim} = 0,332 \rightarrow$ Para losas de hormigón con un acero $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$

Con el valor encontrado de μ_d , entramos en la tabla universal de cálculo (Cuadro N° 5.10) y encontramos el valor de la cuantía mecánica w_s . (Ver cuadro 21)

El área de armadura para la losa será:

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

Se debe calcular el área mínima que necesita la pieza, para esto, encontramos la cuantía geométrica mínima ($w_{s\ min}$) del Cuadro N° 5.9

Con la cuantía geométrica mínima encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza.

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

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

2.5.3. Estructuras complementarias.

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.

En el (cuadro 22) se pueden observar los elementos de una escalera.

2.5.4. Fundaciones.

ZAPATAS

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 así también se tiene un suelo de fundación bueno, 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

El cálculo de las zapatas aisladas lo realizamos de la siguiente manera (Ver cuadro 23):

Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

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

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

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:

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

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:

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

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

$$\gamma_f = 1,6$$

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 $d + 5\text{cm}$.

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 flexor, y éste sumado con el momento flexor inicial, producen un nuevo momento. Dichos momentos serán:

$$M_{ox} = M_x \pm V_x \cdot h$$

$$M_{oy} = M_y \pm V_y \cdot h$$

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

- 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:

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

φ = ángulo de rozamiento interno

Para suelo cohesivo:

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

- 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.

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 son los documentos en los cuales se definen las normas, exigencias y procedimientos a ser empleados y aplicados en todos los trabajos de construcción de obras, en este caso para la construcción del internado.

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 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 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, 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.

El planeamiento y cronograma de una construcción 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, existen varios métodos como ser PERT, CPM, PERT-CPM y GANTT, en nuestro caso usaremos el método GANTT para la elaboración del planeamiento y determinar el cronograma de la obra.

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

En resumen, para la planificación de actividades relativamente simples, el gráfico de Gantt representa un instrumento de bajo costo y extrema simplicidad en su utilización. Para proyectos complejos, sus limitaciones son bastantes serias, y fueron éstas las que llevaron a ensayos que dieron como resultado el desarrollo del CPM, el PERT y otras técnicas conexas. Estas técnicas introdujeron nuevos conceptos que, asociados más tarde a los de los gráficos de Gantt, dieron origen a las denominadas “redes-cronogramas”.

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO.-

3.1. Análisis del levantamiento topográfico.

El levantamiento topográfico fue realizado con estación total por la Honorable Alcaldía Municipal de San Lorenzo antes de la elaboración de este proyecto, por lo cual me facilitaron en digital el plano topográfico del terreno donde será emplazado el internado.

Por lo analizado en el plano topográfico, se puede apreciar que este puede ser considerado plano, para lo cual no se necesita realizar movimiento de tierras para el enrase del terreno, solo una limpieza superficial. Ver Anexo 1

3.2. Análisis del estudio de suelos.

Se procedió a la realización del estudio de suelos en el lugar donde se emplazará el Internado, fue realizado por el Laboratorio de Suelos de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho. Se realizaron 2 pozos a una profundidad de 1,5 m encontrándose un suelo ML-OL (limo de baja plasticidad con contenido de arcilla y material orgánico) según la clasificación SUCS, y por la AASHTO un suelo A-4(8) (Limo de baja plasticidad con contenido de arcilla y material orgánico).

La resistencia admisible del suelo en el pozo 1 es de 3,60 Kg/cm² y en el pozo 2 es de 3,78 Kg/cm², como se encontró un suelo muy resistente a la profundidad de 1,5 m. ya no fue necesario realizar más pruebas a mayores profundidades. Se observó que el suelo estaba bien consolidado y se tomó el valor de 3,60 Kg/cm² estando a favor de la seguridad.

Para los resultados del estudio de suelos ver Anexo 2

3.3. Análisis del diseño arquitectónico.

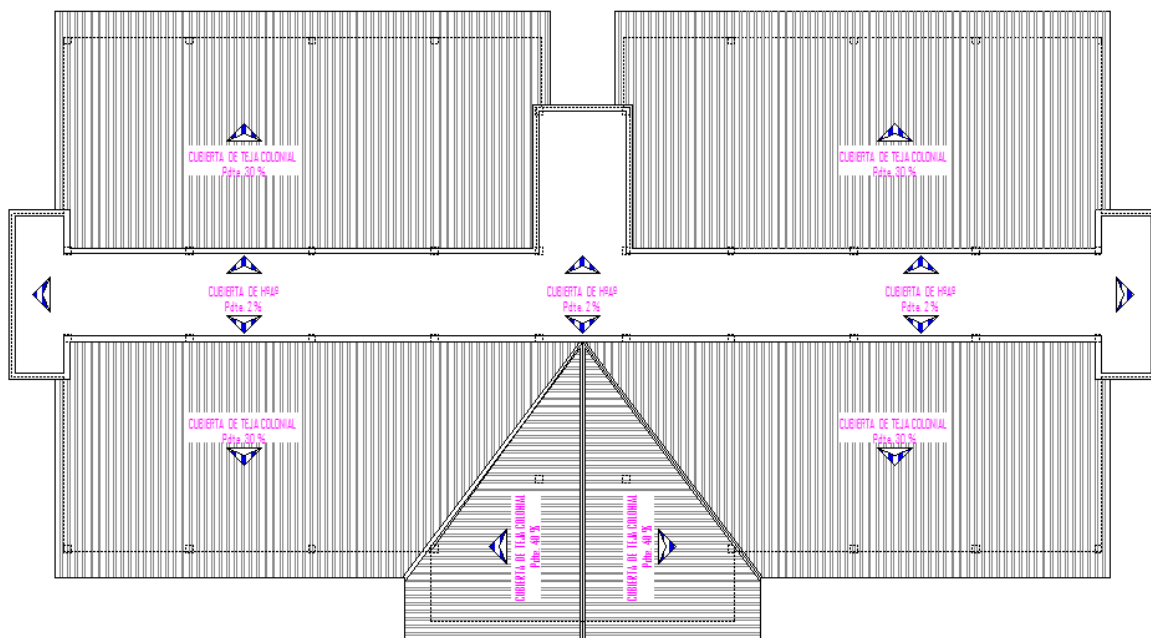
El diseño arquitectónico fue realizado por el Arquitecto Eiber Armella Chavarría de acuerdo a la necesidad del proyecto, tomando en cuenta los aspectos funcionales, morfológicos y estéticos como se puede apreciar en el Anexo 3.

Cabe destacar que el plano es de total conformidad con los beneficiarios.

3.4. Planteamiento estructural.

El planteo estructural es la disposición y ubicación de los distintos elementos estructurales que serán dispuestos en función del plano arquitectónico, tomando en cuenta según el criterio del ingeniero la luz a cubrir, aberturas de puertas y ventanas, salones amplios sin columnas interiores, tipo de cubierta que soportará, tipo de fundación. Cabe notar que solo es una disposición de los elementos estructurales, es decir sin dimensionamiento ni cálculo respectivo.

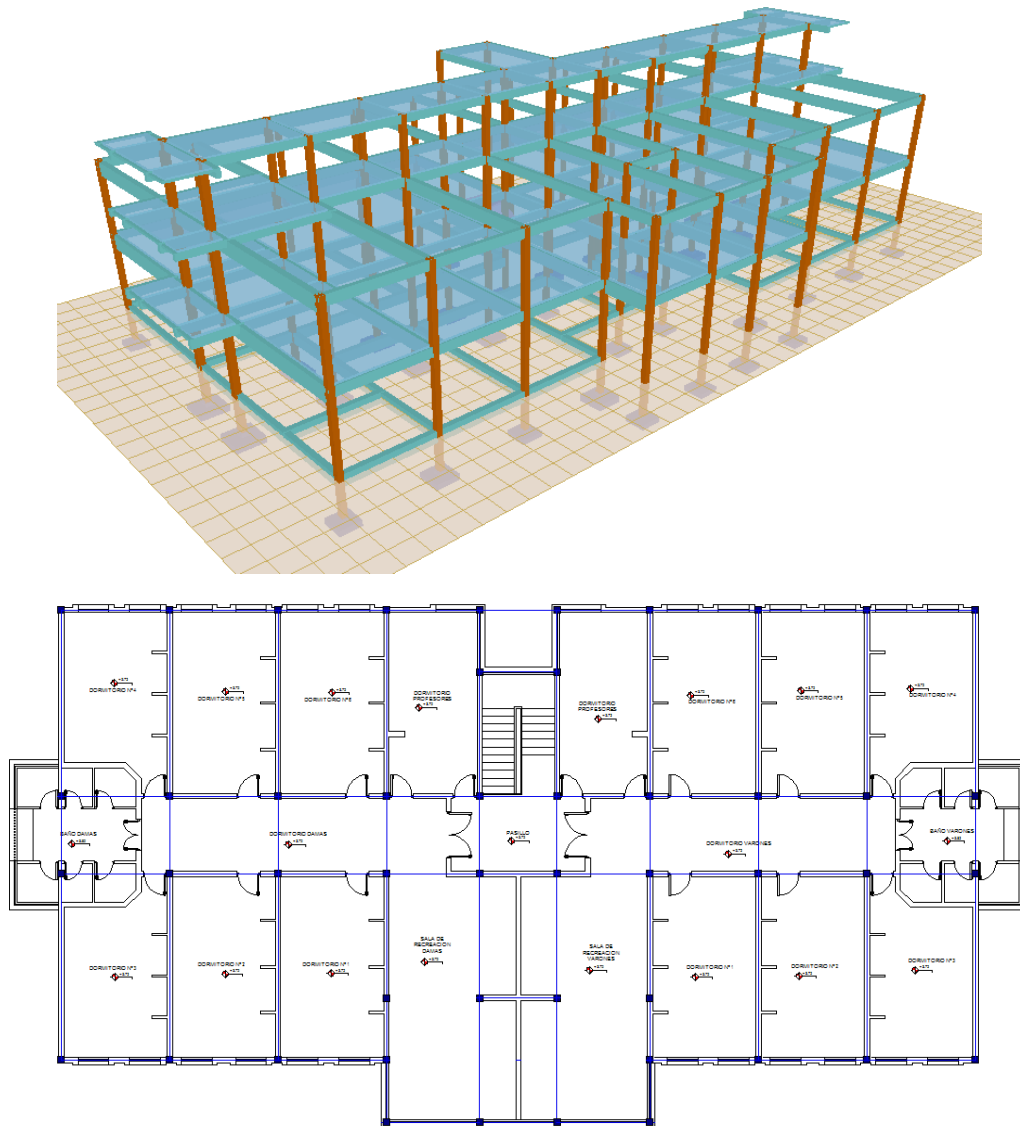
3.4.1. Estructura de cubierta.



La cubierta tiene una pendiente del 30 %, esta es para una altura de la cubierta sea 2,5 m, la pendiente recomendable es de 30 a 35 % para cubiertas de teja colonial. Se tiene 3 tipos de cerchas y 2 tipos de vigas que sostienen toda la cubierta. Parte de la cubierta es de losa maciza, con fin estético de acuerdo al diseño arquitectónico.

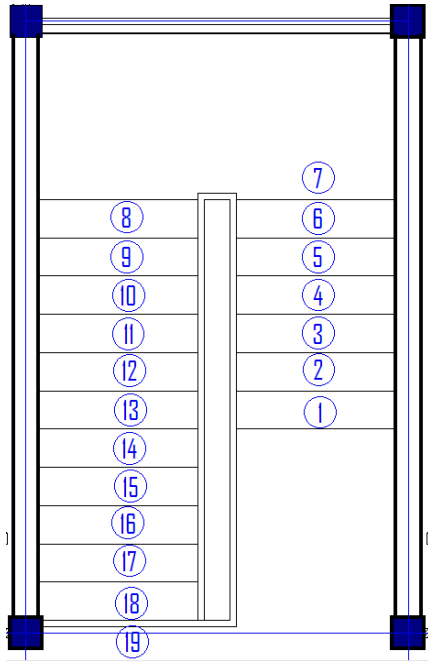
Se utilizará cerchas de madera ya que en nuestro medio es muy comercial, va de acuerdo al medio donde va ser emplazada la estructura, también está en conformidad y es preferencia de los comunarios.

3.4.2. Estructura de la edificación.

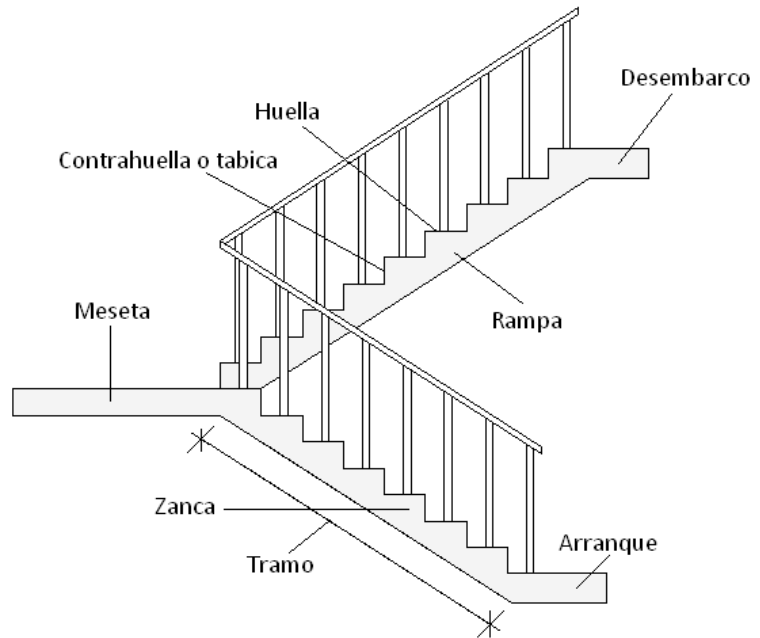


La estructura de la edificación es de Hormigón Armado con losas macizas y losas alivianadas según el diseño estructural, tiene una planta baja 3,42 m de alto, planta alta de 3,24 m de alto y la parte de la cubierta que es de losa de HoAo tiene una altura de 2,50 m, las columna fueron ubicadas y espaciadas convenientemente para que trabajen continuamente con las vigas como se muestra en los gráficos. Ver [Anexo 4](#) para otras vistas de la estructura de sustentación. Las losas alivianadas son más económicas que las macizas, por eso se utilizaron para los paneles esta alternativa, mientras que para la cubierta como no necesita mucha resistencia es más económico utilizar losas macizas.

3.4.3. Estructuras complementarias.



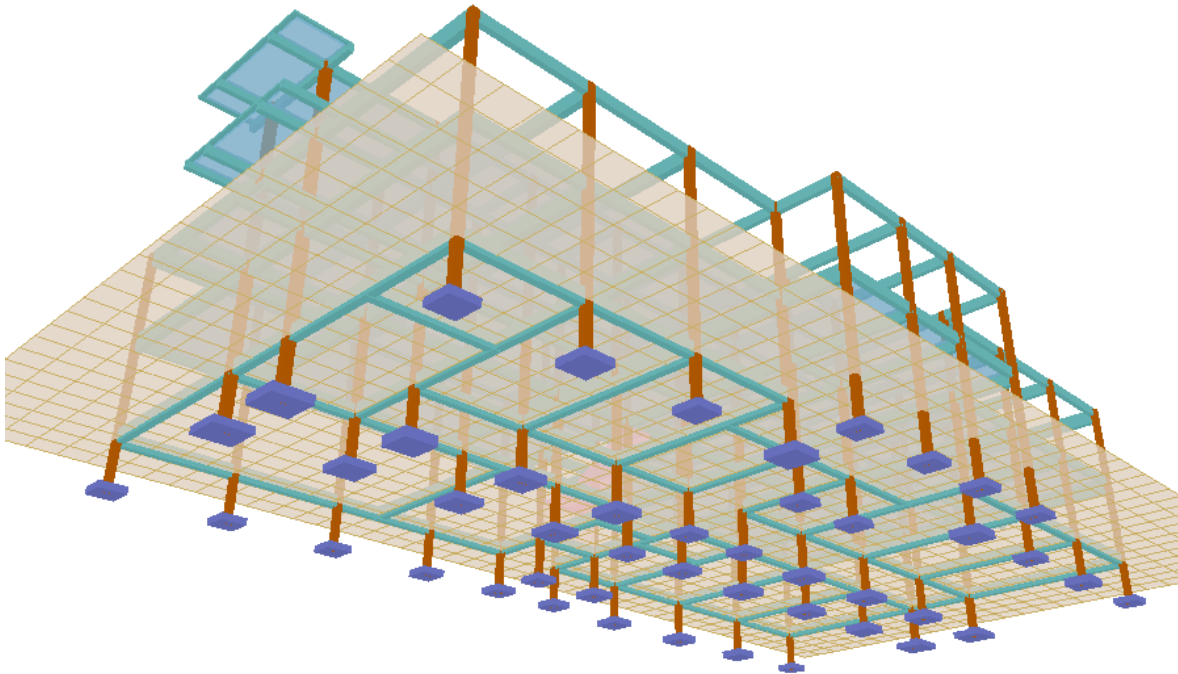
Como estructuras complementarias tenemos la escalera que es de HoAo, esta se calcula como una losa inclinada.



Las escaleras para internado serán escaleras rectas de dos tramos con un descanso intermedio, dispuestas mediante 19 peldaños con una huella de 30 cm y una contrahuella de 18 cm.

3.4.4. Fundaciones.

En cuanto a 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 así también se tiene un suelo de fundación bueno, como cota de fundación se adopta un nivel de -1,5 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 como ser las losas de fundación o la utilización de pilotes.



3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural.

El proyecto de la Construcción del Internado en la Comunidad de Calama, es una infraestructura que estará destinado al albergue de estudiantes, profesores y personal administrativo, por lo que merece un tratamiento especial en análisis, cálculo y diseño estructural.

Una vez obtenido 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, entre las luces mayores tenemos algunas que llegan a los 7,2 m. Mientras que las zapatas llegan a 1,5 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	9,5
3	Cielo Falso	7
2	Primer Piso	3,7
1	Cota cimiento	0
0	Cimentación	-1,5

Ver Anexo 5 para las memorias de cálculo y diseño.

3.5.1. Estructura de sustentación de cubierta.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA MADERA

Tipo de madera = Grupo B

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

Esfuerzo admisible a tracción paralela (f_t) = 105 kg/cm²

Esfuerzo admisible a compresión paralela ($f_{c II}$) = 115 kg/cm²

Módulo de elasticidad mínimo ($E_{\min}$) = 75000 kg/cm²

ESPECIFICACIONES DE LA TEJA COLONIAL

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

Longitud útil = 42 cm.

CONSIDERACIONES NECESARIAS

Velocidad del viento en Tarija:

Máxima anual = 83,2 Km/h = 23,11 m/s.

Media anual = 10 Km/h = 2,78 m/s.

Viento asumido = 50 Km/h = 13,89 m/s.

Coefficiente amplificador viento $k = 1,75$

Tipo	Km/h
Brisa	1 - 5
Suave	6 - 11
Leves	12 - 19
Moderados	20 - 28
Regulares	29 - 38
Fuertes	39 - 49
Ventarrón	50 - 61
Temporal	62 - 74

En la siguiente tabla se muestra una clasificación de los vientos según su intensidad en Km/h, como se puede apreciar a los 50 Km/h empieza el tipo ventarrón, esta intensidad de viento se puede sentir y es poco probable el mantenimiento del techo en este punto.

CARGAS ACTUANTES

Carga por viento = $k * (v^2 / 16,3) = 1,75 * (13,89^2 / 16,3) = \mathbf{20,71 \text{ Kg/m}^2}$

Esta carga es la asumida, ya que hasta esta velocidad del viento es posible realizar una reparación sin problemas.

Sobrecarga mantenimiento para techos inclinados = **50 Kg/m²** (según manual de diseño del grupo andino tabla 13.3).

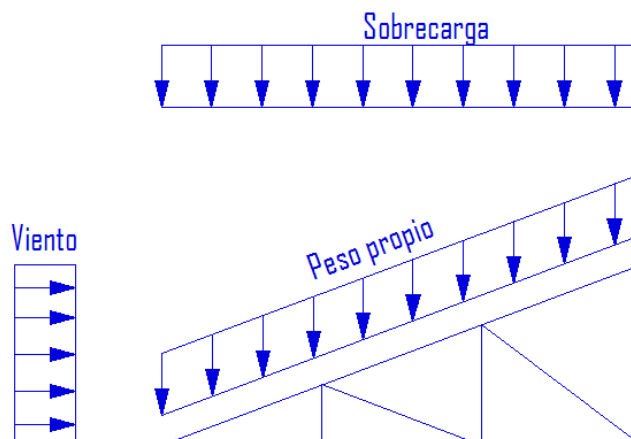
Peso por m² de teja colonial = $2,7 * 20 = 54 \text{ Kg/m}^2$

Peso propio de las correas = 6 Kg/m^2 (Aproximado)

Peso propio de la cercha = 12 Kg/m^2 (Aproximado)

Carga por peso propio = **72 Kg/m²**

Las diferentes cargas que actúan sobre la cercha actúan de la siguiente manera:



De las diferentes cargas podemos definir el siguiente cuadro:

Kg/m2		Proyectado al plano Horizontal (Kg/m2)
Sobrecarga	50	50
Peso Propio	72	75,38
Carga de viento	20,71	6,69
Total		132,07

Carga del cielo raso cercha = 25 Kg/m2.

Se debe multiplicar por el ancho de área de influencia para obtener la carga por metro lineal que actúa sobre la cercha, se idealizará como carga puntual en cada nudo de la cercha para determinar las máximas solicitaciones a compresión y tracción.

El diseño de la cubierta está basado en el “Manual de diseño para maderas del grupo Andino”. El cálculo de las fuerzas internas en las cerchas, se realizó con la ayuda del programa SAP 2000 Versión 14, mientras que el dimensionamiento de cada elemento de la misma se lo calculó en planillas de excel y se encuentra en el Anexo 5.

Ver Anexo 6 para los planos finales del diseño de la cubierta.

3.5.2. Estructura de sustentación de la edificación.

Las plantas tienen las siguientes elevaciones:

Número	Planta	Altura	Cota (m.)
5	Techo exterior	2.50	9,46
4	Techo interior	3.24	6,96
3	Planta Alta	3.42	3,72
2	Planta baja	0.30	0,30
1	Nivel el Suelo	1.50	0
0	Cimentación		-1,5

El cálculo estructural se lo realizó con la ayuda del programa computacional Cype Ingenieros Versión 2009.1.c., este programa ofrece la ventaja de diseño integral de la estructura calculando todo los esfuerzos por el método de elementos finitos, también ofrece la ventaja de trabajar con una serie de normas en las cuales se encuentra la norma Española EH-91. Todo el diseño de la estructura fue basado en la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH 87, para calcular con el programa, utilizamos la Norma Española EH 91, ya que la norma Boliviana está basada en la norma Española.

A manera de verificar los resultados obtenidos con el programa, realizamos un cálculo de un elemento estructural, (losa, viga, columna, zapata) los cuales se encuentran más adelante, y comparamos los resultados obtenidos manualmente y con el programa, para así poder sacar nuestras propias conclusiones.

SOBRECARGAS DE USO.

El valor asumido para las sobrecargas de uso, está basado en el Cuadro N° 16.

• Zonas de dormitorio	200 Kg/cm ²
• Escaleras accesos	300 Kg/cm ²
• Aulas, comedor	300 kg/cm ²
• Sobrecarga en cubiertas (granizo, mantenimiento)	50 Kg/m ²
• Velocidad del viento:	50 km/hr.

HIPÓTESIS DE CARGA MÁS DESFAVORABLE

Para el cálculo estructural, aplicamos siguientes hipótesis de carga:

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

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

Donde:

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

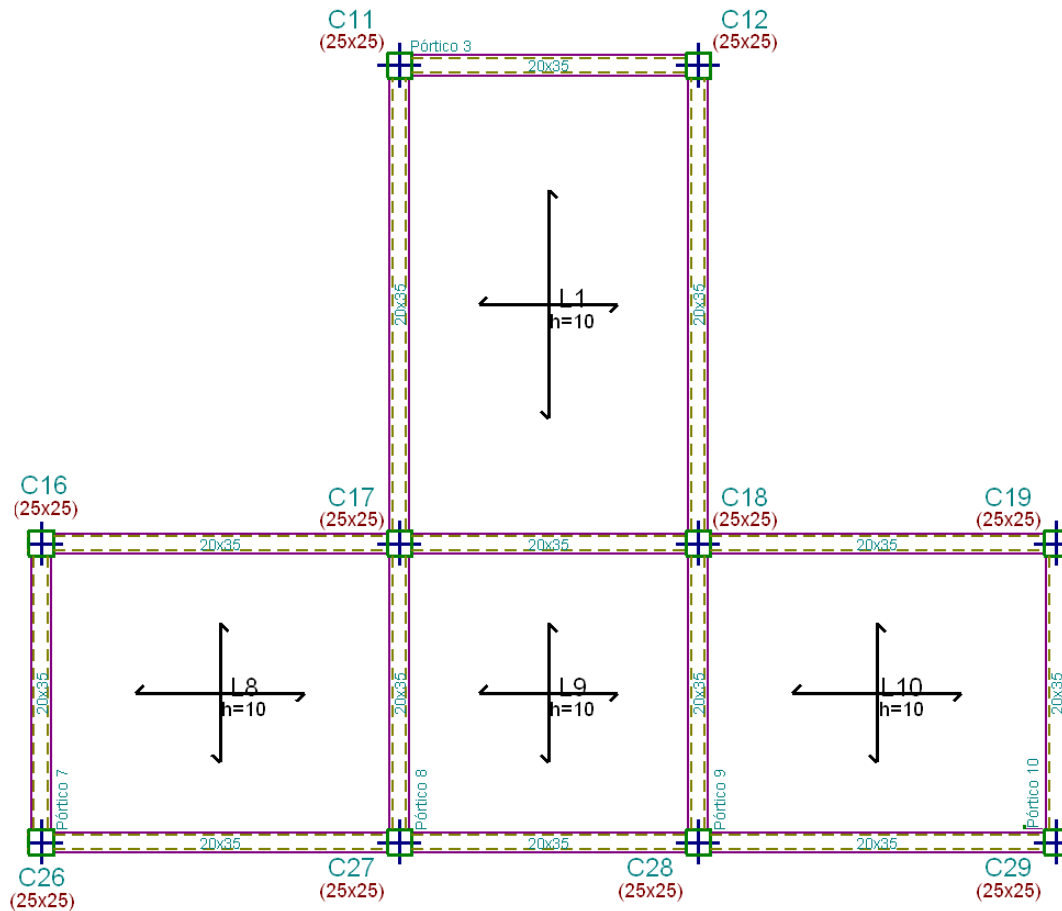
Q= valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, mas las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas.

W= valor característico de la carga del viento.

Se debe tomar en cuenta de que la Hipótesis III mencionada en la norma boliviana CBH-87, es para estructuras sismo resistente, como no es el caso, no lo tomaremos en cuenta

A continuación se realiza el cálculo de un elemento estructural (losa, viga, columna) para poder comparar luego los resultados obtenidos con el programa.

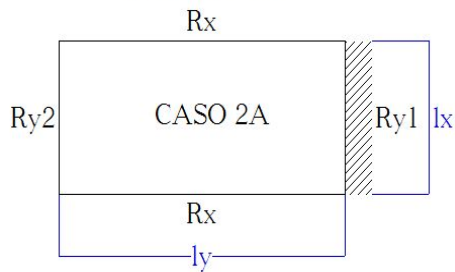
DISEÑO DE LOSAS MACIZAS



Realizaremos el cálculo de la Losa N° 9, que se presenta a continuación, para esto debemos calcular las losas adyacentes más para la corrección de momentos negativos y positivos:

LOSA: 1

TABLA 7-B



Altura de la losa: $h = \frac{l_x}{40} = \frac{300}{40} = 7,5 = 8 \text{ cm.}$

Pero se asumió una altura de 10 cm para todos los paños del techo por tratarse de cubierta.

Carga actuante en la losa:

Peso propio = $\gamma_{H^o} * h = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,10 \text{ m} = 240 \text{ kg/m}^2$.

Sobrecarga = 100 kg/m^2 .

Carga total = $240 + 100 = 340 \text{ kg/m}^2$.

Clasificación de la losa:

$$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{4,8}{3} = 1,60 < 2 \rightarrow \text{Losa armada en dos direcciones}$$

$$\epsilon = \frac{l_y}{l_x}$$

$$R_x = q * l_x * V_x$$

$$R_{y1} = q * l_y * V_{y1}$$

$$R_{y2} = q * l_y * V_{y2}$$

$$M_x = \frac{q * l_x^2}{m_x}$$

$$M_y = \frac{q * l_x^2}{m_y}$$

$$X_x = -\frac{q * l_x^2}{n_x}$$

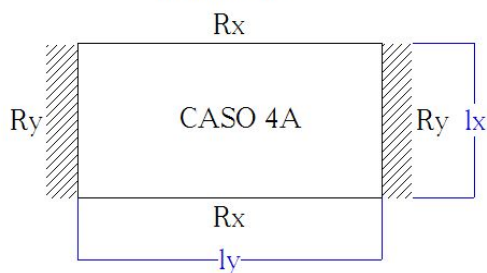
$$X_y = -\frac{q * l_x^2}{n_y}$$

mx	15
my	33,6
ny	8,7
Vx	0,286
Vy1	0,272
Vy2	0,156

ϵ	1,60			
Rx	291,72		Mx	204,00
Ry1	443,90		My	91,07
Ry2	254,59		Xy	-351,72

LOSA: 8

TABLA 7-C



Altura de la losa: $h = \frac{l_x}{40} = \frac{320}{40} = 8 \text{ cm.}$

Pero se asumió una altura de 10 cm para todos los paños del techo por tratarse de cubierta.

Carga actuante en la losa:

Peso propio = $\gamma_{H^o} * h = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,10 \text{ m} = 240 \text{ kg/m}^2$.

Sobrecarga = 100 kg/m^2 .

Carga total = $240 + 100 = 340 \text{ kg/m}^2$.

Clasificación de la losa:

$$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{3,6}{3} = 1,20 < 2 \rightarrow \text{Losa armada en dos direcciones}$$

mx	35,5
my	31,7
ny	11,5
Vx	0,173
Vy	0,327

$$\epsilon = \frac{l_y}{l_x}$$

$$R_x = q * l_x * V_x$$

$$R_{y1} = q * l_y * V_{y1}$$

$$R_{y2} = q * l_y * V_{y2}$$

$$M_x = \frac{q * l_x^2}{m_x}$$

$$M_y = \frac{q * l_x^2}{m_y}$$

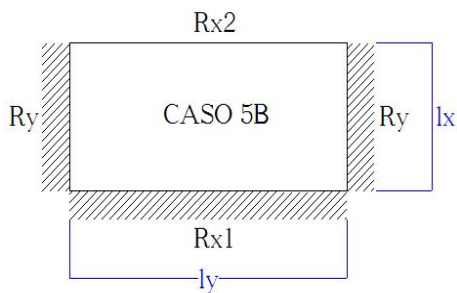
$$X_x = -\frac{q * l_x^2}{n_x}$$

$$X_y = -\frac{q * l_x^2}{n_y}$$

ε	1,20		Mx	86,20
Rx	176,46		My	96,53
Ry	400,25		Xy	-266,09

LOSA: 9

TABLA 7-D



Altura de la losa: $h = \frac{l_x}{40} = \frac{320}{40} = 8 \text{ cm.}$

Pero se asumió una altura de 10 cm para todos los paños del techo por tratarse de cubierta.

Carga actuante en la losa:

Peso propio = $\gamma_H * h = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,10 \text{ m} = 240 \text{ kg/m}^2$.

Sobrecarga = 100 kg/m^2 .

Carga total = $240 + 100 = 340 \text{ kg/m}^2$.

Clasificación de la losa:

$$\epsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{3}{3} = 1 < 2 \rightarrow \text{Losa armada en dos direcciones}$$

mx	59,5
my	44,1
nx	18,3
ny	16,2
Vx1	0,25
Vy	0,304
Vx2	0,142

$$\epsilon = \frac{l_y}{l_x}$$

$$R_x = q * l_x * V_x$$

$$R_y = q * l_y * V_y$$

$$M_x = \frac{q * l_x^2}{m_x}$$

$$M_y = \frac{q * l_x^2}{m_y}$$

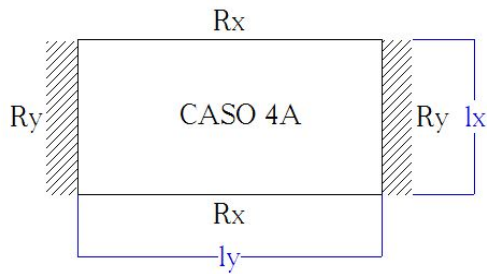
$$X_x = -\frac{q * l_x^2}{n_x}$$

$$X_y = -\frac{q * l_x^2}{n_y}$$

ε	1,00		Mx	51,43
Rx1	255,00		My	69,39
Rx2	144,84		Xx	-167,21
Ry	310,08		Xy	-188,89

LOSA: 10

TABLA 7-C



Altura de la losa: $h = \frac{l_x}{40} = \frac{320}{40} = 8 \text{ cm.}$

Pero se asumió una altura de 10 cm para todos los paños del techo por tratarse de cubierta.

Carga actuante en la losa:

Peso propio = $\gamma_{H^o} * h = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,10 \text{ m} = 240 \text{ kg/m}^2.$

Sobrecarga = $100 \text{ kg/m}^2.$

Carga total = $240 + 100 = 340 \text{ kg/m}^2.$

Clasificación de la losa:

$$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{3,6}{3} = 1,20 < 2 \rightarrow \text{Losa armada en dos direcciones}$$

$$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x}$$

$$R_x = q * l_x * V_x$$

$$R_{y1} = q * l_y * V_{y1}$$

$$R_{y2} = q * l_y * V_{y2}$$

$$M_x = \frac{q * l_x^2}{m_x}$$

$$M_y = \frac{q * l_x^2}{m_y}$$

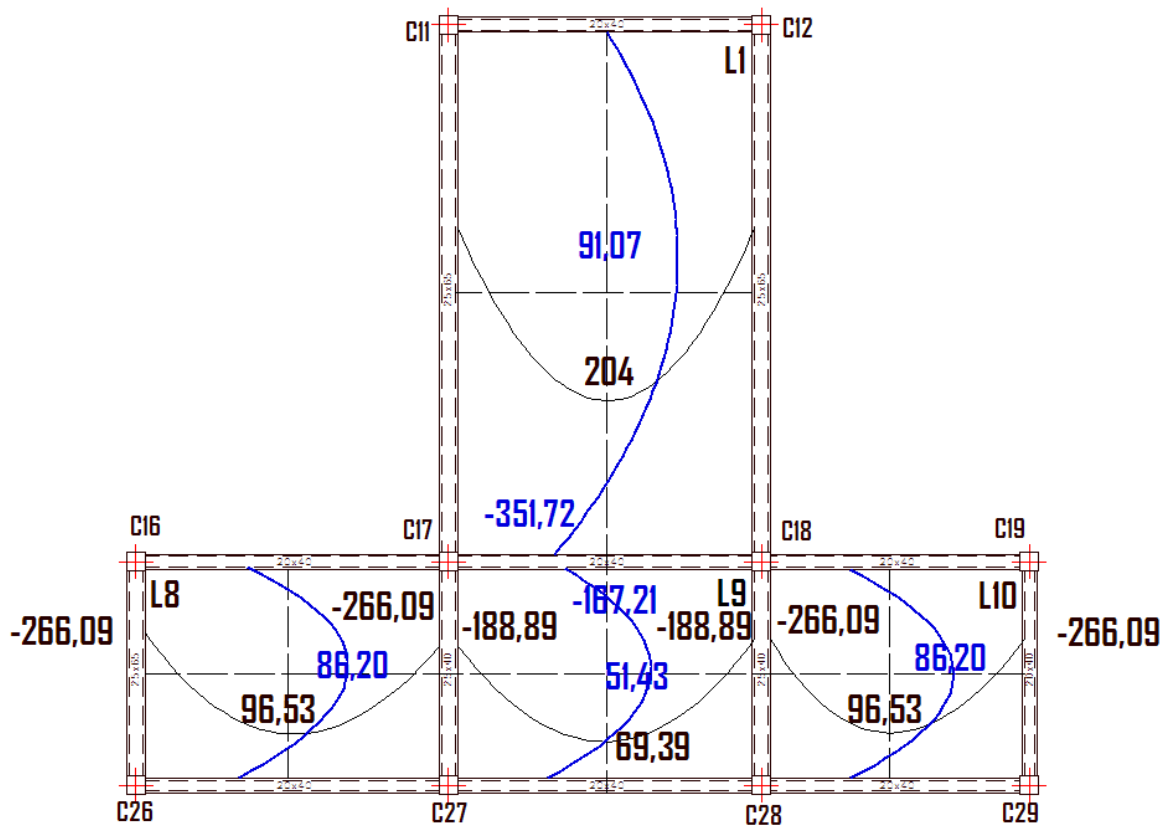
$$X_x = -\frac{q * l_x^2}{n_x}$$

$$X_y = -\frac{q * l_x^2}{n_y}$$

mx	35,5
my	31,7
ny	11,5
Vx	0,173
Vy	0,327

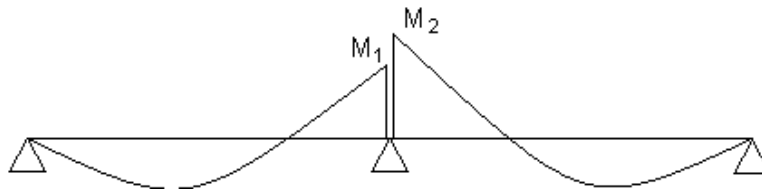
ε	1,20		Mx	86,20
Rx	176,46		My	96,53
Ry	400,25		Xy	-266,09

Finalmente el diagrama de momentos en las losas calculadas es el siguiente:



- Corrección de momentos negativos

$$\left. \begin{aligned} X_x &= \frac{M_1 + M_2}{2} \\ X_x &= \text{Momento mayor} \cdot 0,80 \end{aligned} \right\} \text{ Elegir el mayor}$$



Entre losas 1 y 9 $\rightarrow M_{m\acute{a}x}^- = -281,38 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Entre losas 8 y 9 $\rightarrow M_{m\acute{a}x}^- = -227,49 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Entre losas 9 y 10 $\rightarrow M_{m\acute{a}x}^- = -227,49 \text{ kg} \cdot \text{m}$

- **Corrección de momentos positivos**

$$\frac{X_{mayor}}{X_{menor}} > 1,2 \rightarrow \text{Sí se corrige el momento}$$

$$\frac{X_{mayor}}{X_{menor}} \leq 1,2 \rightarrow \text{No se corrige el momento}$$

Entre losas 1 y 9 = 2,10 (si es $\leq 1,2 \rightarrow$ No se corrige)

Se corrige

$$\Delta M = X_{mayor} - X_{menor} = -351,72 - (-167,21) = -184,51 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\gamma_y = -0,021 \rightarrow \text{coeficiente de corrección}$$

$$\Delta M^* = \Delta M \cdot \gamma_y = 184,51 \cdot 0,021 = 3,87 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{corregido} = M_x \pm \Delta M^* = 51,43 - 3,87 = 47,56 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Entre losas 8 y 9 = 1,41 (si es $\leq 1,2 \rightarrow$ No se corrige)

Se corrige

$$\Delta M = X_{mayor} - X_{menor} = -266,09 - (-188,89) = -77,2 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\gamma_y = 0,111 \rightarrow \text{coeficiente de corrección}$$

$$\Delta M^* = \Delta M \cdot \gamma_y = 77,2 \cdot 0,111 = 8,57 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{corregido} = M_x \pm \Delta M^* = 69,39 - 8,57 = 60,82 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Corrección del momento positivo en dirección “y” de la losa N° 11

Entre losas 9 y 10 = 1,41 (si es $\leq 1,2 \rightarrow$ No se corrige)

Se corrige

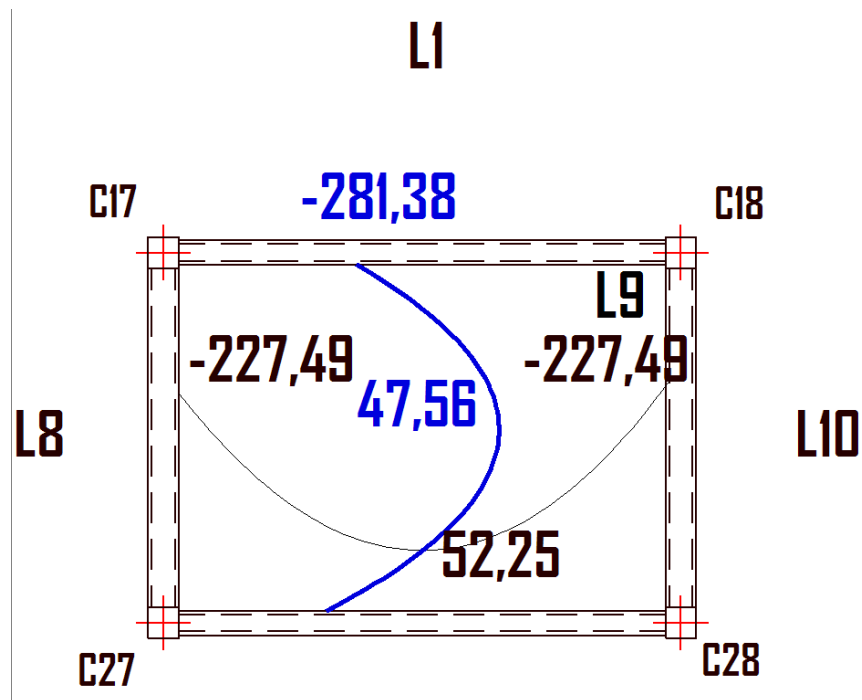
$$\Delta M = X_{mayor} - X_{menor} = -266,09 - (-188,89) = -77,2 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\gamma_y = 0,111 \rightarrow \text{coeficiente de corrección}$$

$$\Delta M^* = \Delta M \cdot \gamma_y = 77,2 \cdot 0,111 = 8,57 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{corregido} = M_x \pm \Delta M^* = 60,82 - 8,57 = 52,25 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Finalmente el diagrama de momentos en la Losa N° 9 es:



- **Cálculo de armadura**

Cálculo de armadura positiva en la dirección “x”

Datos iniciales:

$$M_d = 1,6 \cdot M = 1,6 \cdot 52,25 = 83,60 \text{ kg} \cdot \text{m} = 8360 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$b_w = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{210}{1,5} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{4200}{1,15} = 3652,174 \text{ kg/cm}^2$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{8360}{100 \cdot 8^2 \cdot 140} = 0,0093$$

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

$$\mu_d < \mu_{d \text{ l m}} \rightarrow 0,0093 < 0,332$$

Con μ_d entramos en el Cuadro N  21

→ $w_s = \text{pasa al dominio 1, no necesita armadura, entonces:}$

$$\rightarrow w_{s \text{ mín}} = 0,0018 \rightarrow \text{Cuantía mecánica mínima}$$

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d = 0,0018 \cdot 100 \cdot 8 = 1,44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos la armadura mínima de $1,44 \text{ cm}^2$

De igual manera realizamos el cálculo de la armadura positiva en la dirección “y”, y de la armadura negativa en ambas direcciones. Se puede observar que la armadura mínima es la misma en ambas direcciones ya que las dimensiones de cálculo son negativas y es pequeña. Los resultados finales son:

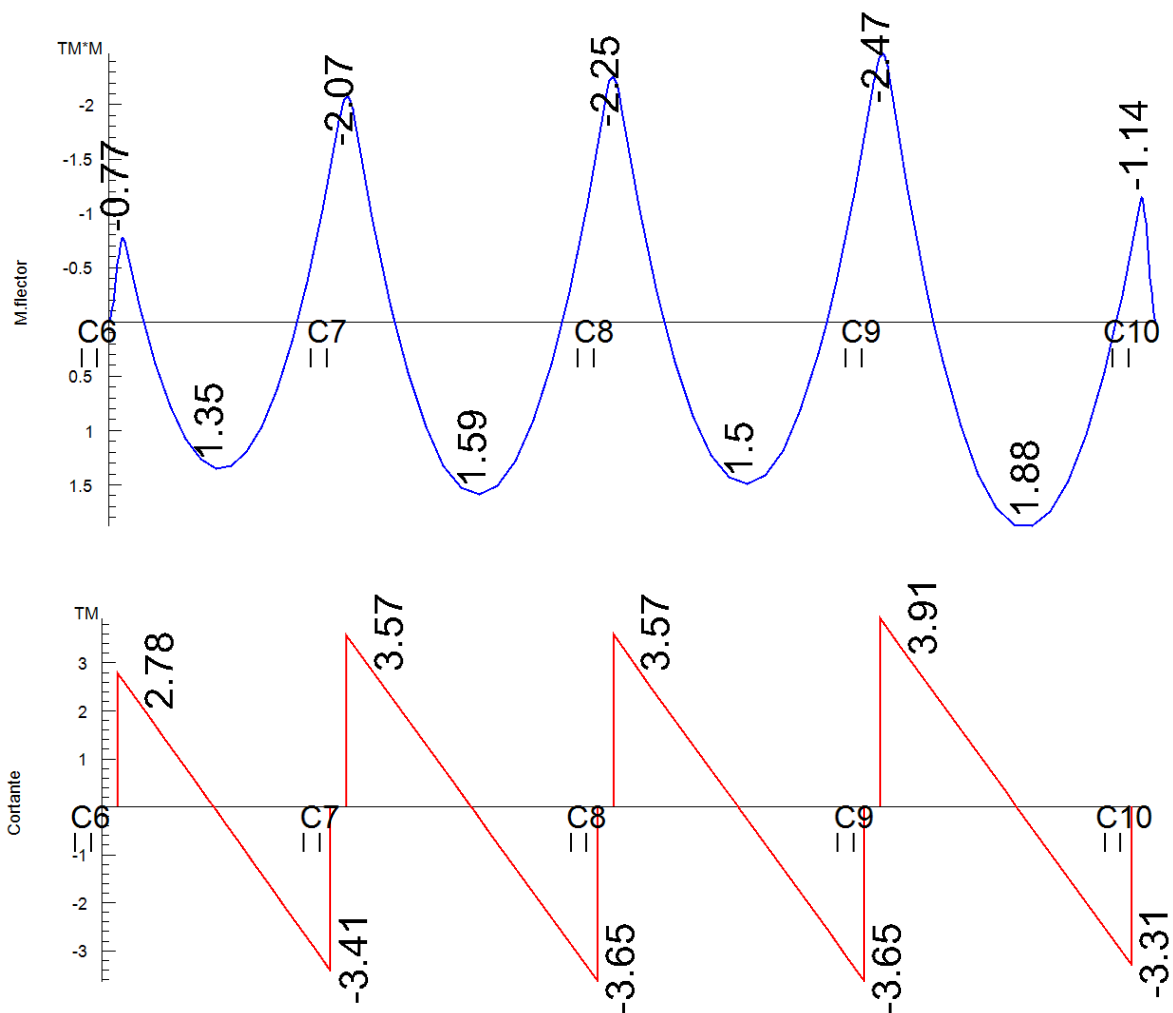
	Disposición
Armadura positiva en la dirección x	$\phi 6 \text{ c/15}$
Armadura positiva en la dirección y	$\phi 6 \text{ c/15}$
Armadura negativa en la dirección x (izquierda)	$\phi 6 \text{ c/15}$
Armadura negativa en la dirección x (derecha)	$\phi 6 \text{ c/15}$
Armadura negativa en la dirección y (arriba)	$\phi 6 \text{ c/15}$
Armadura negativa en la dirección y (abajo)	$\phi 6 \text{ c/15}$

Que sería $1,89 \text{ cm}^2$ que sería la armadura dispuesta.

DISEÑO DE VIGAS A FLEXIÓN

Para realizar el cálculo de la armadura en las vigas, escogemos la viga comprendida entre las columnas 9 y 10 de sección 20 x 40 cm. Los envolventes en esta viga son los siguientes.

Pórtico 13



- **Cálculo de la armadura longitudinal positiva**

En momento máximo positivo en la viga es: $M = 1880 \text{ kg} \cdot \text{m}$

El momento mayorado (momento de cálculo) será:

$$M_d = 1,6 \cdot M = 1,6 \cdot 1880 = 3008 \text{ kg} \cdot \text{m} = 300800 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Datos iniciales:

$$b_w = 0.20 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

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

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{210}{1,5} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{4200}{1,15} = 3652,174 \text{ kg/cm}^2$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{300800}{20 \cdot 38^2 \cdot 140} = 0,0744$$

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

$$\mu_d < \mu_{d \text{ l  m}} \rightarrow 0,0748 < 0,332$$

Con μ_d entramos en el *Cuadro N   21* $\rightarrow w_s = 0,0748 \rightarrow$ *Cuantía mecánica*

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0748 \cdot 20 \cdot 38 \cdot \frac{140}{3652,174} = 2,18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cuadro N   4.9 $\rightarrow w_{s \text{ mín}} = 0,0033 \rightarrow$ *Cuantía mecánica mínima*

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

Adoptamos el mayor valor, la armadura es de $2,51 \text{ cm}^2$

El valor obtenido por el programa fue de $3,05 \text{ cm}^2$. 2 $\Phi 12$ y 1 $\Phi 10$.

- **Cálculo de la armadura longitudinal negativa**

En momento máximo negativo en la viga es: $M = 2470 \text{ kg} \cdot \text{m}$

El momento mayorado (momento de cálculo) será:

$$M_d = 1,6 \cdot M = 1,6 \cdot 2470 = 3952 \text{ kg} \cdot \text{m} = 395200 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{395200}{20 \cdot 38^2 \cdot 140} = 0,0977$$

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

$$\mu_d < \mu_{d \text{ l  m}} \rightarrow 0,0977 < 0,332$$

Con μ_d entramos en el *Cuadro N   21* $\rightarrow w_s = 0,104 \rightarrow$ *Cuantía mecánica*

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,104 \cdot 20 \cdot 38 \cdot \frac{140}{3652,174} = 3,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cuadro N° 4.9 $\rightarrow w_{s \text{ min}} = 0,0033 \rightarrow$ Cuantía mecánica mínima

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

Adoptamos el mayor valor, la armadura es de $3,03 \text{ cm}^2$

El valor obtenido por el programa fue de $3,08 \text{ cm}^2$. 2 $\Phi 12$ y 2 $\Phi 10$

- **Cálculo de la armadura transversal**

En cortante máximo en la viga es: $V = 3910 \text{ kg}$

El cortante mayorado (cortante de cálculo) será:

$$V_d = 1,6 \cdot V = 1,6 \cdot 3910 = 6256 \text{ kg}$$

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 5,92 \cdot 20 \cdot 38 = 4496,22 \text{ kg}$$

$$V_d > V_{cu} \rightarrow 6256 > 4496,22$$

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

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow 4496,22 < 6256 < 31920$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 6256 - 4496,22 = 1759,78 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1759,78 \cdot 100}{0,90 \cdot 38 \cdot 3652,174} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La armadura transversal para una pierna será: $0,7045 \text{ cm}^2/\text{m}$.

El valor obtenido por el programa fue de 0.849 cm^2 . $\Phi 6 \text{ c} / 30$ para una pierna.

DISEÑO DE COLUMNAS A COMPRESIÓN

Para realizar el cálculo de una columna, primero debemos determinar si se trata de una columna corta o una columna larga, para esto realizamos los siguientes cálculos:

$$Inercia = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad ; \quad \text{Área} = b \cdot h$$

Reemplazando:

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = \frac{k \cdot l}{\frac{h}{3,4641}} \leq 35$$

$$\lambda = \frac{l_o}{\frac{h}{3,4641}} \leq 35 \quad \lambda = \frac{3,4641 \cdot l_o}{h} \leq 35$$

$$\lambda = \frac{l_o}{h} \leq 10,1036$$

Adoptando un coeficiente de pandeo igual a 1, y tomando en cuenta que la luz de cálculo es igual a 3,0 metros, tenemos:

$$h \geq \frac{l_o}{10,1036} = \frac{k \cdot l}{10,1036} = \frac{1 \cdot 3,0}{10,1036} \geq 0,297 \text{ m.}$$

Para que la columna trabaje como columna corta, las dimensiones deben ser mayores a 0,29 m, si cumple esta condición no es necesario verificar al pandeo.

Para realizar el cálculo de la armadura, escogemos la columna 13, La fuerza normal que actúa sobre la columna es de: $N = 68100 \text{ kg}$.

La resistencia a compresión del hormigón será:

$$f_{cd} = 0,9 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,9 \cdot \frac{210}{1,5} = 126 \text{ kg/cm}^2$$

- **Cálculo de la armadura longitudinal**

Datos iniciales:

$$N = 68100 \text{ kg}$$

$$a_o = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$b_o = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{210}{1,5} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{4200}{1,15} = 3652,174 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot a_o \cdot b_o = 0,85 \cdot 140 \cdot 30 \cdot 30 = 107100 \text{ kg}.$$

$$\gamma_m = \frac{b + 6}{b} = \frac{30 + 6}{30} = 1,2 > 1,5$$

$$\gamma_m \cdot N_d = 1,2 \cdot 1,6 \cdot 68100 = 130752 \text{ kg} > 107100 \text{ kg}.$$

Como N_d es mayor que N_c , se coloca: $6 \phi 12 = 6 \cdot 1,13 = 6,78 \text{ cm}^2$

- **Cálculo de la armadura transversal**

La separación que tendrá la armadura transversal será:

$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} = 30 \text{ cm} \\ 15 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} = 15 \cdot 1,2 = 18 \text{ cm}. \end{cases}$$

Adoptamos una separación de estribos de 15 cm.

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} = \frac{1}{4} \cdot 12 = 3 \text{ mm}. \\ 6 \text{ mm}. \end{cases}$$

Adoptamos un diámetro de 6 mm para los estribos. Los estribos deben colocarse en toda la altura de la columna, inclusive en los nudos con las vigas.

De esta manera se realizó el cálculo de cada uno de los elementos estructurales; el resumen de la planilla armaduras se encuentra en el Anexo VI.

3.5.3. Estructuras complementarias.

Las escaleras para internado serán escaleras rectas de dos tramos con un descanso intermedio, dispuestas mediante 19 peldaños con una huella de 30 cm y una contrahuella de 18 cm. El cálculo de dicha escalera se lo realizó con la ayuda del programa Cype Ingenieros, Ver Anexo IV para la distribución de armaduras y Anexo VI para los planos.

3.5.4. Fundaciones.

Al tener un buen suelo y sin colindantes, se diseño 46 zapatas aisladas para toda la estructura, obteniendo dimensiones económicas. El ejemplo de una es la siguiente:

DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

DISEÑO DE ZAPATA 13

DATOS:

N = 44.88t	→	44880Kg	?	adm = 3.6Kg/cm ²	
Ha = 1.75t	→	1754Kg		Fck = 210Kg/cm ²	Fcd = 140Kg/cm ²
Hb = 1.83t	→	1830Kg		Fyk = 4200Kg/cm ²	Fyd = 3652Kg/cm ²
Ma = 0.76t	→	7580 Kg cm		suelo arcilla consolidada	
Mb = 0.79t	→	7880 Kg cm		?	= 30
a0 = 30 cm					
b0 = 30 cm					

$$\sigma = \frac{1.05 \cdot N}{A}$$

?

$$A = \frac{1.05 \cdot N}{\sigma} = 13090 \text{ cm}^2$$

$$a = 130 \text{ cm}$$

$$b = 130 \text{ cm}$$

$$\sigma_{mix} = \frac{1.05 \cdot N}{A} \pm \frac{6 \cdot M_a}{a^2 + b} \pm \frac{6 \cdot M_b}{b^2 + a} =$$

$$\sigma_{mix} = 3.21 \text{ Kg/cm}^2 < ?_{adm} \text{ ok}$$

Cálculo de la altura útil

$$K = \frac{4f_{cd}}{1 + \sigma_{adm}} = 4.108$$

$$f_{cd} = 0.5 \sqrt{f_{cd}} = 5.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \begin{cases} d = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{(2 + K) - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} = 35.663 \text{ cm} \\ d = \frac{2(a - a_0)}{4 + K} = 24.666 \text{ cm} \\ d = \frac{2(b - b_0)}{4 + K} = 24.666 \text{ cm} \end{cases}$$

Elijo la mayor

$$d = 35.7 \text{ cm}$$

Altura de la zapata

recubrimiento = 5cm

rrsdf

$$h = d + 3 \text{ cm} = 40.663 \text{ cm} \approx 42 \text{ cm}$$

Cálculo de momentos flectores en la base

$$M'_a = M_a \pm (H_a \cdot h) = 149468 \text{ Kg.cm}$$

$$M'_b = M_b \pm (H_b \cdot h) = 155660 \text{ Kg.cm}$$

Cálculo del peso de la Zapata

Peso esp. Hº= 2500Kg/m³

$$PP = a \times b \times h \times \gamma = 1775 \text{ Kg}$$

$$N + PP = 4665 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{N + PP}{A} + \frac{6 \times M_x}{a^2 \times b} + \frac{6 \times M_y}{b^2 \times a}$$

$$\sigma_{adm} = 3.59 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm} \quad \text{OK}$$

Dimensiones finales

$$a = 130 \text{ cm}$$

$$b = 130 \text{ cm}$$

$$h = 42 \text{ cm}$$

Verificación al Vuelco

$$F_x = \frac{(N + PP) \times a/2}{M_x} = 20.289 > \sigma_{adm} \quad \text{SI CUMPLE}$$

$$F_y = \frac{(N + PP) \times b/2}{M_y} = 19.48183541 > \sigma_{adm} \quad \text{SI CUMPLE}$$

Verificación al Deslizamiento

$$F_x = \frac{2}{3} \gamma = 20$$

$$F_y = \frac{(N + PP)}{A_x} \times \tan \delta_1 = 9.681 > \sigma_{adm} \quad \text{SI CUMPLE}$$

$$F_x = \frac{(N + PP)}{A_y} \times \tan \delta_1 = 9.279 > \sigma_{adm} \quad \text{SI CUMPLE}$$

Diseño

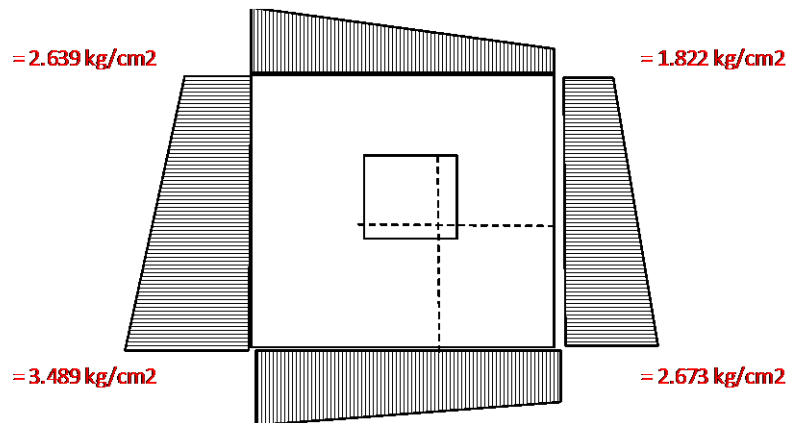
$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{6 \times M_x}{a^2 \times b} \pm \frac{6 \times M_y}{b^2 \times a}$$

$$\sigma_1 = 2.656 \quad 0.408 \quad 0.425 = 2.639 \text{ kg/cm}^2$$

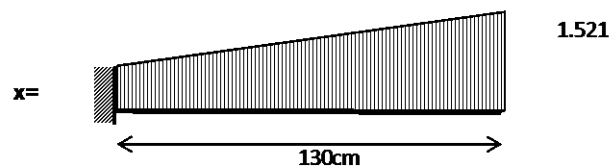
$$\sigma_2 = 2.656 \quad 0.408 \quad 0.425 = 1.822 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = 2.656 \quad 0.408 \quad 0.425 = 3.489 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = 2.656 \quad 0.408 \quad 0.425 = 2.673 \text{ kg/cm}^2$$



Calculo del Momento



Por relacion de triangulos

$$l = \frac{b - b_0}{2} + 0.15b_0 = 54.5\text{cm}$$

$$l_n = b - l = 75.5\text{cm}$$

$$R1 = 170.7$$

$$R2 = -12.534$$

$$f_{\text{trazo}} = \frac{f_{\text{mayor}} - f_{\text{menor}}}{b} \cdot b_0 = 0.4938\text{Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = f_{\text{mayor}} + l_n = 3.132\text{Kg/cm}^2$$

Momento producido

$$MA = 5005\text{ Kg.cm/cm}$$

Calculo de la armadura

$$\mu d = \frac{1.6 \cdot M \cdot b}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0418$$

$$W = \mu d (1 + \mu d) = 0.0435$$

$$A_s = W \cdot b \cdot d = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 7.736\text{cm}^2$$

$$A_{\text{mín}} = 0.0018 \cdot b \cdot d = 8.66\text{cm}^2$$

Se escoje el area mayor
A= 8.66cm²

Numero de barras y espaciado

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{\text{cals}}}{A_{\text{diam}}} = 4.307$$

Diametro 1"

A diametro= 2.010cm²

$$Esp = \frac{\text{Dimension de zapata}}{N^{\circ} \text{ barras}} = 30.180\text{cm} \approx 30.00\text{cm}$$

Nº barras total= 5.333 ≈ 6

Verificacion a la Adherencia

V= 158.187Kg

Vd= 253.099Kg

$$\tau_a = \frac{Vd}{A_{\text{secc}} \cdot d} \leq \tau_a^{\text{adm}}$$

Ta= 0.403Kg/cm² <= 53.924

CUMPLE

Diseño de la armadura en dirección a:

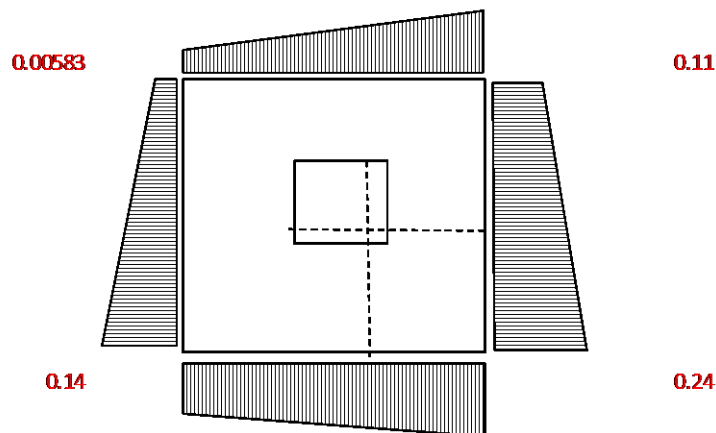
$$\sigma = \frac{M}{I} = \frac{M}{\frac{b \cdot h^3}{12}}$$

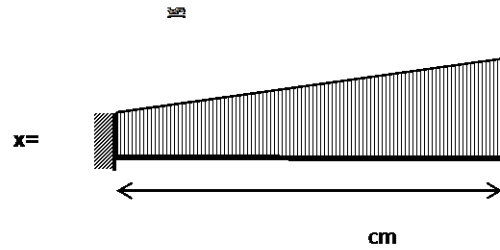
σ1= 0.00583

σ2= 0.11

σ3= 0.14

σ4= 0.24





1.277

Por relacion de triangulos

$$l = \frac{a - a_0}{2} + 0.15a_0 = 54.5\text{cm}$$

$$lx = a - l = 75.5\text{cm}$$

$$R1 = 10.1$$

$$R2 = 1.485$$

$$x = \frac{\sigma_{mayor} - \sigma_{menor}}{b} \cdot lx = 0.076\text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{total} = \sigma_{menor} + x = 0.186\text{Kg/cm}^2$$

Momento producido

$$MA = 329\text{ Kg.cm/m}$$

Calculo de la armadura

$$pnl = \frac{1.6 \cdot M \cdot a}{a \cdot d^2 \cdot fcd} = 0.0030$$

$$Np = pnl(1 + pnl) = 0.0030$$

$$As = Np \cdot a \cdot d \cdot \frac{fcd}{fyd} = 0.528\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0.0018 \cdot a \cdot d = 8.35\text{cm}^2$$

Se escoje el area mayor
A= 8.35cm²

Numero de barras y espaciamento

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{min}}{A_{barra}} = 13.550$$

Diametro 1"

$$A \text{ diametro} = 0.785\text{cm}^2$$

$$Esp = \frac{\text{Dimension de zapata}}{N^{\circ} \text{ barras}} = 9.594\text{cm} \approx 10.00\text{cm}$$

$$N^{\circ} \text{ barras total} = 13.000 \approx 13$$

Verificación a la Adherencia

V= 11.595Kg

Vd= 18.552Kg

$$T_a = \frac{V_d}{0.9 \cdot d \cdot N^2 \cdot \pi \cdot 0} \leq 2 \sqrt{F_c d^2}$$

Ta= 0.012Kg/cm2 <= 53.924

CUMPLE

3.6. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto.

3.6.1. Especificaciones técnicas.

El pliego de especificaciones técnicas realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: definición, materiales, herramientas y equipo, procedimiento para la ejecución, forma de medición, y forma de pago; cada uno de estos puntos deben ser estrictamente cumplidos en el momento de la ejecución del proyecto. Ver el Anexo 7 para las especificaciones técnicas.

3.6.2. Precios unitarios.

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas; tomado en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10% y como utilidad el 10%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %. Ver Anexo 8

3.6.3. Cálculos métricos.

Los cálculos métricos fueron realizados con la ayuda del programa PRESCOM 2010, tomando en cuenta las dimensiones geométricas de los planos arquitectónicos como también los estructurales, estos se encuentran en el Anexo X.

3.6.4. Presupuesto.

El presupuesto total de la obra se lo realizó con la ayuda del programa PRESCOM 2010, con un tipo de cambio al dólar de 7,03 Bs, El costo total de la obra es de 2 890 735,67 Bs (410 663,93 \$us), para 1263,20 metros cuadrados construidos, dando un resultado de 325 \$us/m². El presupuesto desarrollado por cada ítem se encuentra en el Anexo IX.

A continuación se muestra un resumen general del costo que demandará el proyecto.

Proyecto: Diseño Estructural Internado Calama

Cliente: H.A.M. de San Lorenzo

Lugar: Calama

Fecha: 04/ene/2011

Tipo de cambio: 7.03

Nº	Parámetro	Monto (Bs)	Monto \$US.	Fórmula	%	Inc.
A.	MATERIAL	973.704,64	138.316,09 *			0,34
B.	OBRA	665.458,84	94.675,30 *			0,23
C.	EQUIPO	2.522,33	358,42 *			0,00
D.	TOTAL MATERIALES	973.704,64	138.316,09 A			0,34
E.	Mano de obra indirecta	0,00	0,00 B			0,00
F.	Beneficios Sociales	366.002,36	52.071,42 B		0,55	0,13
G.	TOTAL MANO DE OBRA	1.031.461,21	146.746,72 B+E+F			0,36
H.	Herramientas menores	33.272,94	4.733,77 B		0,05	0,01
I.	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO	35.795,27	5.092,18 C+H			0,01
J.	SUB TOTAL	2.040.961,11	290.154,99 D+G+I			0,71
K.	Imprevistos	0,00	0,00 J			0,00
L.	Gastos Generales	204.096,11	29.015,50 J		0,10	0,07
M.	Utilidad	204.096,11	29.015,50 J		0,10	0,07
N.	PARCIAL	2.449.153,34	348.185,99 J+K+L+M			0,85
O.	IVA	365.903,50	52.018,99 N		0,15	0,13
P.	IT	75.678,84	10.758,95 N		0,03	0,03
Q.	Total presupuesto:	2.890.735,67	410.963,93 N+O+P			1,00

3.6.5. Plan y cronograma de obras.

Para la construcción del internado se tiene un plazo de ejecución de 173 días laborales y 200 días calendario. En el Anexo VIII se presenta el cronograma general de actividades para el proyecto como su respectivo diagrama GANTT.

CONCLUSIONES.- Este proyecto tuvo la finalidad de llevar a la práctica los conocimientos adquiridos en el transcurso de la carrera para un fin concreto, que tenga una relevancia social y de acuerdo a la mención perseguida por el estudiante.

Luego de haber realizado diseño estructural del proyecto, se concluye en lo siguiente:

- Desde el punto de vista legal, el proyecto es factible, ya que el terreno existente para la construcción del internado pertenece a la comunidad, y existe pleno consenso y/o acuerdo de todas las instituciones involucradas en la ejecución del mismo.
- Desde el punto de vista técnico, la construcción del Internado es viable, ya que todos los materiales para su construcción son accesibles al lugar de ubicación de la infraestructura.
- Finalmente desde el punto de vista social, se puede decir que el proyecto es factible, ya que será una obra de gran impacto sociocultural que beneficiará a toda la población de la Comunidad de Calama y comunidades aledañas, especialmente a los estudiantes de la Comunidad.

Se pudo verificar la confiabilidad de los programas SAP 2000 vers. 14 y CYPE CAD vers. 2009.1.c. el primero mostrando solicitación correctas en el cálculo de las cerchas y el segundo verificando el diseño estructural que tiende a ser un poco más generoso, alrededor del 5-10% de lo comprobado, esto se debe ya que al calcular se lo hace con H_o de 200 Kg/cm² en el paquete y no con 210 como se estableció, pero siempre es a favor de la seguridad.

Como conclusiones para el diseño recolectadas de las diferentes etapas del trabajo se pueden concluir los siguientes puntos.

Vigas.

- Las dimensiones de la altura y base deben estar relacionadas tal que $h = (2 \text{ a } 3) b$.
- La altura del peralte (h), va desde 1/10 a 1/12 de la luz libre.
- Comparar el diseño de los elementos con características similares, teniendo en cuenta de que los resultados deben ser también similares.
- Evitar usar diferentes armados en vigas con áreas similares, para evitar problemas de confusión que pueda realizar el constructor.

Viguetas pretensadas.

- Mayor resistencia, calidad y seguridad.
- Permite salvar grandes luces a un bajo costo.
- Aligeramiento de la estructura y por lo tanto reducción en el peso de la estructura.
- Reducción en cuanto a materiales y mano de obra.
- De fácil colocación y manejo.
- Asesoramiento técnico gratuito de las empresas que ofrecen su producto.

Columnas

- La estribos mantienen las barras lo más recto posible, confinan al hormigón como también a las barras longitudinales.
- Se debe evitar en lo posible que las columnas sean muy esbeltas por el problema del pandeo.

Zapatas

- Bajo la zapata debe disponerse 10 cm de hormigonado pobre.
- Las zapatas flexibles son las más económicas.
- La separación de la parrilla inferior debe ser $10\text{ cm} < S < 30\text{ cm}$.
- La altura útil (d) mínima debe ser 25 cm para Hormigón Armado.
- Se toma una cuantía mínima geométrica en el sentido principal y se adopta el mismo en el otro sentido.
- Las zapatas deben formar cuadrículas, buscando luces preferentemente menores a 4m en una dirección para la utilización de viguetas pretensadas.

RECOMENDACIONES.- El proyecto Diseño Estructural Internado Calama, debe construirse por el rol social preponderante en el desarrollo de los pueblos de su área de influencia, por darles a los comunarios una solución a la necesidad de contar con una unidad de ciclo secundaria y que los niños y estudiantes puedan continuar sus estudios dándoles la oportunidad de salir adelante.

Se debe tomar en cuenta los planos y revisar o hacer un recalcu lo si surgiera alguna modificación en el diseño del internado.