

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

1.1 NOMBRE DEL PROYECTO

“DISEÑO DE INGENIERIA ESTRUCTURAL MERCADO SENAC”

1.2 ASPECTOS FÍSICOS

1.2.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

El departamento de Tarija está ubicado al sur de Bolivia, limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al sur con la República de Argentina, al este con la República del Paraguay y al oeste con los departamentos de Chuquisaca y Potosí. Geográficamente se encuentra entre los paralelos 20°50' y 22°50' de latitud sur y los meridianos 62°15' a 65°20' de longitud oeste.

Tiene una extensión territorial de 37623 km² que representa el 3,4% del territorio nacional. Políticamente está organizado en 6 provincias, 11 secciones y 202 cantones, y administrativamente cuenta con 1 prefectura, 6 subprefecturas y 11 gobiernos municipales.

El proyecto se realizará en la provincia de Cercado específicamente en el distrito 13 donde cuenta con 7 zonas más cercanas al proyecto y se distinguen varios grupos poblacionales, entre ellos el más numeroso de los chapacos, grupos oriundo de los distintos departamentos del país que habita en toda su extensión.

1.2.2. UBICACIÓN DEL PROYECTO

Está ubicado en el distrito 13 específicamente en la zona de SENAC en la provincia de Cercado del departamento de Tarija a 2.319 Kilómetros de la ciudad de Tarija, y está ubicada de la siguiente manera:

Al norte con la zona de Méndez Arcos

Al oeste con la urbanización Catedral

Al sur con la Quebrada de Sagrado

Al este con la zona de Luís de Fuentes

1.2.3. ACCESOS AL PROYECTO

Para poder acceder al proyecto lo ubicamos en el barrio SENAC específicamente sobre la avenida JOSÉ MARIA AVILÉS en intersección con la avenida RUILOBA.

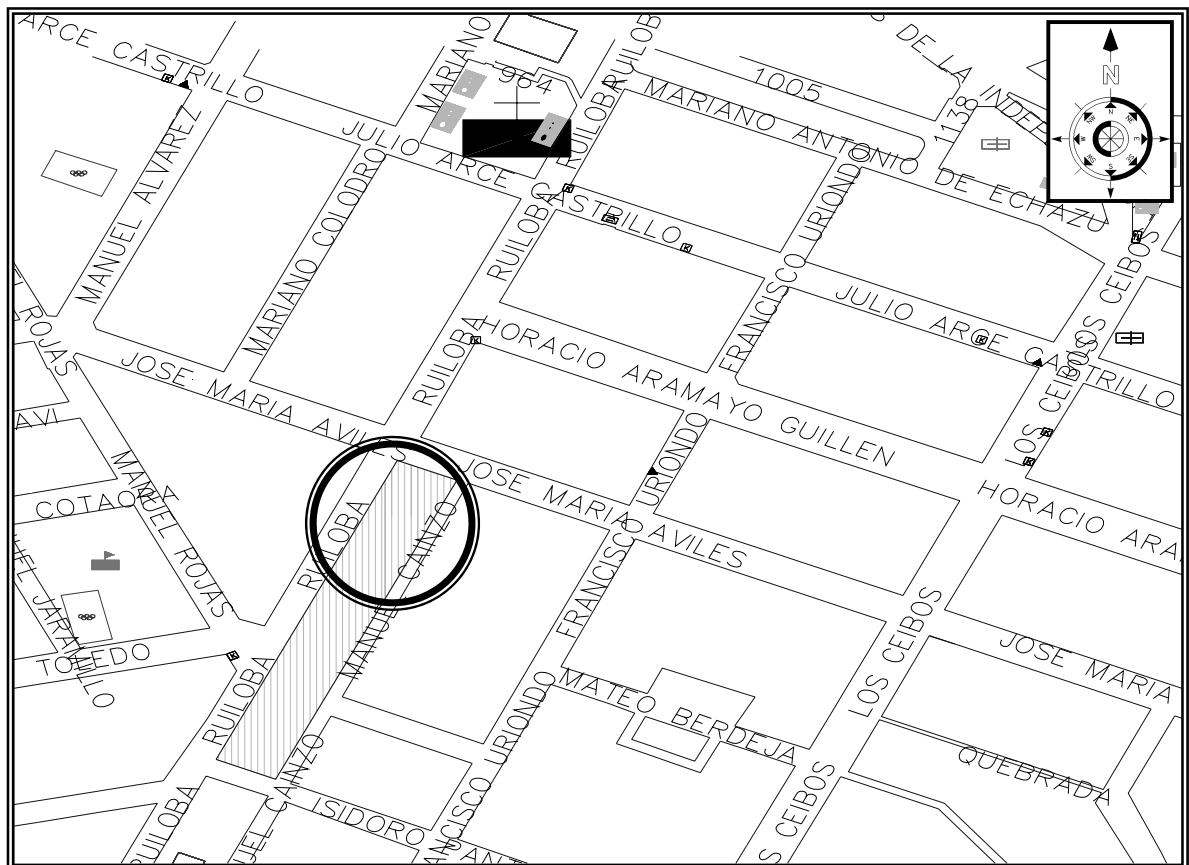


Figura 1.1 ubicación del proyecto

1.3. ASPECTOS DEMOGRÁFICOS

1.3.1 POBLACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

La mayor densidad población se encuentra en la provincia Cercado ya que es la capital del departamento de Tarija, los datos de la población proporcionados por el I.N.E. (Instituto Nacional de Estadística) respecto al censo de 2001, la provincia Cercado crece aceleradamente debido a la migración que existe del interior del país hacia nuestro

departamento especialmente a la provincia Cercado y es aun mayor en el distrito 13 donde se encontrará el proyecto ya que beneficiará a las 7 zonas más cercanas al proyecto .
Tabla general de la población total entre mujeres y hombres designados por un código de zona donde define a los distintos barrios (ver Tabla 1 de anexo A).

Los directos beneficiados con este proyecto serían un total de 14064 habitantes se podría decir que beneficiará alrededor de 2813 familias.

1.3.2. LENGUA QUE HABLA LA POBLACIÓN DEL ÁREA DE INFLUENCIA

Según el estudio realizado por el I.N.E. se puede definir que la lengua que se habla el departamento de Tarija es el español, entre los idiomas nativos más hablados están el quechua y el aymara.

De acuerdo a este estudio podemos mostrar la tabla 2 del anexo A.

La lengua más habladas por los habitantes mayores a 4 años de edad de las zonas más cercanas al proyecto en su mayor parte habla el español que representa el 89.9 % del total de la población y en menor porcentaje las siguientes lenguas como por ejemplo en un 8.74 % el idioma quechua en un 0.95 % el aymara.

1.4. ASPECTOS ECONÓMICOS

1.4.1. PRINCIPALES ACTIVIDADES ECONÓMICAS DE LAS FAMILIAS

De acuerdo a los datos proporcionados por el I.N.E. claramente se puede apreciar las principales actividades económicas de la población del entre la población mayores de 10 años de edad se la representa en la tabla 3 ver anexo A.

Según este estudio podemos definir que con claridad que del 100 % de la población a estudio un 20.7 se dedica al comercio ,14.9 % a la construcción, 9.7 % a la industria manufacturera ,8.9 % se dedica al transporte almacenamiento y comunicaciones ,7.9 % a Servicios del hogares y servicios domésticos ,6.9 % a la educación, 4.4 % Administración pública y los restantes 26.6 % a las distintas otras actividades de acuerdo la tabla 3.1 de anexo A

1.5. SERVICIOS BÁSICOS

De los distintos servicios básicos con los que cuentan las zonas cercanas al proyecto según el censo 2001 podemos apreciar en la tabla 4 del anexo A.

De acuerdo a la época actual los distintos servicios básicos se fueron ampliando a más zonas porque ahora existen más recursos disponibles se puede definir que los datos proporcionados por el I.N.E. según el año 2001 las zonas carecían de muchos servicios básicos pero ahora se puede decir que se implementó otro servicio más como ser las conexiones de gas domiciliario.

1.5.1 AGUA POTABLE

Las zonas más cercanas al proyecto cuentan con sistema de agua potable, en especial la zona donde está ubicado el proyecto ya que la planta de tratamiento está cerca al distrito 13 la mayoría de los pobladores tienen en sus domicilios la conexión, este servicio es proporcionado por COOSALT (Cooperativa de Servicio de Agua y Alcantarillado Tarija) el cual está representado en la tabla 4.1 de anexo A.

1.5.2 ALCANTARILLADO

Las zonas de estudio cuentan con alcantarillado sanitario (tabla 4.2) pero no con el pluvial, por lo tanto la zona donde está ubicado el proyecto cuenta con este servicio que es necesario en este tipo de proyecto.

1.5.3 ENERGÍA ELÉCTRICA

El servicio de energía eléctrica es proporcionado por SETAR (Servicios Eléctricos Tarija), el cual cobra una tarifa en función al consumo a todos los consumidores de dicho servicio. Todos los habitantes de la zona a estudio cuentan con este servicio de acuerdo a tabla 4.3 de anexo A, el cual es fundamental para realizar las distintas actividades tanto en el día y especialmente en la noche proporcionar la iluminación que requiere el proyecto.

1.5.4 EDUCACIÓN

En lo que respecta a la educación de las zonas de este distrito cuentan con 5 establecimiento educativos por lo cual la educación es garantizada hasta nivel secundario por lo tanto se

reducirá el analfabetismo como se muestra representada en la tabla que muestra en la tabla 5 de anexo A.

Del total de la población mayores a 19 años de edad se puede aclarar el nivel de educación que el 32.8 % de esta población culminó con su educación primaria y secundaria como un 23.8 % con su educación superior tanto como en la universidad y otros institutos.

1.5.5 SALUD

En este distrito se puede decir que cuenta con centros de salud llamados postas ya que existe dos de estos centros de salud y una clínica privada pero en su mayoría de esta población acude a estos centros de salud pero sólo para tratar problemas de salud menores ya que en caso que se presenten problemas mayores los habitantes acuden a los dos únicos hospitales de la provincia Cercado como ser el Hospital San Juan de Dios y el hospital Obrero.

CAPÍTULO II

OBJETO DEL PROYECTO

2.1 PROBLEMÁTICA ACTUAL

En los últimos años sea notado claramente que el departamento de Tarija va creciendo aceleradamente por lo cual sus habitantes tienen mayores necesidades en su vida cotidiana y se nota que las infraestructuras del departamento como ser Estadios, Coliseos, Plazas, Mercados, Cines, Teatros, Parques, y otros quedan muy pequeños para la población actual que crece aceleradamente y esto es debido a la explotación de los recursos hidrocarbúricos genera mayores ingresos económicos por medio del (I. D. H.) Impuesto Directo por Hidrocarburos el departamento es beneficiado lo cual genera la migración del interior del país hacia nuestro departamento.

Y uno de los mayores problemas del departamento de Tarija son los centros comerciales como ser los mercados existentes los cuales son deficiencias al no contar con algunos productos requeridos por el consumidor, el no tener estacionamientos o son estacionamientos inadecuados, la estructura es pequeña para la comodidad y confort del consumidor y el consumidor se queda con la incertidumbre de la calidad e higiene de los productos comprados.

2.2 IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

El crecimiento acelerado de la población provoca que todas las infraestructuras como ser (Estadios, Coliseos, Plazas, Mercados, Cines, Teatros, Parques, y otros) del departamento queden muy pequeñas para la población actual que tiene muchas necesidades y a medida que pasa el tiempo la demanda de infraestructuras será mayor debido a este crecimiento.

La falta de centros comerciales adecuados ya que los actuales centros comerciales (Mercados) no cuentan con una infraestructura adecuada al no contar con estacionamientos para los vehículos o las estructuras son pequeñas para la comodidad y confort para el consumidor ya que dejan con incertidumbre de la calidad e higiene de los productos adquiridos.

Por lo cual motivó el diseño estructural de un MERCADO que está ubicado en la zona alta de la ciudad de Tarija, que llegará a ser uno de los pilares fundamentales para el abastecimiento de los distintos productos que brindara esta infraestructura y que tendrá relación directa con el desarrollo de la ciudad satisfaciendo las necesidades de la población de esta zona.

Las causas que nos llevan a realizar el diseño final de ingeniería estructural de esta infraestructura son:

- Los distintos problemas que ocasionan la falta de este tipo de estructura en las distintas zonas de Tarija en especial en esta zona.
- La falta de la infraestructura adecuada que arquitectónicamente de una buena imagen a nuestra ciudad y que el cliente al adquirir los productos se sienta cómodo.
- Complementar el diseño arquitectónico con el diseño estructural de la estructura y si lo requiere realizar algunas modificaciones para que la ejecución en obra de la estructura tenga un costo razonable.

2.2.1 RAZONES QUE JUSTIFICAN EL PROYECTO

Las razones que hacen que el proyecto sea viable son las que se indican a continuación:

2.2.2 RAZONES SOCIALES

Esta parte de la ciudad de Tarija no cuenta con centros comerciales de los principales insumos requeridos de la canasta familiar por lo cual genera que la población se traslade a los distintos mercados existentes los cuales son deficiencias al no contar con algunos productos requeridos por el consumidor, el no tener estacionamientos ó son estacionamientos inadecuados, la estructura es pequeña para la comodidad y confort del consumidor y el consumidor se queda con la incertidumbre de la calidad e higiene de los productos comprados.

2.2.3 RAZONES ECONÓMICAS

Los beneficios que se obtendrán con la construcción del mercado serán mayores que irán en beneficio directo para los pobladores de la zona de influencia y adyacentes del proyecto, y también de la ciudad; tendrán mayores ingresos económicos, se beneficiarán con los distintos ambientes y servicios adecuados que se pueda tener.

Además será un proyecto que genere fuentes de trabajo en la etapa de ejecución y la etapa de operación. Este proyecto puede llegar a ser de gran magnitud y rentable, transformando a la zona sur de nuestra ciudad en una zona comercial y popular.

2.2.4 RAZONES TÉCNICAS

Técnicamente el proyecto es viable ya que la construcción estructuralmente será adecuada en brindar seguridad y confort, para una actividad del comercio de que tendrá todos los ambientes necesarios y además, existe un número considerable de habitantes que se beneficiarán con la ejecución y operación del mercado.

2.3 OBJETIVOS

Los objetivos que se alcanzarán con la ejecución del proyecto; “Diseño Estructural Mercado Senac”

Son los siguientes:

2.3.1 OBJETIVO GENERAL

- Realizar un diseño final de ingeniería estructural de una infraestructura adecuada, con ambientes confortables, seguros; para mejorar las condiciones de la población en el abastecimiento y comercialización de productos.

2.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Los objetivos específicos planteados son los siguientes:

- Concebir la conceptualización de la estructural y el dimensionamiento de los componentes estructurales para que el edificio cumpla con condiciones de seguridad y confort.
- Llevar adelante un análisis del cálculo estructural aplicando parámetros de diseño y normas vigentes en nuestro país.
- Diseño estructural del edificio mediante la aplicación de la mejor alternativa.
- Cuantificar el costo de los materiales y mano de obra aproximados a ser usados en la ejecución de este proyecto.
- Se generará fuentes de trabajo, para las personas de la zona y de la ciudad, en la ejecución y operación del proyecto.
- Elaborar el proyecto contemplando elementos como planeamiento, cronograma y presupuesto.

2.4 ALCANCE

El alcance a que se pretende llegar con la elaboración de este proyecto en la parte de diseño estructural del “Mercado Senac” es:

- Realizar el cálculo del diseño estructural del edificio concibiendo un esquema estructural adecuado, los elementos estructurales serán diseñadas con Hormigón Armado para garantizar la estabilidad y duración de la obra, respetando todos los parámetros de diseño y la norma a utilizar.
- Realizar todos estudios preliminares para el diseño estructural como ser :

Levantamiento topográfico

Estudio de suelos

- Realizar todos los planos necesarios como ser:

Planos arquitectónicos:

Planta baja, planta alta, cortes, fachadas, detalle de puestos

Planos estructurales:

Vigas, columnas, fundaciones, losas, cubierta metálica, escaleras

- Elaborar un presupuesto referencial de los materiales de construcción con los cuales se proyectara la obra en base a cálculos métricos y precios unitarios.
- Elaboración de cronograma de actividades.

CAPÍTULO III

MARCO TEÓRICO

3.1. ESTRUCTURAS METÁLICAS.

3.1.1. ANÁLISIS DE MIEMBROS DE ACERO

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

3.1.1.1. DISEÑO DE MIEMBROS EN TENSIÓN

“El diseño de un miembro a tensión implica encontrar un miembro con áreas total y neta adecuadas. Si el miembro tiene una conexión atornillada la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta del área perdida debido a los agujeros. Para un miembro con una sección transversal rectangular, los cálculos son relativamente directos. Sin embargo si va a usarse un perfil laminado el área por deducirse no puede producirse de antemano porque el espesor del miembro en la localidad de los agujeros no se conoce ”¹

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

Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia del miembro en compresión, ella no tiene importancia para un miembro en tensión. Sin embargo en muchas situaciones es buena práctica limitar la esbeltez en miembros a tensión. Si la carga axial en un miembro esbelto en tensión se retira y se aplica pequeñas cargas transversales, vibraciones o deflexiones no deseadas pueden presentarse. Por ejemplo, esas condiciones podrían ocurrir en una barra de arriostramiento sometida a cargas de viento. Por esta razón, el AISC sugiere una relación máxima de esbeltez de 300.”²

“Se trata sólo de un valor recomendado porque la esbeltez no tiene significación para miembros en tensión y el límite puede ser excedido cuando circunstancias especiales lo justifican.”³

¹ Ver William T. Segui “Diseño de estructura de acero con LRFD” Pág.53

^{2 y 3} Ver William T. Segui “Diseño de estructura de acero con LRFD” Pág.54

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

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

Para miembros en tensión, esta expresión toma la forma

$$P_u \leq \phi_t P_n \quad \text{o} \quad \phi_t P_n \geq P_u \quad [3.1]$$

Donde P_u es la suma de cargas factorizadas para prevenir fluencia,

$$P_u \leq 0.9 F_y A_g \quad \text{o} \quad A_g \geq \frac{P_u}{0.9 F_y} \quad [3.2]$$

Para evitar la fractura,

$$P_u \leq 0.75 F_u A_e \quad \text{o} \quad A_e \geq \frac{P_u}{0.75 F_u} \quad [3.3]$$

La limitación de la relación de esbeltez será satisfecha si

$$r \geq \frac{L}{300} \quad [3.4]$$

Donde r es el radio de giro mínimo de la sección transversal y L es la longitud del miembro.

3.1.1.2.DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN

“Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión; es decir las cargas son aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro y el esfuerzo puede calcularse con $f_c = P / A$, donde f_c se considera uniforme sobre toda la sección transversal. En realidad este estado ideal nunca se alcanza y alguna excentricidad de la carga es inevitable se tendrá entonces flexión que pueda considerarse como secundaria y ser despreciada si la condición de carga teórica puede aproximarse en buena medida. La flexión no puede despreciarse si existe un momento flexionante calculable”⁴

⁴ Ver William T. Segui “Diseño de estructura de acero con LRFD” Pág.86

Requisitos del AISC

La relación entre cargas y resistencia toma la forma

$$P_u \leq \phi_c P_n \quad [3.5]$$

Donde

P_u = Suma de las cargas factorizadas

P_n = Resistencia nominal por compresión = $A_g F_{cr}$

F_{cr} = Esfuerzo crítico de pandeo

ϕ_c = Factores de resistencia para miembros en compresión = 0.85

Parámetro de esbeltez.

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad [3.6]$$

Puede entonces obtenerse una solución directa, evitándose así el enfoque de tanteos inherentes en el uso de la ecuación del módulo tangente. Si la frontera entre las columnas elásticas e inelásticas se toma $\lambda_c = 1.5$, las ecuaciones AISC para el refuerzo crítico de pandeo puede resumirse como sigue.

Para $\lambda_c \leq 1.5$ [Columnas Inelásticas]

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad [3.7]$$

Para $\lambda_c > 1.5$ [Columnas Elásticas]

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y \quad [3.8]$$

“Se recomienda la relación de esbeltez máxima KL/r de 200 para miembros en compresión. Aunque se trata de un límite sugerido, este límite superior práctico porque las columnas con mayor esbeltez tendrán poca resistencia y no serán económicas.”⁵

⁵ Ver William T. Segui “Diseño de estructura de acero con LRFD” Pág.97

3.1.1.3.DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN

“Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales y quedan por lo tanto sometidas principalmente a flexión .Si está presente también una cantidad considerable de carga axial, al miembro se le llama viga-columna. Aunque algo de carga axial presente en cualquier miembro estructural, en muchas situaciones prácticas este efecto es despreciable y el miembro puede tratarse como viga. Las vigas”⁶

CLASIFICACIÓN DE PERFILES

“El AISC clasifica las secciones transversales de los perfiles como compactas, no compactas, o esbeltas, dependiendo de los valores de las razones ancho – espesor.

Para perfiles I y H, la razón para el patín proyectante (un elemento atiesado) es $b_f / 2t$ y la razón para el alma (un elemento atiesado) es h / t_w .La clasificación de los perfiles se encuentra en la norma AISC, llamada (pandeo local)”⁷

Ésta puede resumirse como sigue:

λ = Razón ancho - espesor

λ_p = Límite superior para la categoría de compactas

λ_r = Límite superior para la categoría de no compactas

Entonces,

Si $\lambda \leq \lambda_p$ y el patín está conectado en forma continua al alma, la sección es compacta.

Si $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, la sección no es compacta.

Si $\lambda > \lambda_r$, la sección es esbelta.

⁶ Ver William T. Segui “Diseño de estructura de acero con LRFD” Pág.144

⁷ Ver William T. Segui “Diseño de estructura de acero con LRFD” Pág.155

La categoría se basa en la peor razón ancho – espesor de las sección transversal .Por ejemplo, si el alma es compacta y el patín es no compacto, la sección se clasifica como no compacta

Cuadro 3.1 Parámetros Ancho – Espesor

Sección	elemento	λ	λ_p	λ_r
I y H	patín	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{65}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$
	Alma	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{640}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{970}{\sqrt{F_y}}$
Canales	patín	$\frac{b_f}{t_f}$	$\frac{65}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$
	Alma	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{640}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{970}{\sqrt{F_y}}$

FUENTE: William T. Segui “Diseño de estructura de acero con LRFD”

Resistencia por flexión de perfiles compactos.

Una viga puede fallar al alcanzarse el momento M_p y volverse totalmente plástica o puede fallar por:

1. Pandeo Lateral – Torsional (PLT), elástica o inelásticamente.
2. Pandeo Local del Patín,(PLP), elástica o inelásticamente, o
3. Pandeo Local del Alma,(PLA), elástica o inelásticamente.

Si el esfuerzo máximo de flexión es menor que el límite proporcional cuando ocurre el pandeo, la falla se llama elástica. Sino es así, se llama inelástica.

“Por conveniencia clasificaremos primero las vigas compactas y esbeltas y luego determinaremos la resistencia por momento con base en el grado de soporte lateral. El análisis en esta sección se aplica a dos tipos de vigas. (1) Perfiles I y H laminados en caliente flexionados respecto al eje fuerte y cargados en el plano del eje débil; y (2) Canales flexionados respecto al eje fuerte y cargados a través del centro del cortante o restringidas contra torsión. (El centro de cortante es el punto sobre la sección transversal a través del cual una carga transversal debe pasar para que la viga se flexione sin torsión). El énfasis será los perfiles I y H las vigas híbridas (aquellas con aceros de grados diferentes en el alma y en los patines no serán consideradas y algunas de las ecuaciones del AISC serán ligeramente modificadas para reflejar esta especialización; F_{yf} y F_{yw} , las resistencias por fluencia del patín y el alma, serán remplazadas por F_y .”⁸.

Comenzaremos con perfiles compactos, definidos como aquellos cuyas almas están conectadas en forma continua a los patines y que satisfacen los siguientes requisitos Ancho – Espesor para el patín y el alma.

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

“El criterio para el alma se cumple para todos los perfiles laminados en caliente dados en el manual por lo que sólo el patín debe revisarse. La mayoría de los perfiles cumplirán los requisitos del patín y por lo tanto serán clasificados como compactos. Si la viga es compacta y tiene soporte lateral continuo, y si la longitud no soporta es muy corta, la resistencia nominal por momento M_p del perfil. Para miembros con soporte lateral inadecuado, la resistencia por momento es limitada por la resistencia por pandeo lateral torsionante, ya sea éste elástico o inelástico.”⁹

⁸ Ver William T. Segui “Diseño de estructura de acero con LRFD” Pág.155

⁹ Ver William T. Segui “Diseño de estructura de acero con LRFD” Pág.155

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

La resistencia nominal como:

$$M_n = M_p \quad [3.9]$$

Donde

$$M_p = F_y Z \leq 1.5 M_y \quad [3.10]$$

El límite de $1.5 M_y$ para M_p es para prevenir deformaciones excesivas por carga de trabajo y se satisface cuando

$$F_y Z \leq 1.5 F_y S \quad \text{o} \quad \frac{Z}{S} \leq 1.5 \quad [3.11]$$

Para los perfiles I y H flexionados respecto al eje fuerte, Z/S será siempre ≤ 1.5 . (Sin embargo, para perfiles I y H flexionados respecto al eje menor, Z/S nunca será ≤ 1.5 .)

Aunque se hizo una revisión de $M_p \leq 1.5 M_y$, no es necesario para perfiles I y H flexionados respecto al eje fuerte.

3.2. HORMIGÓN ARMADO

Hormigón en masa se ha comprobado que posee una buena resistencia a compresión, pero no resiste a tracción. Para un elemento que está sometido a flexión, tracción ya no es conveniente utilizar sólo hormigón, sino que al emplear barras de acero corrugadas para una mejor adherencia en las zonas traccionadas del elemento, el material que resulta de esta combinación entre hormigón y acero se denomina hormigón armado

El hormigón armado presenta numerosas ventajas como ser:

El de formáceo o molde, es decir que se le puede dar cualquier forma con la ayuda de un molde o encofrado que lo contenga.

La durabilidad y resistencia al fuego son superiores a la madera, siempre que los recubrimientos y la calidad del hormigón sean acordes con las condiciones del medio que rodea a la estructura.

3.2.1. GENERALIDADES

En este capítulo se mencionará a los materiales como el hormigón y las armaduras también algunos elementos estructurales como ser losas, vigas, columnas, zapatas y su respectivo dimensionamiento tomando en cuenta las condiciones necesarias para obtener una estructura segura y económica, considerando las ventajas arquitectónicas y funcionales.

3.2.2. MATERIALES

Los materiales que se emplearán en la estructura de hormigón armado son: Hormigones y armaduras

3.2.3. HORMIGONES

El hormigón es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla en proporciones determinadas, de cemento, agregados y agua. El cemento y el agua forman una pasta que rodea a los agregados, constituyendo un material heterogéneo. Algunas veces se añaden ciertas sustancias, llamadas aditivos o adicionantes, que mejoran o modifican algunas propiedades del hormigón. (O. Gonzáles Cuevas).

3.2.3.1. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN

3.2.3.1.1. RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN

“La resistencia a compresión simple es la característica mecánica más importante de un hormigón. Su determinación se efectúa mediante el ensayo de probetas, según método

operatorios normalizados. Ahora bien, los valores de ensayo que proporcionan las distintas probetas son más o menos dispersos, en forma variable de una obra a otra, según el cuidado y rigor con que se confeccione el hormigón, y esta circunstancia debe tenerse en cuenta al tratar de definir un cierto hormigón por su resistencia.

El problema puede plantearse así: dados n resultados obtenidos al ensayar a compresión simple n probetas cilíndricas 15x30 de un mismo hormigón, determinar un valor que sea representativo de la serie y, por consiguiente, del propio hormigón.”¹⁰

Tradicionalmente se ha seguido el criterio de adoptar, para dicho valor, la media aritmética f_{cm} de los n valores de roturas, llamada resistencia media. Pero este valor no refleja la verdadera calidad del hormigón en obra, al no tener en cuenta la dispersión de la serie.

Si tenemos dos hormigones con la misma resistencia media, no cabe duda de que es más fiable aquel que presenta menor dispersión. Por consiguiente, el coeficiente de seguridad que se adopte en el cálculo debe ser mayor para el hormigón más disperso. La conclusión que se extrae es que el adoptar la resistencia media como base de los cálculos conduce a coeficientes de seguridad variables según la calidad de la ejecución.

Para eliminar este inconveniente y conseguir que se trabaje con un coeficiente de seguridad único, homogéneo en todos los casos, se ha adoptado modernamente el concepto de resistencia característica del hormigón, que es una medida estadística que tiene en cuenta no sólo el valor de la media aritmética f_{cm} de las roturas de las diversas probetas, sino también la desviación típica relativa o coeficiente de variación, d , de las serie de valores.

“Se define como resistencia característica, f_{ck} , del hormigón aquel valor que presenta un grado de confianza del 95 % , es decir, que existe una probabilidad de 0.95 de que se presten valores individuales de resistencia de probetas más altos que f_{ck} .”¹¹

De acuerdo con esta definición y admitiendo la hipótesis de distribución estadística normal

¹⁰ Ver P. Jiménez Montoya “hormigón armado”13ª Edición, Editorial Gustavo Pág.99

¹¹ Ver P. Jiménez Montoya “hormigón armado”13ª Edición, Editorial Gustavo Pág.218

la resistencia característica viene por la expresión:

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

Donde: f_{cm} es la resistencia media y δ el coeficiente de variación de la población de resistencias:

$$f_{cm} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n f_{ci} \quad \delta = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{f_{ci} - f_{cm}}{f_{cm}} \right)^2}$$

3.2.3.1.2. RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A LA TRACCIÓN

Cuando no se cuente con la resistencia a tracción del hormigón a efectos resistentes, es necesario conocer su valor porque juega un importante papel en ciertos fenómenos tales como la fisuración, el esfuerzo cortante, la adherencia y deslizamiento de las armaduras.

Si no se dispone de resultados de ensayos, podrá admitirse que la resistencia característica inferior a tracción $f_{ct,k}$ (correspondiente al cuantil del 5 por 100) viene dada, en función de la resistencia característica de proyecto a compresión f_{ck} , por la fórmula:

$$f_{ct,k} = 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (\text{N/mm}^2)$$

Los valores de la resistencia media a tracción $f_{ct,m}$ y resistencia característica superior a tracción (correspondiente al cuantil del 95 por 100) $f_{ct,k 0,95}$ pueden estimarse, a falta de resultados de ensayos, mediante:

$$f_{ct,m} = 0,30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$f_{ct,k 0,95} = 0,39 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (\text{N/mm}^2)$$

En todas estas fórmulas, $f_{ct,k}$, f_{ck} , $f_{ct,m}$ y $f_{ct,k 0,95}$ están expresadas en N/mm^2 .

En la presente Instrucción, la expresión resistencia característica a tracción se refiere siempre, salvo que se indique lo contrario, a la resistencia característica inferior a tracción $f_{ct,k}$.

3.2.3.2. CARACTERÍSTICAS REOLÓGICAS DEL HORMIGÓN

“Recordemos que la Reología es la rama de la Mecánica que estudia la evolución de deformaciones de un material, producidas por causas tensionales, a lo largo del tiempo.

Se ha definido con acierto al hormigón como un pseudosólido elasto-visco-plástico, haciendo con ello referencia a su compleja reología, que participa de las características de los tres tipos de cuerpos mencionados: los elásticos, los viscosos y los plásticos. No extrañará esta complejidad si se recuerda que en el hormigón coexisten la fase sólida (áridos y cemento), la líquida (agua) y la gaseosa (aire ocluido).”¹²

3.2.3.2.1. DIAGRAMA DE Tensión DEFORMACIÓN

“Para el cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales, en los Estados Límite Últimos y de acuerdo al grado de precisión requerido del cual se podrá adoptar algunos de los diagramas siguientes”¹³:

- a) Diagrama parábola rectángulo

Está formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo (figura 2.1.a). El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por 1.000 (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3,5 por 1.000 (deformación de rotura del hormigón en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a $0,85 f_{cd}$ siendo f_{cd} la resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

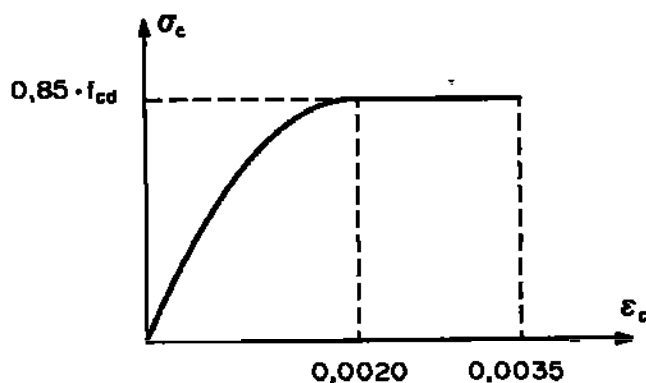


Figura 3.1.a. Diagrama de cálculo parábola-rectángulo

¹² Ver P. Jiménez Montoya “hormigón armado” 13ª Edición, Editorial Gustavo Pág.102

¹³ Ver Norma Boliviana de Hormigón Armado capítulo 5.1.5

b) Diagrama rectangular

Está formado por un rectángulo cuya altura y se da en función de la profundidad del eje neutro x en la figura 3.1.b (para el caso habitual $x \leq h$ es $y = 0,8x$) y cuya anchura es $0,85 f_{cd}$.

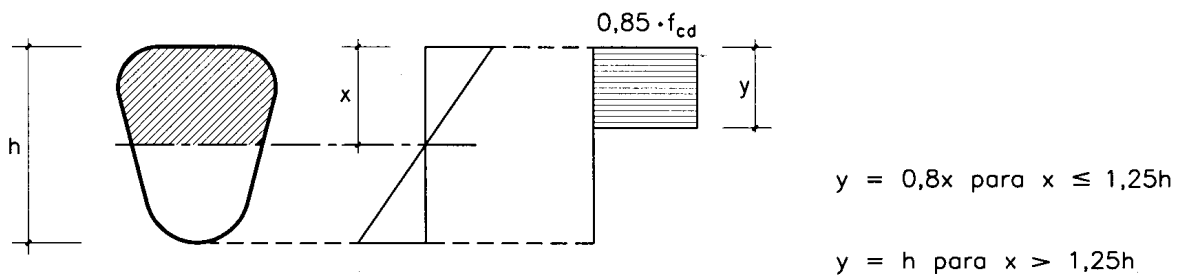


Figura 3.1.b. Diagrama de cálculo rectangular

- c) Otros diagramas de cálculo, como los parabólicos, birrectilíneos, trapezoidales, etc. Se aceptarán siempre que los resultados con ellos obtenidos concuerden, de una manera satisfactoria, con los correspondientes a los de la parábola-rectángulo o queden del lado de la seguridad.

3.2.4. ARMADURAS

El hormigón simple, sin refuerzo, es resistente a la compresión, pero es débil para resistir tracción, lo que limita su aplicabilidad como material estructural. Para resistir esfuerzos de tracción, se emplea refuerzos de acero, generalmente las armaduras en forma de barras, colocadas en zonas donde se prevea que se desarrollará esfuerzos de tracción bajo solicitaciones de servicio. El acero restringe el desarrollo de grietas originadas por la poca resistencia a la tracción del hormigón.

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

3.2.4.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y ADHERENTES

Las barras empleadas en el hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales, expresados en milímetros y en pulgadas:

D (mm)	6	8	10	12	16	20	22	25
D (pulg)	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
Peso(Kg/m)	0.248	0.384	0.566	0.994	1.554	2.235	3.042	3.973
Área(cm ²)	0.283	0.503	0.785	1.131	2.011	3.142	3.801	4.909

Cuadro 3.2 Diámetros, pesos y áreas de barras.

“Las barras deben suministrarse sin grietas, soldaduras ni mermas de sección superiores al 5 por 100”¹⁴

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

“La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: la de asegurar el anclaje de las barras y transmitir las tensiones tangentes periféricas que aparecen en la armadura principal como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.”¹⁵

¹⁴ Ver P. Jiménez Montoya “hormigón armado” 13ª Edición, Editorial Gustavo, Pág.143

¹⁵ Ver Norma Boliviana de Hormigón Armado, capítulo 12.5

3.2.4.2. DISPOSICIÓN DE LAS ARMADURAS

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

Las armaduras longitudinales tienen por objeto, bien absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o a tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón. Las armaduras transversales se disponen para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), así como para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida la formación de fisuras localizadas.

En cuanto a las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes, más o menos parásitos. Su trazado puede ser longitudinal o transversal, y se incluyen entre ellas : las armaduras de montaje, cuyo fin es facilitar la organización de las labores de ferralla; las armaduras de piel, que se disponen en los paramentos de vigas de canto importante; las armaduras para retracción y efectos térmicos, que se disponen en los forjados y losas en general; las armaduras de reparto, que se colocan bajo cargas concentradas y, en general, cuando interesa repartir una carga; etc.

Además de su misión específica, las armaduras secundarias ayudan a impedir una fisuración excesiva y contribuyen al buen atado de los elementos estructurales, facilitando que su trabajo real responda al supuesto en cálculo.

3.2.4.2.1. COLOCACIÓN DE ARMADURAS

Las armaduras deben colocarse limpias, exentas de óxido no adherido (se admite el óxido que queda después de cepillar las barras con cepillo de alambre), así como libres de pintura, grasa, hilo o cualquier otra sustancia perjudicial. Deberán sujetarse al encofrado y entre sí, de modo que se mantengan en su posición correcta, sin experimentar movimientos, durante el vertido y compactación del hormigón, y permitan a éste envolverlas sin dejar coqueras.

No es conveniente el empleo simultáneo de aceros de diferente límite elástico para armar una misma pieza, debido al peligro de que se puedan confundir unas barras con otras. Sin

embargo, pueden usarse aceros diferentes para las armaduras principales, por una parte, y los cercos o estribos por otra.

3.2.4.2.2. DISTANCIA ENTRE BARRAS

Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras o espacios vacíos. “La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda los valores que se indican a continuación”¹⁶:

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

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

b) Si se disponen de dos o más capas horizontales de barras de acero, las de cada capa deben situarse en correspondencia vertical una sobre otra, y el espacio entre columnas de barras debe ser tal que permita el paso de un vibrador interno.¹

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

3.2.4.2.3. DISTANCIA A LOS PARAMENTOS

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

¹⁶ Ver Norma Boliviana de Hormigón Armado capítulo 12.5.2

“Las diferentes normas establecen para los recubrimientos unas limitaciones más o menos coincidentes con las que recomendamos a continuación”¹⁷:

- a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.
 - b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cuatro centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.
- El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1,5cm.

Cuadro 3.3 Recubrimientos Mínimos en mm

ELEMENTOS	ESTADOS DEL ELEMENTO		
	PROTEGIDO	NO PROTEGIDO	MUY ESPUESTO
Forjados	10	15	25
Muros	15	20	30
Vigas	20	25	35
Soportes, columnas	25	30	40
Zapatas	30 a 40	40 a 60	60 a 80

FUENTE: Jiménez Montoya “hormigón armado” Pág.173

3.2.4.2.4. DOBLADO DE LAS ARMADURAS

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

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

¹⁷ Ver P. Jiménez Montoya “hormigón armado” 7ª Edición, Editorial Gustavo Pág.173

Cuadro 3.4 Radios de curvatura para ganchos y estribos

Diámetro de la armadura	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
$\varnothing < 20\text{mm}$	2 $\varnothing$	2 $\varnothing$	2 $\varnothing$	2.5 $\varnothing$	3 $\varnothing$
$\varnothing \geq 20\text{mm}$	2.5 $\varnothing$	2.5 $\varnothing$	3 $\varnothing$	4 $\varnothing$	5 $\varnothing$

FUENTE: Jiménez Montoya “hormigón armado”

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

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

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

Cuadro 3.5. Radios de curvatura de la armadura principal

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

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

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

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

3.2.4.2.5. ANCLAJE DE LAS ARMADURAS

Generalidades

Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón sin peligro para éste. En general, se efectúan mediante algunas de las disposiciones siguientes:

- Por prolongación recta,
- Por gancho o patilla;
- Por armaduras transversales soldadas (caso de mallas, por ejemplo);
- Por dispositivos especiales.

La longitud de anclaje de una armadura es función de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, de la posición de la barra con respecto a la dirección del hormigonado, del esfuerzo en la armadura y de la forma del dispositivo de anclaje.

Es muy aconsejable, como norma general, disponer los anclajes en zonas en las que el hormigón esté sometido a compresiones y, en todo caso, deben evitarse las zonas de fuertes tracciones. Ésto conduce, en vigas, a llevar las armaduras de momento negativo, sobre los apoyos intermedios, hasta una distancia de éstos del orden del quinto de la luz, y en apoyos extremos, a bajar las armaduras, dobladas a 90° , por la cara más alejada del soporte o muro.

a) Posiciones de las barras

Las longitudes de anclaje dependen de la posición que ocupan las barras en la pieza con respecto a la dirección del hormigonado. En efecto, las barras superiores están en peores condiciones de adherencia que la inferiores, debido a que el hormigón que las circunda es generalmente de calidad algo más baja, a causa del efecto de refluxión de aire y lechada hacia lo alto durante la compactación. Por ello, a efectos de adherencia, la Norma Boliviana del Hormigón distingue dos posiciones de las barras:

- Posición I: de adherencia buena, para las armaduras que, durante el hormigonado, forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 45° y 90° , o que, en el caso de formar un ángulo inferior a 45° , están situadas en la mitad inferior de la sección, o a una distancia igual o mayor a 30cm de la cara superior de una capa de hormigonado.
- Posición II: de adherencia deficiente, para las armaduras que, durante el hormigonado, no se encuentran en ninguno de los casos anteriores. En esta posición, las longitudes de anclaje serán iguales a 1.4 veces las de la posición

b) Proceso de cálculo

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

$$lb_1 = \frac{\phi * f_{yd}}{4 * \tau_{bu}}$$

Para aceros lisos

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

Para aceros corrugados

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

Cuando la armadura real es mayor que la necesaria.

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

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

Donde:

ϕ =Diámetro de la armadura

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

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

lb_1 =Es el tamaño mínimo para la transmisión de la fuerza de cálculo al hormigón

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

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

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

Para aceros lisos

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

Para aceros corrugados

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

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

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

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

3.2.4.2.6. EMPALME DE LAS ARMADURAS

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

3.2.4.2.7. EMPALME POR TRASLAPO O SOLAPO

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

La idea básica es transferir esfuerzo de una barra para la otra por medio de la adherencia en un largo igual al largo del anclaje el mismo es corregido por un coeficiente Ψ que lleva en cuenta la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región.”¹⁸

Ecuación para poder determinar el empalme por traslape o solape

$$l_v = \psi * lb_1$$

¹⁸ Ver Norma Boliviana de Hormigón Armado ,capítulo 12.2.2

Con ganchos para aceros lisos

$$l_v = (\psi * l_v - 15 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 15 * \phi \\ 0.50 * l_{b1} \end{bmatrix}$$

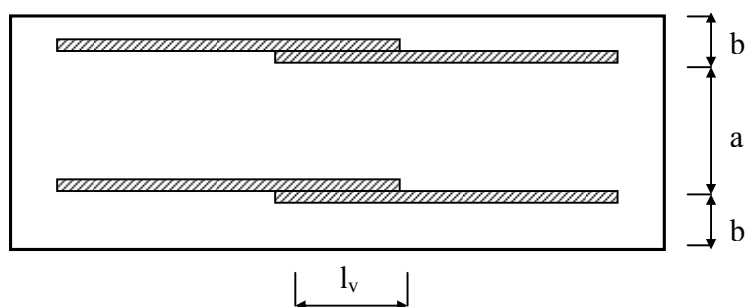
Con ganchos para aceros corrugados

$$l_v = (\psi * l_v - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 10 * \phi \\ 0.50 * l_{b1} \end{bmatrix}$$

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

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

Figura 3.2. Empalme por traslapo



Cuadro 3.6. Para obtener los coeficientes Ψ

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

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya Pág. 182

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

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

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

3.3 ALIGERAMIENTOS

El aligeramiento consiste en colocar casetones o moldes que pueden ser perdidos o recuperables, con la finalidad de disminuir la cantidad de materiales a utilizar en el forjado, lo que a la vez disminuiría el peso propio de la estructura.

3.3.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES

En los elementos estructurales sometidos a esfuerzos de flexión la zona traccionada de hormigón, se considera que no proporciona ningún aporte para soportar los esfuerzos de tracción, los cuales se asume que son absorbidos en su totalidad por la armadura. Por tanto, podemos indicar que la principal función que cumple el hormigón de la zona traccionada es de ligar la armadura con la zona comprimida. Ante esta situación los aligeramientos nos proporcionan una alternativa muy interesante al minimizar la mayor cantidad posible de hormigón, sin descuidar la función anteriormente mencionada.

Al minimizar la cantidad de hormigón, la estructura tendrá menor peso propio y por consiguiente los esfuerzos serán menores, provocando una considerable disminución en la cantidad de armadura a utilizar. Por lo anteriormente señalado, los aligeramientos constituyen una alternativa económicamente y estructuralmente viable.

Además, los aligeramientos dependiendo del material a utilizar, pueden constituir la base para conformar un aislamiento acústico y/o térmico, que hoy en día constituyen uno de los requisitos mínimos que debe proporcionar toda estructura al usuario.

3.3.2. CLASES DE ALIGERAMIENTOS

Los aligeramientos de los forjados, pueden formarse utilizando elementos de encofrado recuperable o perdido.

- Aligeramiento con encofrado recuperable: Este tipo de aligeramiento consiste en formar huecos con moldes recuperables de plástico u otros materiales.
- Aligeramiento con encofrado perdido: Esta clase de aligeramiento se forma al incorporar al forjado casetones, moldes o bovedillas de cerámica, plastoformo, mortero de cemento, fibra de madera aglomerada, bloques huecos de cartón, plástico u otro material lo suficientemente rígido que no produzca daños al hormigón ni a las armaduras.

Generalmente los elementos de encofrado perdido se consideran como no resistentes, es decir que (aunque puedan aportar de alguna manera a la resistencia de la pieza), se considera nula su resistencia para fines de cálculo.

A continuación daremos las características de los moldes o casetones más utilizados en nuestro medio:

Plastoformo: Este tipo de aligeramiento es uno de los más utilizados en nuestro medio, y presenta como principales ventajas su reducido peso propio, además de servir como aislante térmico y acústico.

Cerámica: Este tipo de aligeramiento está conformado por piezas de cerámica y tiene como única restricción que no esté constituido por materiales agresivos al hormigón o a las armaduras. A pesar que llegan a tener una carga característica de rotura en vano mayor 100 kg., su posible colaboración se desprecia en el cálculo.

La carga característica de rotura en vano se mide sobre un número de piezas no inferior a seis, después de 24 horas de inmersión en agua. La pieza se coloca con entrega de por lo menos un centímetro sobre los tablones paralelos y la carga se aplica en el centro del vano hasta rotura, sobre un tablón de 5 cm de espesor.

3.4 COEFICIENTES DE MINORACIÓN DE LAS RESISTENCIAS DE LOS MATERIALES Y MAYORACIÓN DE LAS CARGAS

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas en los estados límites últimos que nos indica la norma Boliviana de hormigón armado, son los que se indican en los siguientes cuadros:

Cuadro 3.7 Coeficientes de minoración

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		intenso	-0.05
hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido	+0.20
		Normal	0
		intenso	-0.10

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado, capítulo 7.3.1

Cuadro 3.8 Coeficientes de mayoración

Coeficientes básicos	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_s = 1.60$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		intenso	-0.10
	Daños previsibles en caso de accidentes	Mínimos	-0.10
		Normal	1
		Intenso	+0.20

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado, capítulo 7.3.1

3.5. HIPÓTESIS DE CARGAS

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

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

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

Donde:

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

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

W= Valor característico de la carga del viento.

γ_{fg} = Coeficiente de ponderación de las cargas permanentes, si su efecto es desfavorable se tomará $\gamma_{fg} = \gamma_f$, aplicando simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen en la estructura, si su efecto es favorable se tomará el valor ponderado $\gamma_{fg} = 0,90$.

γ_{fq} = Coeficiente de ponderación de las cargas variables, si su efecto es desfavorable se tomará $\gamma_{fq} = \gamma_f$, y si el efecto es favorable se tomara $\gamma_{fq} = 0$.

γ_f = Coeficiente de ponderación que lo define el proyectista de acuerdo a su criterio, para los estados límites últimos no deberá ser menor que $\gamma_f = 1,25$ pero si mayor.

Los coeficientes de ponderación γ , para el caso de control normal de ejecución que recomienda Jiménez Montoya son los siguientes:

$\gamma_{fg} = 1$ si el efecto de las cargas permanentes es favorable.

$\gamma_{fg} = 1,50$ si el efecto de las cargas permanentes es desfavorable.

$\gamma_{fq} = 0$ si el efecto de las cargas variables es favorable.

$\gamma_{fq} = 1,60$ si el efecto de las cargas variables es desfavorable.

3.6. CARGAS PARA EL CÁLCULO DE EDIFICIOS

3.6.1. CARGAS PERMANENTES.

Este tipo de cargas son constituidas por el peso propio de la estructura, el peso de todos los elementos contractivos fijos en instalaciones permanentes.

La determinación del peso de un cuerpo homogéneo se hará, en general multiplicando su volumen por su peso específico aparente.

Para los casos más frecuentes de fábricas y macizos pueden utilizarse los pesos por unidad de volumen definidos en la siguiente cuadro:

Cuadro 3.9 Pesos de fabricas y macizos

ELEMENTO	pesos (Kg/m3)
A. Rocas	
de basalto	3000
de granizo	2800
de caliza compacta o mármol	2800
de arenisca	2600
de arenisca porosa o caliza porosa	2400
B. Mampostería con mortero	
arenisca	2400
de basalto	2700
de caliza compuesta	2600
de granito	2600
C. Fábrica de ladrillo	
cerámico macizo	1800
cerámico perforado	1500
cerámico hueco	1200
silicocalcareo macizo	2000
D. Fábrica de bloques	
Bloque hueco de mortero (pesado)	1600
Bloque hueco de mortero (ligero)	1300
Bloque hueco de yeso	1000
E. Hormigones	
De grava, armado	2400
De grava, en masa	220
De cascote de ladrillo	1900
De escoria	1600
F. Revestimientos	
Argasama, cemento, cal y arena	1900
Argasama, cemento, arena	2100
Argasama de yeso	1200

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya. Pág. 679

3.6.2. CARGAS ACCIDENTALES

Se las define como aquellas cargas que actúan sobre la estructura en función de su uso (personas, muebles, vehículos, instalaciones amovibles, etc.)

Para cada edificio se elegirá un valor de sobrecarga de uso adecuado al destino que vaya a tener, sin que el valor elegido sea menor que el correspondiente a este uso en la siguiente cuadro.

Cuadro 3.10 Sobrecargas

USO DE ELEMENTO	SOBRECARGA (Kg/m ³)
A. Azoteas	
Accesibles solo para conservación	100
Accesibles solo para privadamente	150
Accesibles al publico	Según su uso
B. Viviendas	
Habitaciones de viviendas económicas	150
Habitaciones de otro caso	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones y volados	*
C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.	
Zona de Dormitorios	200
Zona publicas, escaleras, accesos	300
Locales de reunión y de espectáculo	500
Balcones volados	*
D. Oficinas y Comercios	
Locales privados	200
Oficinas publicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	*
E. Edificios de Docentes	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	*
F. Iglesias, edificios de reunión y espectáculo	
Locales con asientos fijos	300
Locales con asientos fijos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	*

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya. Pág. 684

Los balcones volados de toda clase edificios se calcularán con una sobrecarga superficial, actuando en toda su área, igual a la de las habitaciones con que comunican, más una sobrecarga lineal actuando en sus bordes frontales, de 200 Kg/m.

Toda estructura debe reunir las condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad, con objeto de que pueda rendir el servicio para el que ha sido proyectada.

3.7.1. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO BAJO SOLICITACIONES NORMALES

3.7.1.1. DOMINIOS DE DEFORMACIÓN DE LAS SECCIONES, EN EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

Figura 3.3
Dominios de Deformación



- Dominio 1: Tracción simple o compuesta en donde 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 1000.
- Dominio 2: Flexión simple o compuesta en donde 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 en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón $\varepsilon_{cu} = 3,5$ por 1.000. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por 1.000 y ε_y , siendo ε_y el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.
- Dominio 4: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ε_y y 0.
- Dominio 4a: Flexión compuesta en donde todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B.
- Dominio 5: Compresión simple o compuesta en donde 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, $\varepsilon_{cu} = 2$ por 1.000.

3.7.2. DISEÑO DE VIGAS A FLEXIÓN SIMPLE

En el dimensionamiento de secciones rectangulares sometidas a flexión simple, los datos conocidos son el momento de cálculo, como las resistencias de cálculo de los materiales.

- Determinación del Momento de cálculo:

M_d = Momento de diseño obtenido de las envolventes.

- Determinación del momento reducido de cálculo:

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

Donde:

b_w = Ancho de la viga

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

f_{cd} = Resistencia de calculo del hormigón

- Determinación del momento reducido límite:

μ_{lim} : Se obtiene de la tabla valores limites Anexo C

Se presentan los dos siguientes casos

a) Canto igual o Superior al mínimo.

Cuando el canto útil d haya sido fijado y sea superior al mínimo, *la sección no necesita armadura de compresión* y, entonces, se determina la armadura a tracción; este caso se presenta cuando:

$$\mu_d \leq \mu_{lim} \qquad d \geq d_{lim}$$

1) Con el valor del momento reducido se ingresa a la tabla universal para flexión simple o compuesta Anexo C y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura

2) Cálculo de la armadura a tracción

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

Donde:

w = Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

A_s =Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción

3) Cálculo de de la armadura mínima:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \cdot b_w \cdot d$$

$\rho_{\min}$ = Cuantía geométrica mínima

obtenida de tabla cuantías geométricas mínimas Anexo C.

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

b) *Canto inferior al mínimo*

Cuando el canto haya sido fijado y sea inferior al valor mínimo, debe colocarse armadura de compresión. Este caso se presenta cuando

$$\mu_d > \mu_{\lim} \quad d < d_{\lim}$$

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

Donde:

$$w_{s1} = w_{\lim} + w_{s2} \quad w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{\lim}}{1 - \delta'} \quad \delta' = \frac{d_2}{d}$$

Donde:

w_{lim} = cuantía mecánica límite, este valor se obtiene tabla valores límites

Anexo C.

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

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

δ' = Relación entre el recubrimiento de la armadura comprimida y el canto útil

d₂ = Recubrimiento geométrico.

2) Determinar la armadura para tracción como para compresión:

$$A_{s1} = w_{s1} \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s2} = w_{s2} \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

A_{s1} = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

A_{s2} = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión.

3) Cálculo de de la armadura mínima para tracción :

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

3.7.3. DISEÑO A CORTE

En el dimensionamiento a cortante en la situación de rotura suele admitirse la colaboración del hormigón, resultando una fórmula aditiva que suma la contribución del mismo con la de las armaduras.

El hormigón puede resistir, en la situación de rotura, un esfuerzo cortante V_{cu} . Mientras que el cortante total de cálculo no supere este valor, $V_d \leq V_{cu}$, no serían teóricamente necesarias las armaduras transversales. Y para $V_d > V_{cu}$ puede ponerse:

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

V_d = cortante total de cálculo

V_{cu} = cortante que resiste la pieza de hormigón

V_{su} = cortante que resiste las armaduras transversales necesaria.

De acuerdo con la Norma Boliviana del Hormigón CBH-87, la contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante viene dada mediante el término:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Kg})$$

También se determina el valor de agotamiento por compresión del alma de acuerdo con la siguiente expresión:

$$V_{ou} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Siendo:

$f_{vd} = 0.5 \sqrt{f_{cd}}$ = resistencia convencional del hormigón a cortante, en Kg/cm²

f_{cd} = resistencia de cálculo del hormigón, en Kg/cm².

d = canto útil

b_w = ancho del alma.

Ya determinados el esfuerzo cortante absorbido por el hormigón V_{cu} , y el valor de agotamiento por compresión del alma V_{ou} . Estos valores hay que compararlos, en las

distintas secciones, con el correspondiente esfuerzo cortante de cálculo o mayorado V_d , pudiendo presentarse tres casos:

a) Si $V_d \leq V_{cu}$, el hormigón de la pieza resiste por si solo el esfuerzo cortante, y la viga no necesita, teóricamente, armadura transversal. No obstante, es necesario colocar estribos de seguridad, cuyo diámetro no sea inferior a 6 mm, ni a la cuarta parte del diámetro correspondiente a las armaduras principales. La separación de dichos estribos debe ser $s \leq 0.85 \cdot d$, y en todo caso conviene no superar los 30 cm.

b) Si $V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$, hay que determinar la armadura transversal necesaria correspondiente al esfuerzo cortante residual, $V_{su} = V_d - V_{cu}$. Para ello se utiliza la siguiente expresión:

$$As = \frac{V_{su} \cdot s}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Siendo:

As = área de la armadura transversal necesaria.

s = separación de estribos (como una regla práctica se puede tomar 100 cm y determinar la armadura transversal para un metro lineal)

d = canto útil

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero

c) $V_d > V_{ou}$, es necesario aumentar las dimensiones de la sección.

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

$$As_{s\min} = 0.02 \cdot bw \cdot s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

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

3.7.4. DISEÑO A TORSIÓN

3.7.4.1. COMPROBACIONES QUE SE DEBE REALIZAR

El estado límite de agotamiento por torsión puede alcanzarse ya sea por agotarse la resistencia a compresión del hormigón o por agotarse la resistencia a tracción de las armaduras dispuestas. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumpla a la vez las siguientes condiciones:

$$T_d \leq T_{u1}$$

$$T_d \leq T_{u2}$$

Donde:

$$T_d \leq T_{u3}$$

T_d =Momento torsor de cálculo de la sección,

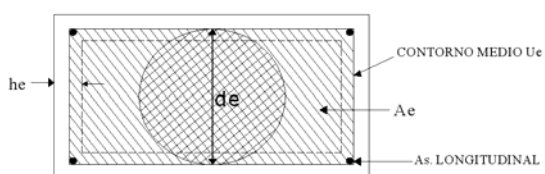
T_{u1} = Momento torsor de agotamiento, por compresión del hormigón.

T_{u2} = Momento torsor de agotamiento, por tracción de la armadura transversal.

T_{u3} = Momento torsor de agotamiento, por tracción de la armadura longitudinal.

3.7.4.2. COMPROBACIONES RELATIVAS AL HORMIGÓN

Toda pieza maciza de sección convexa, cuyos ángulos sean superiores a 60° , se podrá asimilar para el cálculo, a una sección hueca equivalente, de paredes delgadas, llamada sección eficaz, definida por:



- El contorno poligonal medio U_e , constituido por líneas paralelas al perímetro exterior de la sección, cuyos vértices son los centros de las armaduras longitudinales, y que define la línea media de las paredes.
- El espesor eficaz h_e , de las paredes, que viene dado por la siguiente expresión:

$$h_e = \frac{d_e}{6}$$

Siendo d_e el diámetro efectivo del mayor círculo que se pueda inscribir en el contorno h_e .

Cuando el momento torsor que puede resistir el hormigón comprimido es mayor o igual que el momento torsor de cálculo en la sección, no se requiere calcular armadura para que resista dicha sollicitación y para poder comprobar se utilizará la siguiente ecuación:

$$Td \leq T_{u1}$$

$$T_{u1} = 0.36 \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e; \quad f_{cd} \leq 250 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Donde:

A_e = Área envuelta por el contorno medio U_e , de la sección hueca eficaz.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón comprimido.

T_{u1} = Momento torsor de agotamiento, por compresión del hormigón.

3.7.4.3. COMPROBACIONES RELATIVAS A LAS ARMADURAS

a) *La condición por agotamiento, por tracción, de la armadura transversal, es:*

$$Td \leq T_{u2} \quad T_{u2} = \frac{2 \cdot A_e \cdot A_t}{s} \cdot f_{td}$$

Donde:

T_d = momento torsor de cálculo.

T_{u2} = momento de agotamiento, por tracción, de la armadura transversal.

A_e = área envuelta por el contorno medio de la sección hueca eficaz.

A_t = área de la sección de una de las barras de los cercos, o de la malla, que constituyen la armadura transversal.

s = separación entre cercos, o entre barras de la malla.

f_{td} = Resistencia de cálculo del acero de las armaduras transversales ($\leq 4200 \text{ Kg/cm}^2$).

b) *La condición de agotamiento por tracción, de la armadura longitudinal es:*

$$Td \leq T_{u3} \quad T_{u3} = \frac{2 \cdot A_e}{u} A_{s1} \cdot f_{yd}$$

Donde:

T_{u3} = Momento torsor de agotamiento, por tracción de la armadura longitudinal

u = Perímetro del contorno medio de la sección hueca eficaz.

A_{s1} = Área de la sección de las armaduras longitudinales.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero de la armadura longitudinal.

3.7.5. DISEÑO DE COLUMNAS

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

Las secciones de los soportes de hormigón armado pueden adoptar formas diversas si bien las más corrientes son las rectangulares y las cuadradas.

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, cercos y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber, bien compresiones en colaboración con el hormigón, bien tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los cercos y estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados. Los cercos y estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia.

3.7.5.1. EXCENTRICIDAD MÍNIMA DE CÁLCULO

Es muy difícil que en la práctica, 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 calcule con una excentricidad mínima accidental, o bien se aumente, convenientemente, los coeficientes de seguridad. La Norma Boliviana del Hormigón CBH-87 prescribe una excentricidad mínima ficticia, en la dirección principal más desfavorable, igual a l mayor de los valores:

$$h/20, \quad 2.0 \text{ cm}$$

siendo h el canto total de en la dirección considerada.

3.7.5.2. DISPOSICIÓN RELATIVAS A LAS ARMADURAS

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

3.7.5.3. ARMADURAS LONGITUDINALES

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

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

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

b) Los recubrimientos de las armaduras principales deben estar comprendidos entre dos y cinco centímetros, no debiendo ser inferiores al diámetro de las barras ni al tamaño máximo del árido.

3.7.5.4. CUANTÍAS LÍMITES

La Norma Boliviana del Hormigón Armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A_1 y A_2 , las siguientes limitaciones:

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

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

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

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

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

Donde:

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

A_c = El área de la sección bruta de hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero que no se tomará mayor en este caso de 4100kg/cm².

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

N_d = Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

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

3.7.5.5. ARMADURA TRANSVERSAL

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

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

$$s \leq b_e$$

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

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

$$s \leq 15\phi$$

Donde:

ϕ = El diámetro de la barra longitudinal más delgada

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

- c) El diámetro de los estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso será menor de 6mm.
- d) Los cercos y estribos deben colocarse en toda la altura del soporte, incluso en los nudos de unión con las vigas, atándolos fuertemente con alambre a las barras longitudinales. No es aconsejable la sujeción de los cercos mediante puntos de soldadura en obra, con objeto de no alterar las características del acero correspondiente a las barras principales.
- e) Por último, conviene tomar precauciones para que , durante el proceso de hormigonado de un soporte, no se desplacen los cercos de la cabeza del mismo hacia la parte inferior, con el consiguiente peligro de rotura ulterior.

3.7.5.6. COMPRESIÓN SIMPLE

Puede establecerse fórmulas para el cálculo de soportes sometidos a compresión simple, si bien, como ha sido indicado otras veces, lo más útil para resolver estos problemas es el empleo de diagrama de interacción .

Por otra parte, se prescinde por ahora del pandeo, las fórmulas son válidas, por tanto, para pilares cortos.

- a) en el caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas, la fórmula de compresión simple, n el estado último de agotamiento, puede ponerse en la forma, con los siguientes significados:

$$\gamma_n \cdot N_d \leq N_u = 0.85 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$$

N_u = esfuerzo axial de agotamiento

N_d = esfuerzo axial de cálculo,

A_s = sección total de armadura

f_{cd} = resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero, no mayor que 4200 Kg/cm²

γ_n = coeficiente complementario de mayoración de cargas

El coeficiente complementario de mayoración de cargas, para recubrimientos no mayores del 15 por 100, viene dado por la expresión,

$$\gamma_n = \frac{b+6}{b} \quad \text{no menor a 1.15}$$

siendo b la dimensión menor de la sección, expresada en centímetro.

Por otra parte, la resistencia de cálculo del acero debe limitarse al valor 4200 Kg/cm².

3.7.5.7. PANDEO DE PIEZAS COMPRIMIDAS DE HORMIGÓN ARMADO

3.7.5.7.1. IDEAS PREVIAS

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

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

Resulta, por tanto, que no es correcto tratar los problemas de pandeo aumentando el coeficiente de seguridad, o lo que es lo mismo, aumentando la carga N . Antes bien, debe tenerse en cuenta introduciendo una excentricidad complementaria. Esta excentricidad complementaria dependerá de la excentricidad inicial y de la carga N .

3.7.5.7.2. LONGITUD DE PANDEO

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

La longitud de pandeo l_o de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la tabla 4.3 en función de la sustentación de la pieza.

Cuadro 3.11
Longitud de pandeo $l_o = k * l$ de las piezas aisladas

Sustentación de la pieza de longitud l .	k
-Un extremo libre y otro empotrado	2
-Ambos extremos articulados	1
-Biempotrado, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
-Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0.70
-Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.50
-Soportes elásticamente empotrados	0.70
-Otros casos	0.90

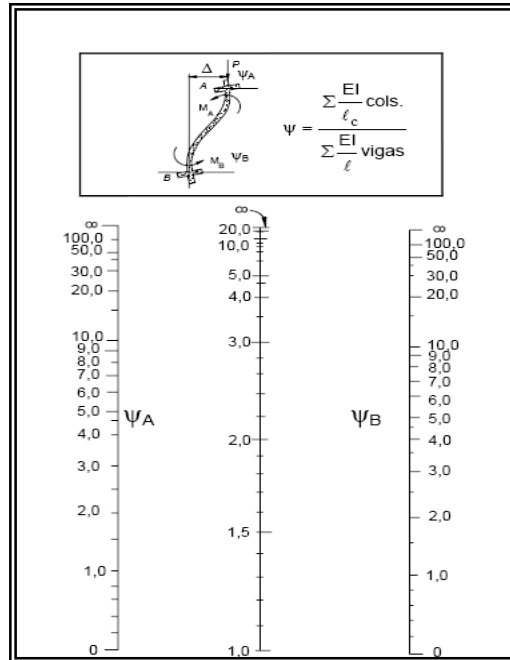
FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

La longitud de pandeo de soportes (columnas) pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica a continuación, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional. Para determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

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

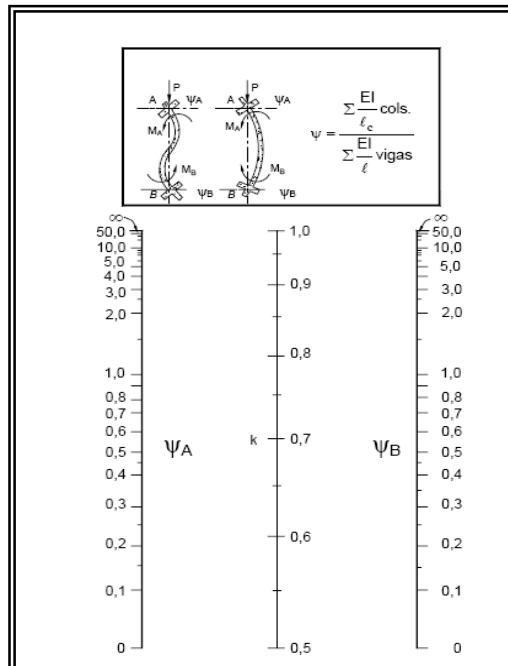
$$\psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todos los pilares}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}; \text{ (igual para } \psi_B \text{)}$$

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



FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

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



FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

3.7.5.7.3. ESBELTEZ GEOMÉTRICA Y MECÁNICA

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

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

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

3.7.5.7.4. MÉTODO APROXIMADO

Estas fórmulas son aplicables a piezas de sección constante cuya esbeltez mecánica no sea superior a 100 ($\lambda < 100$). Se distinguen dos casos:

a) Excentricidad de primer orden constante a lo largo de la pieza. En este caso, que puede corresponder a una pieza aislada con carga axial excéntrica, el efecto de segundo orden puede asimilarse a una excentricidad ficticia, de valor:

$$e_a = \left(0.85 + \frac{f_{yd}}{12000} \right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_o}{h + 10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_o}{i} \cdot 10^{-4}$$

Con los siguientes significados:

e_a = excentricidad ficticia equivalente a los efectos de segundo orden

e_o = excentricidad de primer orden = M / N . No se tomará menor que el valor accidental mínimo.

h = canto total medido paralelamente al plano de pandeo

l_o = longitud de pandeo

i = radio de giro de la sección de hormigón solo.

En el caso de sección rectangular, la expresión anterior se reduce a la siguiente:

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

b) Excentricidades de primer orden variables a lo largo de la pieza. Este caso es el más corriente en soportes pertenecientes a pórticos, en los que puede suponerse que la excentricidad varía linealmente entre los valores e_{o1} y e_{o2} en ambos extremos de la pieza. Si se supone que e_{o2} es la mayor y positiva, deben efectuarse las dos comprobaciones siguientes:

- Comprobación sin tener en cuenta los efectos de segundo orden, con la excentricidad e_{o2} solamente, y Comprobación teniendo en cuenta los efectos de segundo orden, en una sección crítica intermedia cuya excentricidad de primer orden e_o se tomará igual al mayor de los dos valores siguientes:

$$e_o = 0.6 \cdot e_{o2} + 0.4 \cdot e_{o1}$$

$$e_o = 0.4 \cdot e_{o2}$$

A esta excentricidad ficticia de primer orden se le sumará la excentricidad ficticia es obtenida mediante las fórmulas anteriores.

3.7.6. DISEÑO DE LOSAS

3.7.6.1. INTRODUCCIÓN

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

Funciones de la losa:

- Recibir las cargas y transmitirlas a las vigas y/o pilares y, a través de éstos, a la cimentación y al terreno (figura N° 3.6).
- Dar rigidez transversal a las vigas.
- Cuando se asocian monolíticamente a las vigas, incrementar la capacidad resistente a flexión y torsión de éstas.
- Solidarizar horizontalmente los entramados a nivel de cada planta.

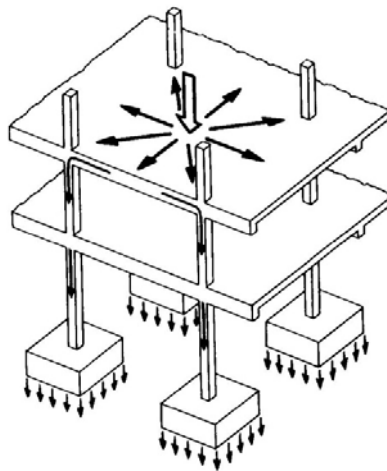


Figura N° 3.6 Transmisión de cargas de la losa.

Estas funciones de la losa permiten suponer que cualquier fuerza horizontal sobre un entramado se transmite a los restantes entramados de la estructura, que colaboran, por tanto, en resistir esa fuerza y en reducir la traslacionalidad de la estructura.

Las losa pueden funcionar, si los detalles constructivos se diseñan adecuadamente, como vigas de gran canto frente a las acciones horizontales de viento, sismo, etc., haciendo que todos los entramados y pantallas colaboren en resistir a este tipo de acciones (figura N° 3.7).

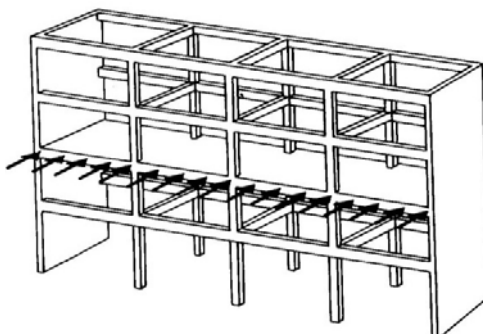


Figura N° 3.7 Contribución de la losa frente a acciones horizontales.

3.7.6.2. TIPOS DE LOSAS

Se clasifican las losas por su forma de trabajo pueden ser:

Losas Unidireccionales

Flectan básicamente en una dirección, donde las cargas se transmiten en dirección perpendicular a las vigas de apoyo, y éstas, a los soportes (figura N° 3.8). Si hay vigas en los cuatro bordes, pero la relación de luz mayor sobre luz menor es mayor que dos, el funcionamiento es en una dirección, en dirección de la menor luz.

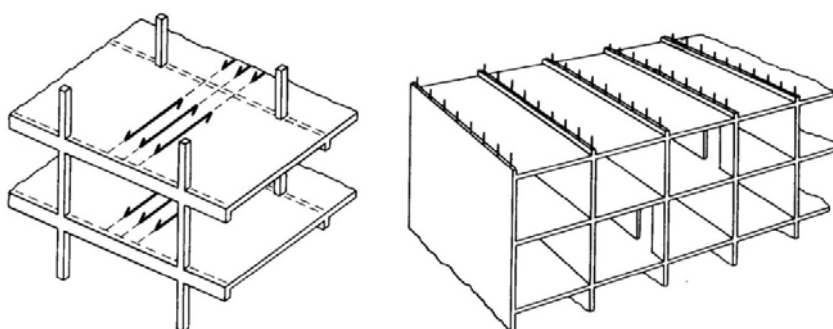


Figura N° 3.8 Losas unidireccionales.

Una variante muy utilizada en la actualidad son las losas macizas apoyadas en muros, según el sistema “encofrados túnel” o alguno de sus derivados (figura N° 3.17)

Losas Bidireccionales

Flectan en dos direcciones y transmiten las cargas a las vigas en dos direcciones (placas sobre vigas en dos direcciones, fig. 3.9a), o bien directamente en columnas (losas reticulares, fig. 3.9b). Donde la relación entre el lado mayor y el lado menor es menor que dos.

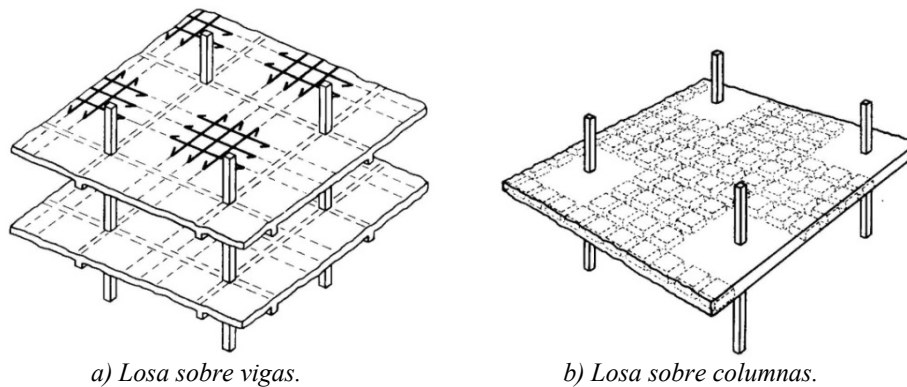


Figura N° 3.9 Losas apoyadas en vigas y columnas.

3.7.6.3. LOSA NERVADA

Cuando el espesor de la losa es importante, ya sea por condición de resistencia o deformación, se puede disminuir su peso, eliminando parte del hormigón de las zonas traccionadas donde no colabora. Se reemplaza por bloques o ladrillos huecos o por elementos de poliestireno que quedan perdidos en la losa; el fondo sigue siendo plano, quedando unos nervios de hormigón que conectan la armadura con la capa de compresión. También se puede modelar el fondo con casetones que se retiran.

Las nervaduras pueden disponerse en una o en dos direcciones como se muestra en la figura.

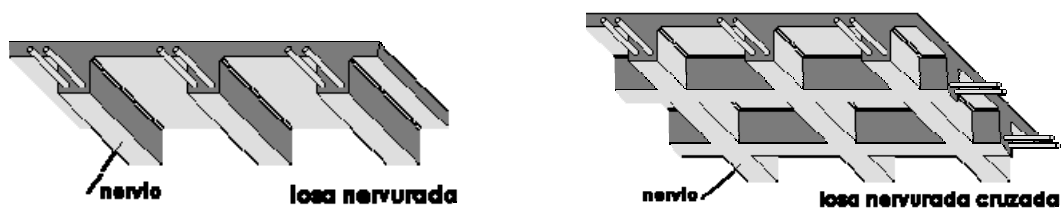


Figura N° 3.10 Losas nervadas.

Los Nervios transversales tienen la función principal de distribuir las cargas más uniformemente, por lo que se recomienda su uso cuando hay cargas concentradas en pequeños sectores de la losa. Otra de sus funciones es la de agregar rigidez al conjunto.

3.7.6.3.1. CONDICIONES GEOMÉTRICAS DE LA LOSA NERVADA

La Instrucción EHE establece que:

Los nervios; son los elementos encargados de transmitir las acciones a los soportes. La separación entre nervios puede ser variable, en función del diseño estructural, la separación máxima de 100 cm y el ancho de los nervios de 12 cm y 15 cm (artículo 37.2.4).

Capa de compresión; las losas nervadas deberán de disponer de una capa de compresión no inferior a 5 cm y esta deberá de disponer de una armadura de reparto en malla.

Canto de la losa; el canto óptimo de la losa aligerada debe de disponer de un canto total de espesor constante no inferior a $L/28$, siendo L la luz de cálculo mayor entre los soportes (artículo 56.2).

Un canto mayor soporta las acciones gravitatorias con menores tensiones y deformaciones de los elementos resistentes, pero ello supone un mayor peso y como consecuencia un mayor coste económico de la losa. Una disminución del canto comporta tensiones más fuertes y mayores deformaciones de los elementos resistentes que forman la losa.

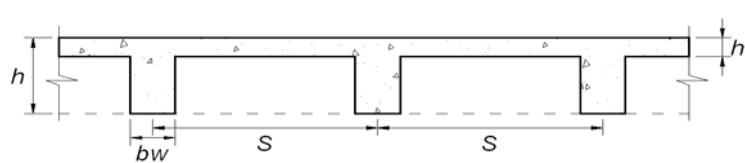


Figura 3.11 Sección de la losa nervada.

Limitaciones dimensionales para losas nervadas

$$b_{min} \geq 100 \text{ mm} \quad h \leq 3,5 b_{\text{mínimo}} \quad s \leq 800 \text{ mm}$$

El espesor de la losa de hormigón h_f (capa de compresión) debe ser:

$$h_f \geq 5 \text{ cm}$$

$$h_f \geq s/12, \text{ si}$$

endo s la distancia entre ejes de nervios

3.7.6.3.2. DIMENSIONAMIENTO DE LA SECCIÓN DEL NERVIO EN T O L

Las experiencias han verificado que las vigas que se encuentran íntimamente ligadas a las losas arrastran en su deformación una parte de ésta. Por este motivo, la sección de la viga no será rectangular si no en forma de T o L.

Las vigas T o L constituyen sin duda una solución estructural muy racional en hormigón armado, siempre que la losa se disponga del lado de las compresiones. En estas condiciones, la viga cuenta con una gran cantidad de material sometido a compresión y puede resistir grandes momentos flectores, aun con alturas reducidas.

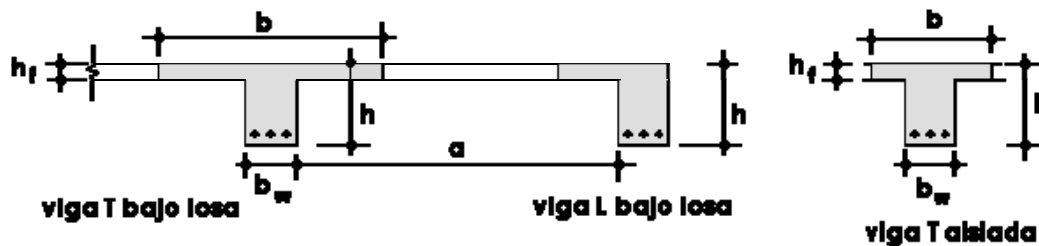


Figura 3.12 Sección de vigas T y L.

Donde: b = ala, ancho colaborante; b_w = ancho del nervio; a = distancia libre entre vigas; h = altura de la viga; h_f = espesor del ala, capa de compresión, losa.

Se comprende fácilmente que la eficacia con que la losa colabora con la viga disminuye a medida que se aleja de ésta. Para evitar la consideración de tensiones decrecientes, se aplica el criterio de reemplazar el ancho real por otro llamado *ancho colaborante*.

3.7.6.3.3. RESISTENCIA DE LAS VIGAS LOSA

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

Para secciones en T sometidas a flexión simple, el momento resistente máximo que soporta el ala de viga M_o , se la determina igual que una viga rectangular, y el momento resistente

máximo que soporta el ala y el nervio de viga M_m , resultan de la ecuación de equilibrio:

$$M_o = 0,85 * f_{cd} * b * h_f * (d - 0,5 * h_f)$$

$$M_m = 0,85 * f_{cd} \left[0,375 * b_w * d^2 + (b - b_w) * h_f * (d - 0,5 * h_f) \right]$$

a) Para $M_d \leq M_o$, el eje neutro cae dentro del ala de la viga, o sea $x \leq h_f$, la altura del bloque de compresión es menor que el espesor del ala.

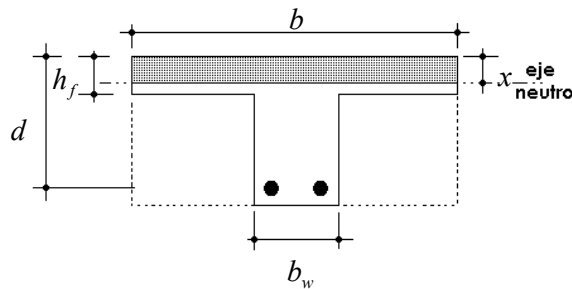


Figura 3.13 Dimensiones de la sección viga T.

La armadura de tracción A_s , se determina mediante el sistema de ecuaciones de equilibrio, como se muestra en la siguiente expresión:

$$y = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * f_{cd} * b * d^2}} \right) \quad A_s = \frac{0,85 * f_{cd} * b * y}{f_{yd}}$$

Donde:

y = Altura del bloque de compresión del hormigón.

M_d = Momento de cálculo.

b) Para $M_d < M_o \leq M_m$, el eje neutro cae dentro del alma de la viga, o sea $x \geq h_f$, la altura del bloque de compresión es mayor que el espesor del ala.

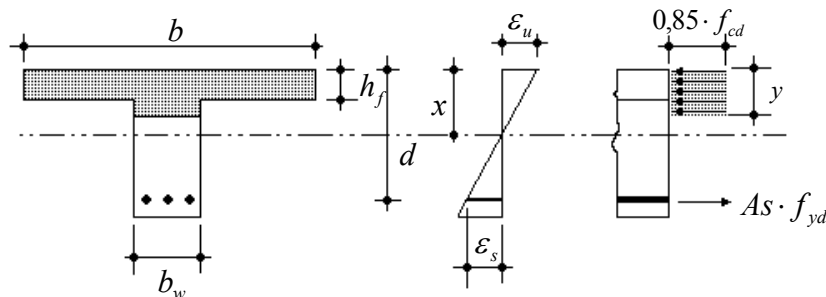


Figura 3.14 Esfuerzos y Deformaciones de viga T.

La armadura de tracción A_s , se determina mediante el sistema de ecuaciones de equilibrio, pero puede resolverse formulas aproximadas, con un error despreciable como se indica a continuación:

$$\mu_d = \frac{M_d - M_o}{b_w * (d - h_f)^2 * f_{cd}}$$

$$\omega = \mu_d * (1 + \mu_d) + \frac{0,85 * b * h_f}{b_w * (d - h_f)}$$

$$A_s = \frac{\omega * b_w * (d - h_f) * f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

μ_d = Momento reducido de cálculo.

ω = Cuantía mecánica de la armadura.

3.7.6.3.4. ARMADURA MÍNIMA

En losas de espesor constante, cuando se utilice acero de refuerzo con $f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, la cuantía mínima para resistir cambios de temperatura y retracción de fraguado $\omega_{\min}$ será de 0,0018.

En losas nervadas, la cuantía mínima de flexión $\omega_{\min}$ se calculará como una viga, donde se determina en el cuadro de Cuantías geométricas mínimas del Anexo C

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

En la loseta de compresión de las losas nervadas deberá proveerse de acero de refuerzo para resistir la retracción de fraguado y los cambios de temperatura, de un modo similar a las losas macizas de espesor constante.

3.7.6.3.5. COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A ESFUERZO CORTANTE

En los forjados de viguetas es necesario comprobar que no se produce agotamiento por compresión oblicua en el alma.

Para ello debe comprobarse que se cumplen la condición siguiente:
en el borde del apoyo:

$$V_d \leq V_{u1}$$

Siendo:

V_d = El esfuerzo cortante de cálculo.

V_{u1} = El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma, se obtiene de la siguiente expresión;

$$V_{u1} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_o \cdot d$$

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

b_o = el ancho mínimo del nervio

d = el canto útil del forjado

3.7.7. DISEÑO DE CIMENTACIONES

Los cimientos son parte de la construcción que recibe las cargas de la estructura y las transmiten al terreno. Sus funciones principales son transmitir las cargas y anclar el edificio al terreno.

Las características de los cimientos dependen de:

- Las características del terreno.
- Conocimiento de las cargas.

Para el cálculo y dimensionado se precisa conocer el peso total de la obra y la capacidad portante del terreno, teniendo siempre en cuenta que:

$$\text{Tensión trabajo} < \text{Tensión terreno}$$

El proyecto de la cimentación de un edificio es un problema relativamente complejo, que debe ir acompañado por un estudio de terreno, en el que se consideren el tipo de suelo, su granulometría, plasticidad, humedad natural, consistencia compacidad, resistencia, deformabilidad, expansividad y agresividad; la situación del nivel freático; las posibles galerías, y las estructuras colindantes, etc.¹

3.7.7.1. CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS

Toda cimentación tiene que garantizar la estabilidad de la estructura que soporta (asentamientos, vuelcos y desplazamientos), además de ser económicas. Las fundaciones se clasifican de una manera general en:

Fundaciones superficiales

° **Zapatas**; son las más frecuentes y se usan en un terreno que tenga en su base una resistencia media o alta en relación a las cargas de la estructura y que el suelo sea homogéneo para evitar asentamientos diferenciales.

° **Losas**; es la cimentación en toda la superficie de la estructura, se la usa en suelos poco resistentes o estructuras muy pesadas. Con este tipo de cimentación se aumenta la superficie de contacto y se reducen los asentamientos diferenciales (se puede utilizar por debajo del nivel freático).

Fundaciones profundas

° **Pilotes**; se las usa cuando el terreno es resistente a una profundidad superior a 5 o 6 metros, cuando el terreno es poco consistente hasta una gran profundidad, cuando existe gran cantidad de agua en el terreno y cuando deben resistirse acciones horizontales de cierta importancia.

3.7.7.2. TIPOS DE ZAPATAS

Por su forma de trabajo

° **Asiladas**, si sólo soportan un solo pilar.

° **Combinadas**, si soportan dos o más pilares, en número reducido. Se emplean en medianeras para evitar la carga excéntrica sobre la última zapata, o cuando dos pilares

¹ Ver Fundamentos de Ingeniería Geotécnica de Brajan M. Das capítulo 2.

están muy próximos entre sí, o en general para aumentar la superficie de carga o reducir asientos diferenciales.

° *Continúas bajo pilares*, para soportar varios pilares alineados. Se emplean en circunstancias parecidas a las zapatas combinadas.

° *Continúas bajo muros*, para soportar muros.

° *Arriostradas*, cuando varias zapatas se unen por medio de vigas riostras, para dar mayor rigidez al conjunto, en suelos mediocres, o cuando existen acciones horizontales.

Por su morfología

Las zapatas pueden ser macizas o aligeradas. Las macizas pueden ser *rectas*, *piramidales*, y *escalonadas*.

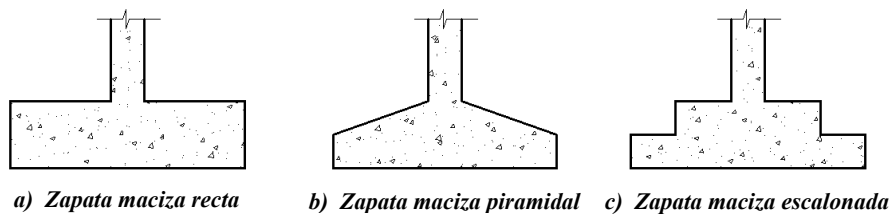


Figura N° 3.15 Tipo de zapatas por su morfología.

Por la relación entre sus dimensiones (lo que condiciona su forma de trabajo)

Las zapatas pueden ser *rígidas* y *flexibles*.

Por su forma

Las zapatas pueden ser rectangulares o cuadradas, circulares y poligonales.

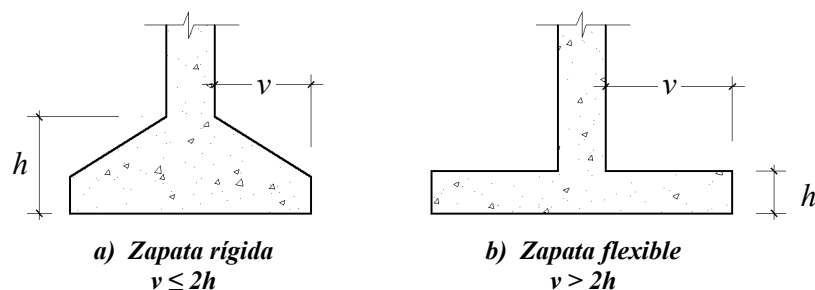


Figura N° 3.16 Zapatas rígidas y flexibles.

3.7.7.3. DISTRIBUCIÓN DE TENSIONES EN EL TERRENO

La distribución de las tensiones del terreno sobre la base de una zapata (que interesa para comprobar que no se rebasa la tensión admisible de éste y para calcular los esfuerzos en la zapata), depende fundamentalmente del tipo de suelos y rigidez de la zapata como se muestra a continuación.

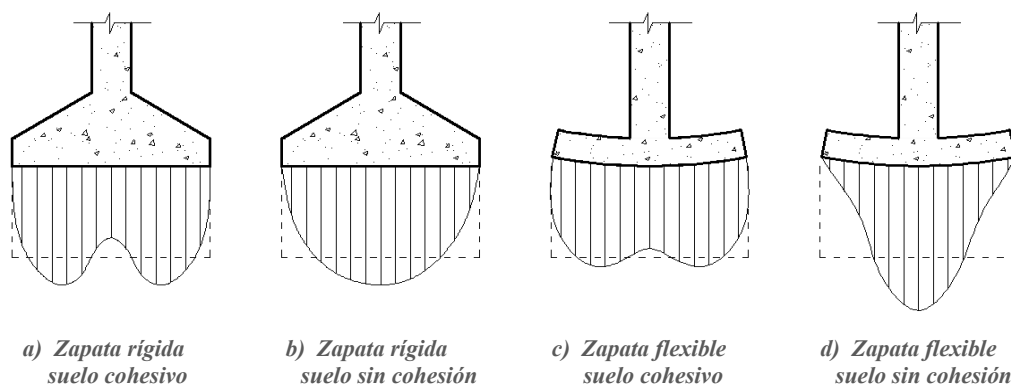


Figura N° 3.17 Distribución de tensiones del terreno.

3.7.7.4. ZAPATA AISLADAS

Las zapatas aisladas se emplean para transmitir al terreno la carga de un solo soporte y la base suele ser cuadrada, rectangular o circular. Como excepción, se considera también como zapata aislada aquella sobre la que cargan dos soportes contiguos separados por una junta de dilatación, tipo “diapasón”.

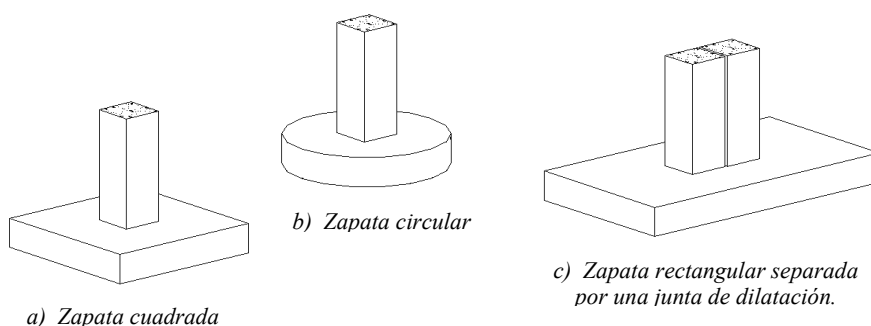


Figura N° 3.18 Tipo de zapatas aisladas.

En las zapatas de espesor variable, el canto h_o en el borde debe ser $h_o \geq h/3$ y no menor que 25 cm. El ángulo de inclinación suele tomarse $\beta \leq 30^\circ$, que corresponde, aproximadamente,

el ángulo de talud natural del hormigón fresco, con lo cual podría no ser necesario el empleo de contraencofrado.

3.7.7.5. DIMENSIONAMIENTO DEL ÁREA DE LA ZAPATA

Las dimensiones a y b de la base de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno σ_{adm} .

a) Zapata solicitada solo por un esfuerzo axial

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

Donde:

N = Carga centrada de servicio.

P = Peso propio de la zapata, se estima en 5% de la carga de servicio.

a, b = Dimensiones de la zapata.

σ_{adm} = Capacidad portante del suelo.

b) Zapata solicitada por un esfuerzo vertical, por un esfuerzo horizontal y un momento flector

$$\sigma_{1,2} = \frac{N + P}{a * b} + \frac{6 * M}{a^2 * b} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{3,4} = \frac{N + P}{a * b} - \frac{6 * M}{a^2 * b} \leq \sigma_{adm}$$

c) Zapata solicitada por un esfuerzo vertical, por un esfuerzo horizontal y momentos flectores

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N + P}{a * b} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b} \\ \sigma_2 &= \frac{N + P}{a * b} - \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b} \\ \sigma_3 &= \frac{N + P}{a * b} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} - \frac{6 * M_y}{a^2 * b} \\ \sigma_4 &= \frac{N + P}{a * b} - \frac{6 * M_x}{a * b^2} - \frac{6 * M_y}{a^2 * b} \end{aligned} \right\} \leq \sigma_{adm}$$

Cuando sólo hay compresión la resultante de las fuerzas pasan por el núcleo central. Si hay tracción significa que se sale del núcleo central.

Determinación del canto útil

Se dimensionan de modo que no necesiten armadura de corte. Para ello se recomienda utilizar un canto útil (d) mayor de las siguientes expresiones:

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

Donde: $k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}} \quad ; \quad f_{vd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}}$

f_{vd} = Resistencia convencional del hormigón a cortante.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

γ_f = Coeficiente de seguridad de la sollicitación (1,6).

σ_{adm} = Capacidad portante del suelo.

Estas fórmulas son validas para zapatas de base cuadrada o rectangular en las que el lado mayor no supere al doble del lado menor; y para soportes de sección cuadrada o rectangular con la misma limitación.

3.7.7.6. VERIFICACIÓN AL VUELCO

Es la primera verificación que debe efectuarse en zapatas sometidas a momentos o fuerzas horizontales.

Se verifica al vuelco de la fundación calculando el momento flector resultante en el punto A, de un lado de los esfuerzos desestabilizantes y del otro de los esfuerzos estabilizantes (se verifica en ambas direcciones).

$$(N + P) * \frac{a}{2} \geq (M + H * h) * \gamma_1 \Rightarrow \begin{cases} \gamma_x = \frac{N + P}{M + H_y * h} * \frac{a}{2} \geq 1,5 \\ \gamma_y = \frac{N + P}{M + H_x * h} * \frac{b}{2} \geq 1,5 \end{cases}$$

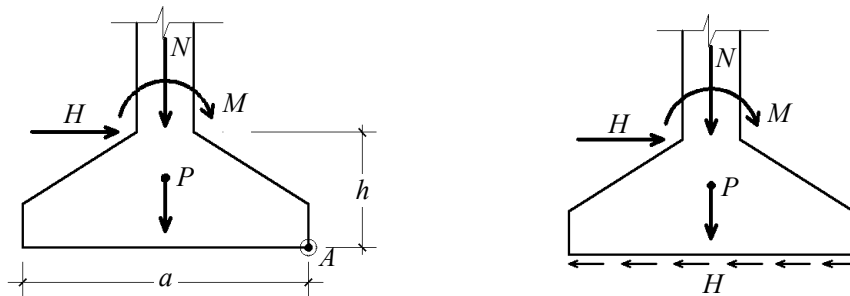


Figura N° 3.19 Verificación al vuelco y deslizamiento de la zapata.

3.7.7.7. VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO

Los elementos estructurales solicitados por esfuerzos horizontales y no arriostrados se debe verificar su seguridad al deslizamiento. El único esfuerzo al estabilizante es el rozamiento entre la base de la zapata y el terreno, no se considera el empuje del terreno pasivo sobre la superficie lateral de la zapata como un esfuerzo estabilizante, a no ser que se garantice su permanencia en forma definitiva.

Para suelos sin cohesión (arenas)

Eje x: $(N + P) * \operatorname{tg} \varphi_d \geq H_x * \gamma_2$

Eje y: $(N + P) * \operatorname{tg} \varphi_d \geq H_y * \gamma_2$

Para suelos cohesión (arcillas)

Eje x: $(a * b) * C_d \geq H_x * \gamma_2$

Eje y: $(a * b) * C_d \geq H_y * \gamma_2$

Donde:

N = Carga centrada de servicio.

P = Peso propio de la zapata, se estima en 5% de la carga de servicio.

H_x = Esfuerzo horizontal en la base de la zapata en eje x.

H_y = Esfuerzo horizontal en la base de la zapata en eje y.

a, b = Dimensiones de la zapata en dirección x y dirección y.

φ_d = Ángulo de rozamiento $^{2/3} \varphi$.

C_d = Valor minorado de cálculo de la cohesión.

γ_2 = Coeficiente al deslizamiento (1,5).

CAPÍTULO IV

INGENIERÍA DEL PROYECTO

4.1. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

El diseño que se realiza del presente proyecto comprende de una primera fase, del diseño y construcción de dos niveles, por el cual el estudio total que se realiza a diseño final del mercado Senac es de dos niveles, considerando una futura ampliación pudiendo éste soportar un nivel más que sólo podrá ser de tiendas comerciales o oficinas públicas.

Por lo tanto el análisis estructural, como el diseño de los elementos estructurales de columnas y zapatas son diseñadas para resistir tres niveles, considerando una futura ampliación.

4.2. ESTUDIOS PRELIMINARES

4.2.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

La topografía que presenta el área del emplazamiento del proyecto tiene muy pocos relieves de alturas pequeñas que varían de 0.5 m a 1 m, como se puede apreciar en el Plano topográfico (plano 1/14) en el Anexo D

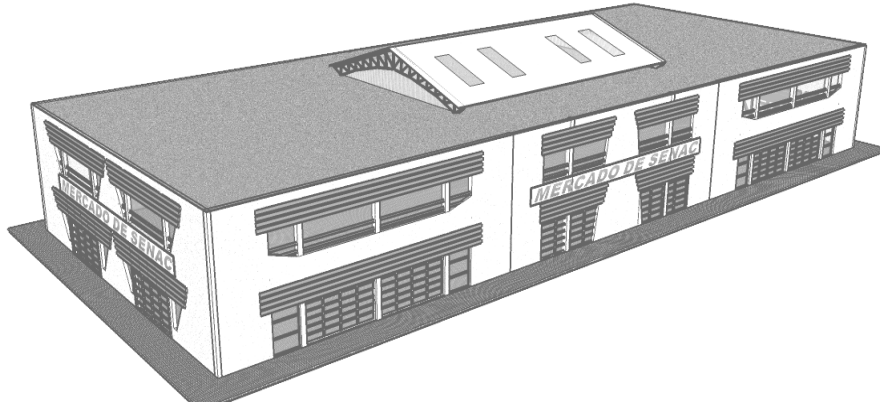
4.2.2. ESTUDIO DE SUELOS

En el sitio a realizar las fundaciones de la estructura el suelo presenta una capacidad portante de 1.5 Kg./cm², a 2. m de profundidad, este valor se obtuvo mediante el *ensayo de penetración estándar* S.P.T., el informe de este ensayo se presenta el Anexo B-1 (ESTUDIO DE SUELOS).

4.3. ESQUEMA ARQUITECTURAL.

La distribución de ambientes para el Mercado de Senac y proyección del plano arquitectónico se basa en función de los requerimientos principales de los beneficiarios de esta zona que se puede apreciar en la figura 4.1 y planos de arquitectónico, (plano 2/14) en el Anexo D

Figura 4.1. Esquema estructural



4.4. ESQUEMA ESTRUCTURAL.

4.4.1. ESTRUCTURACIÓN

Las dimensiones de la estructura en construcción son de 25.3 x 61 m, y de acuerdo a las características arquitectónicas del edificio se ha llegado a plantear una estructura conformada de tres bloques independientes, separados por dos juntas de dilatación de 2 cm, para permitir un mejor comportamiento del edificio a las cargas de origen térmico y dinámico. Mismos que conforman dos espacios vacíos centrales, que brinda iluminación y ventilación al edificio, que a su vez están protegidos por una cubierta metálica ver figura 4.2. Disposición de bloque, figura N° 4.3. La vista del esquema estructural, figura N° 4.4. Modelado en 3D.

La estructuración y disposición de los elementos estructurales se ha realizado siguiendo lineamientos básicos para permitir una respuesta adecuada del edificio a las diferentes cargas y adecuarse a las necesidades de espacio del mercado. Las plantas tienen una altura de 4,0 y 4,0 m ver figura N° 4.4 cota de plantas, con luces entre columnas de 5,00 m de longitud, generando de esta manera espacios cómodos que permiten una mejor distribución de ambientes y un aprovechamiento total del espacio disponible.

Figura 4.2 Disposición de Bloques Estructurales

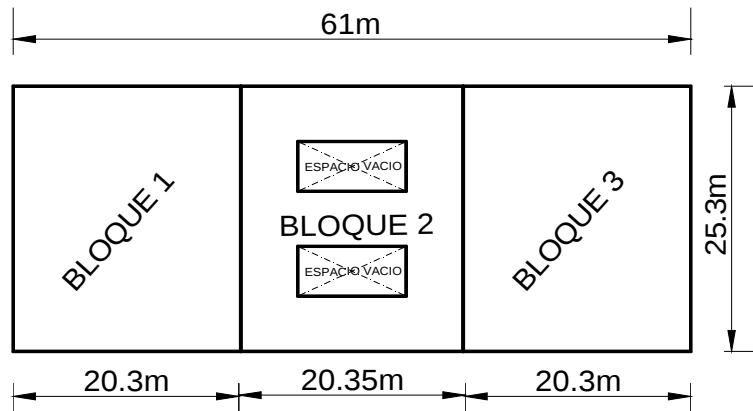


Figura 4.3 Vista en planta del esquema estructural

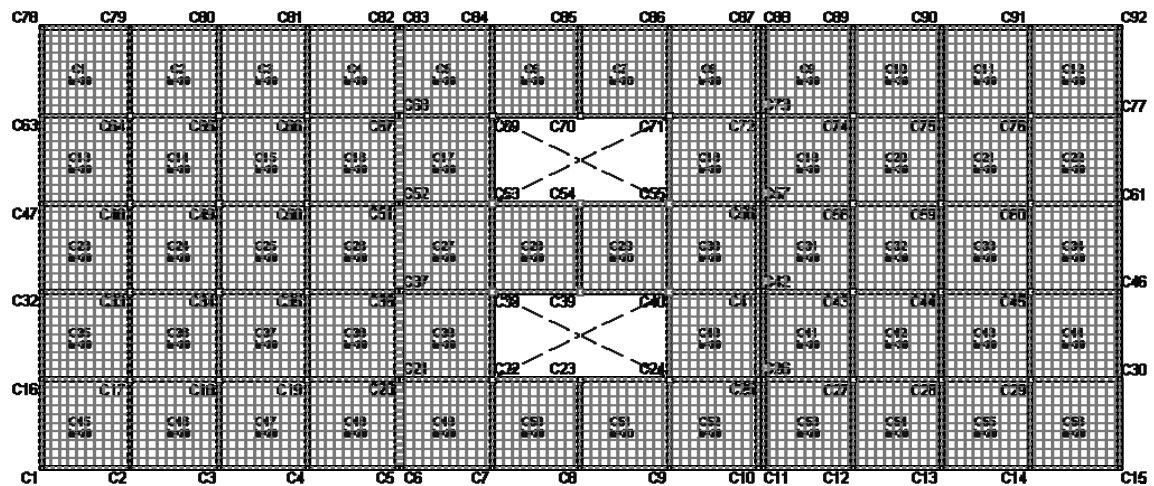


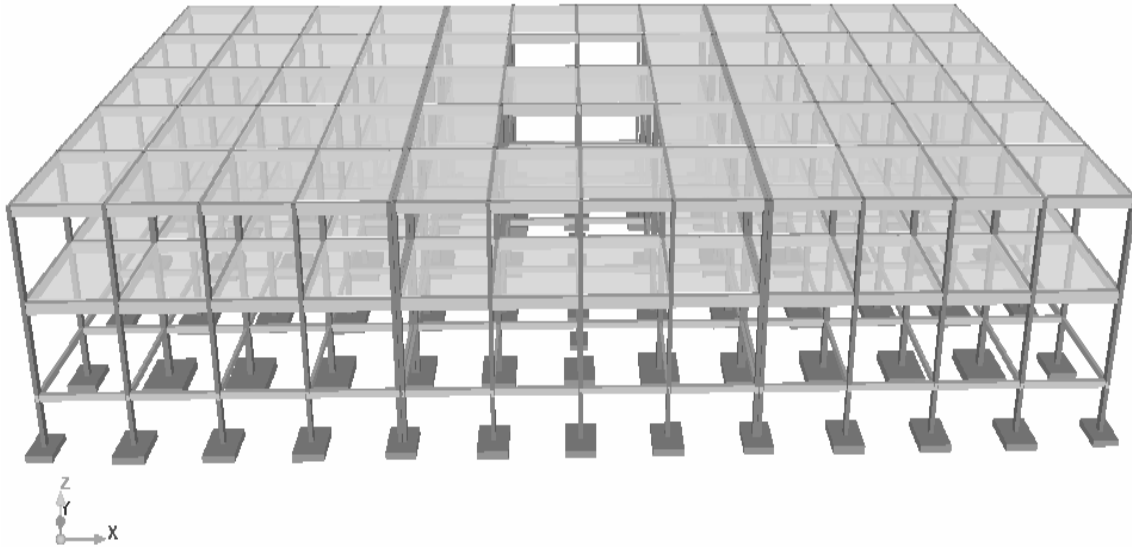
Figura 4.4 Cotas de las plantas



REFERENCIA	COTA
PLANTA 2	+8.00
DESCANSO 2	+6.00
PLANTA 1	+4.00
DESCANSO 1	+1.82
SOBRECIMIENTO	0
CIMENTACIÓN	-2.30

Los niveles de los descansos se refieren a los niveles donde están apoyadas las losas de descanso de las escaleras

Figura 4.4. Mercado Senac Modelado 3D, en CYPECAD-2008



4.5. PARÁMETROS DE DISEÑO

4.5.1. NORMAS

Las normas utilizadas para el diseño estructural del Mercado Senac son las siguientes:

Para los elementos estructurales de hormigón armado vigas, columnas y zapatas se utiliza la Norma Boliviana del Hormigón armado, CBH-87, que proporciona las prescripciones de obligatorio cumplimiento en el país y que deben ser observadas en el proyecto ejecución y control de obras de hormigón armado.

El forjado bidireccional nervado (losa casetonada); a ausencia de una normativa en el País, se utiliza la instrucción para forjados de hormigón estructural, EFHE.

Para la estructura metálica, cerchas, también al no haber en nuestro País una normativa vigente, por lo cual se utiliza el Código AICS método LRFD.

4.5.2. MATERIALES

Los materiales utilizados para la estructura del proyecto son los que se describen a continuación:

Para los elementos de columnas, vigas, losas casetonada y zapatas:

- Hormigón , para hormigón armado con $f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2$,
- Acero, de dureza natural con $f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$,

Para el entrepiso de losa casetonada se utiliza:

- complemento de aligeramiento de plastoformo.

Para la cubierta se utiliza:

- Acero conformado en caliente, con una resistencia de: $F_y = 2531.093 \text{ Kg/cm}^2$

4.5.3. COEFICIENTES DE PONDERACIÓN Y/O FACTORES DE SEGURIDAD

Los coeficientes de seguridad son establecidos en la **Norma Boliviana del Hormigón CBH-87** en los estados límites últimos.

Coeficiente de minoración del acero	$\gamma_s = 1,15$
Coeficiente de minoración del hormigón	$\gamma_c = 1,50$
Coeficientes de ponderación de las acciones a efectos desfavorables.	$\gamma_{fq} = \gamma_{fg} = 1,60$

4.5.4. SISTEMA DE UNIDADES

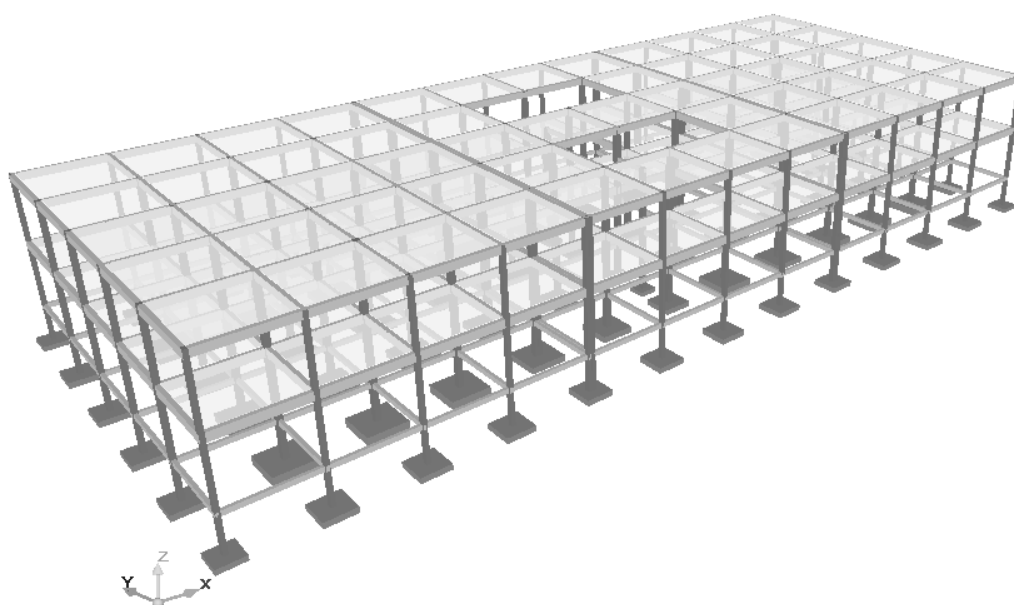
Para el cálculo estructural del proyecto “**Mercado Senac** ” se utilizó el Sistema Métrico de unidades (Ton, kg, metro, cm,segundo).

4.5.5. SISTEMA DE EJES GLOBALES

La convención del sistema global de ejes de coordenadas X, Y, Z de la estructura, para el análisis y uso del paquete computacional es como se muestra gráficamente.

Eje X:	Longitud larga de la estructura.
Eje Y:	Longitud corta de la estructura.
Eje Z:	Altura de la estructura.

Figura N° 4.5 Sistema de ejes globales de la estructura.



4.5.6. CARGAS

Las cargas se clasifican en cargas permanentes y cargas variables o sobrecargas que se detallan a continuación.

4.5.6.1 CARGAS PERMANENTES

Las cargas permanentes de diseño, se observa en el siguiente resumen donde se detalla más en el Anexo B-2 (Análisis de cargas).

RESUMEN DE CARGAS PERMANENTES

PISOS Y ACABADOS.....	$q_{pa}=96 \text{ Kg/m}^2$
COMPLEMENTO DE PLASTOFORMO.....	$q_{ln}=1.3 \text{ Kg/m}^2$
LOSA CASETONADA.....	$q_{ln}=260 \text{ Kg/m}^2$
LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS.....	$q_{ln}=200 \text{ Kg/m}^2$
MURO DE LADRILLO [e=18cm].....	$q_{pc}=196 \text{ Kg/m}^2$
MURO DE LADRILLO+REV. [e=20cm]	$q_{pm20}= 229 \text{ Kg/m}^2$
REVOQUE Int. [e=1.5cm].....	$q_{re}= 12 \text{ Kg/m}^2$
REVOQUE Ext. [e=2cm].....	$q_{ri}=21 \text{ Kg/m}^2$
DESNÍVEL DE PUESTOS.....	$q_{ri}=161 \text{ Kg/m}^2$
CALAMINA N° 28.....	$q_{ri}=5 \text{ Kg/m}^2$

4.5.6.2. CARGAS VARIABLES

4.5.6.2.1. SOBRECARGAS DE USO

Las cargas variables o sobrecargas de uso, se eligió el valor de acuerdo al uso que vaya a tener los diferentes ambientes de la estructura.

RESUMEN DE SOBRECARGAS DE USO

LOCALES DE REUNIÓN.....	$q_{v1}=500 \text{ Kg/m}^2$
OFICINAS PUBLICAS.....	$q_{v2}=300 \text{ Kg/m}^2$
TERRAZAS O AZOTEA.....	$q_{v3}=150 \text{ Kg/m}^2$
VIENTO.....	$q_{v3}=50 \text{ Kg/m}^2$
ESCALERAS.....	$q_{v5}=400 \text{ Kg/m}^2$
BARANDADO.....	$q_{v6}=200 \text{ Kg/m}$
CARGA VIVA EN CUBIERTA.....	$q_{v6}=50 \text{ Kg/ m}^2$

4.5.6.2.2. CARGA DE VIENTO

El viento de velocidad v (m/s) produce una presión dinámica w (Kg/m²) en los puntos donde su velocidad se anula, de valor:

$$w = \frac{v^2}{16}$$

La presión dinámica que se considerará en el cálculo de un edificio, función de la altura de su coronación y de sus situación topográfica.

Para altura de coronario de 0 a 10 m, con situación topográfica normal:

$$v = 28 \text{ m/seg}$$

$$w = 50 \text{ kg/m}^2$$

Los coeficientes eólicos, positivos para presión (barlovento) y negativos para succión (sotavento). Éstos son función del ángulo de incidencia, para un ángulo de 90° grados:

$$-X: 0.40$$

$$+X: 0.80$$

4.6. CÁLCULO DE LAS ACCIONES

4.6.1. HIPÓTESIS DE CARGA PARA HORMIGÓN ARMADO

Las hipótesis de carga y coeficientes de mayoración de las cargas se adquirieron de la Norma boliviana del hormigón armado CBH-87:

Hipótesis I: $1.6 \cdot G + 1.6 \cdot Q$

Hipótesis II: $0.9 (1.60 \cdot G + 1.6 \cdot Q) + 0.9 (1.6 \cdot W)$

Hipótesis III: $1.44 \cdot G + 1.44 \cdot Q + 1.44 \cdot W$

Donde:

G= cargas permanentes

Q= cargas variables

W= carga de viento.

El coeficiente de mayoración de cargas más desfavorables es de 1.6

4.6.2. HIPÓTESIS DE CARGA PARA ESTRUCTURA METÁLICA

El AISC-LRFD tiene las siguientes combinaciones de carga:

U representa la carga última; D son las cargas muertas; L son las cargas vivas; Lr son las cargas vivas en techos; S son las cargas de nieve; R son las cargas por lluvia, granizo o hielo, sin incluir el encharcamiento; W son las cargas de viento y E son las cargas sísmicas.

a) $U = 1.4D$

b) $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$

Si se consideran las fuerzas de viento o sismo:

c) $U = 1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$

d) $U = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$

e) $U = 1.2D + 1.5E + (0.5L \text{ o } 0.2S)$

Para considerar el posible efecto de volteo:

f) $U = 0.9D - (1.3W \text{ o } 1.5E)$

Cuadro 4.1 Factores de Resistencia Característicos en estructuras de acero

SITUACIONES	Factores de Resistencia ϕ
Vigas sometidas a flexión, corte, filete de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de soldadura, soldadura de ranura en el metal base.	0.9
Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros.	0.85

4.7. PREDIMENSIONAMIENTO

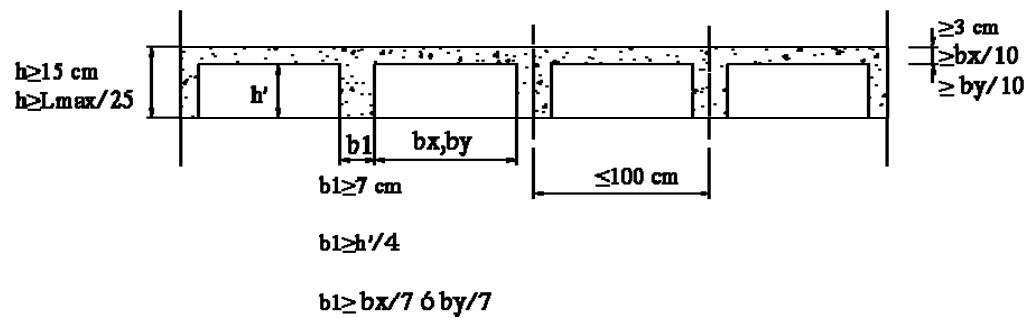
4.7.1. PREDIMENSIONADO DE LOSA CASETONADA

Se optará por una losa casetonada con casetones perdidos de plastoformo por ser una opción conveniente en el aspecto técnico económico que se detalla en ANEXO B-3 (ALTERNATIVAS DE LOSA) donde se tuvo dos opciones una losa maciza y una losa aliviada bidireccional (losa casetonada).

A ausencia de una normativa en el País, se utiliza la instrucción para forjados de hormigón estructural, (Manual de Aligeramiento de Estructuras Actualizado según EFHE)

La cual nos ayuda a predimensionar este tipo de losas aligeradas y como también el tipo de análisis estructural que se aplicará. Algunas de estas recomendaciones podemos verlas a continuación en la figura 4.6

Figura 4.6 Recomendaciones para el predimensionamiento de losas aligeradas



Donde:

h =altura de la losa

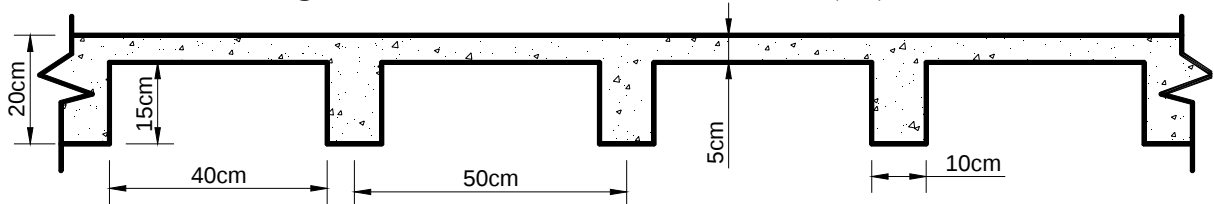
b_1 =ancho del nervio de losa

b_x, b_y, h' =dimensiones del complemento aligerante

- Altura de losa
$$h = \frac{l}{25} = \frac{500}{25} = 20 \text{ cm}$$
- Se utilizará una capa de compresión de 5 cm.
- El aligeramiento tendrá unas dimensiones de 40x40x15 cm
- $b_x = b_y = 40 \text{ cm}$ y altura de 15 cm
- separación de nervios de 50 cm

El peso propio del forjado estará definido por la geometría de la losa nervada:

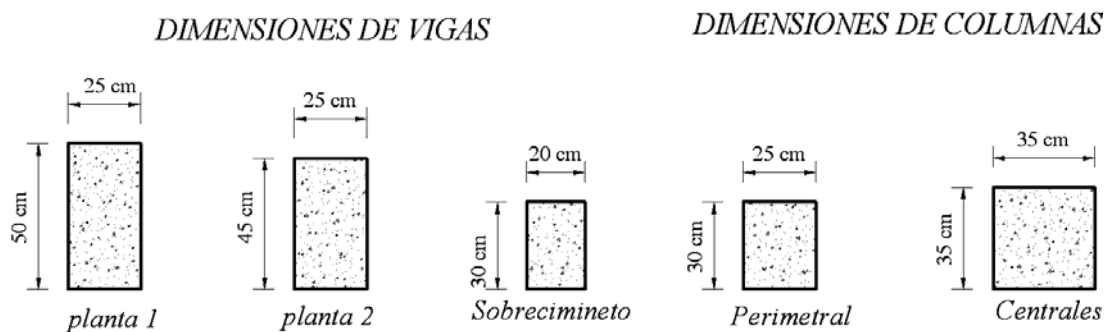
Figura 4.7 Geometría de la Losa Nervada (cm)



4.7.2. PREDIMENSIONADO DE VIGAS Y COLUMNAS

Considerando las cargas permanentes, sobrecargas, cargas de viento, cargas de losas, escaleras, muros, cubierta, metálica y todos los elementos del edificio, se han predimensionado las secciones de vigas y columnas en función de las luces y alturas de los elementos, obteniendo dimensiones de diseño que son las siguientes:

Figura 4.8. Geometría de vigas y columnas



La obtención de las dimensiones está detallada en Anexo B-4 (Predimensionamiento de Vigas, Columnas.)

4.7.3. FUNDACIONES

Las fundaciones están constituidas por zapatas aisladas según la disposición en planta de las mismas, se han planteado zapatas del tipo aisladas flexibles considerando la buena resistencia del terreno y la gran separación entre columnas, las zapatas para el edificio tienen dimensiones variables de 1.2x1.2, 1.4x1.4, 1.5x1.5, 1.7x1.7, 1.8x1.8, 1.9x1.9, 2x2, 2.1x2.1, 2.2x2.2, 2.3x2.3, 2.4x2.4 m cuyo predimensionamiento y cálculo de armadura se la detalla en Anexo B-5 (Diseño de Zapatas Flexibles).

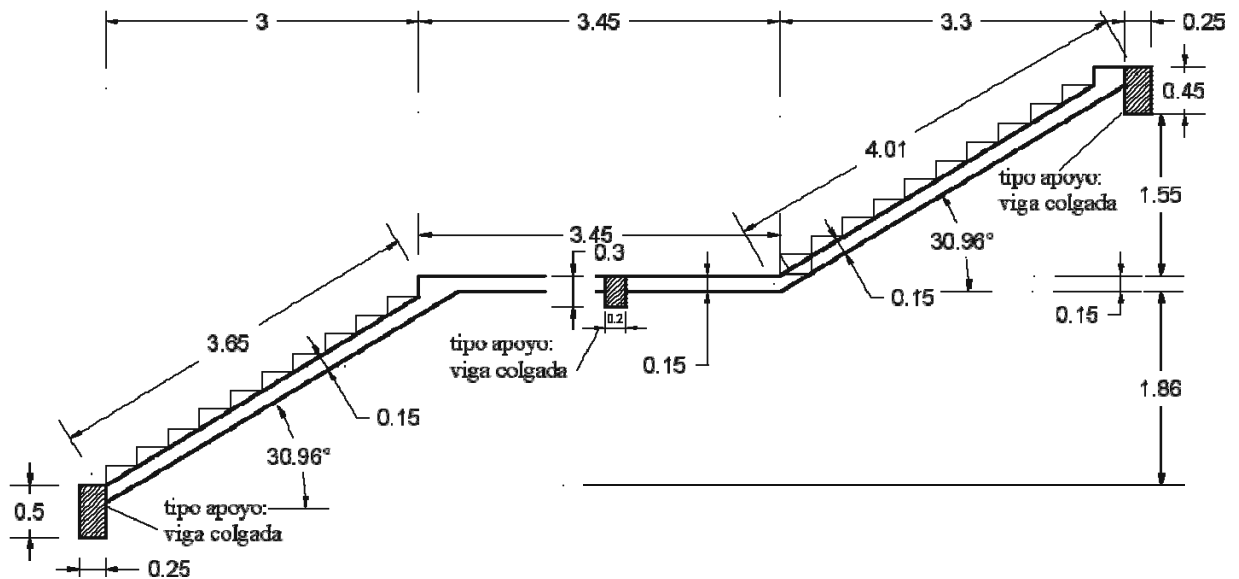
4.7.4. ESCALERAS

Las escaleras son de Hormigón Armado como estructura tipo rampa apoyada en vigas que se encuentran en el nivel de descanso-1, descanso-2 y se encuentran conectadas a la losa.

La longitud más larga de la escalera 2 del tramo inclinado de la losa de la escalera es de 4.00 m obteniendo así el espesor de la losa será:

$$h = \frac{L}{30} = \frac{400}{30} = 13.47 \approx 15 \text{ cm}$$

Figura 4.9. Dimensiones de escalera tipo 2 (m)

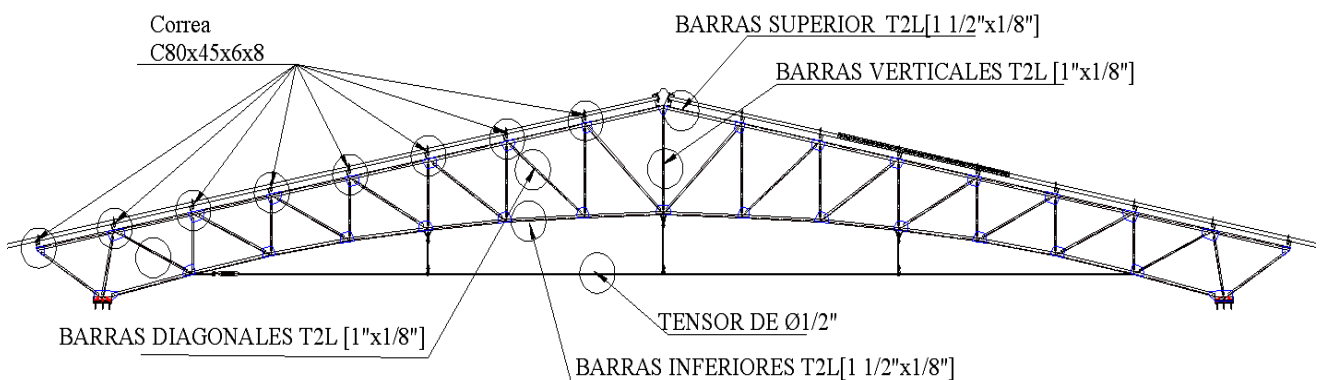


Las secciones de los tramos inclinados de las escaleras son de 15 cm de espesor y en los descansos de 15 cm,

4.7.5. CUBIERTA METÁLICA

Para el diseño se tomó en cuenta el Código AICS método LRFD debido a que se trata de una cercha metálica con perfiles L unidos formando una sección tipo T2L teniendo así el siguiente resultado en la figura 4.10

Figura 4.10 cercha metálica de perfiles T2L



El predimensionamiento y el cálculo se encuentran en la memoria de cálculo de diseño de cubierta metálica

4.8. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural se realizó mediante un programa informático CYPECAD. El análisis de las solicitaciones efectuado por el programa se realiza mediante un cálculo espacial en tres dimensiones (3D), por métodos matriciales de rigidez, y un análisis de segundo orden (P-Delta) en su diseño, con incidencias en cargas gravitacionales y eólicas.

Establece la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando 6 grados de libertad, y se crea la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento rígido del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre nudos del mismo (diafragma rígido). Por tanto, cada planta sólo podrá girar y desplazarse en su conjunto (3 grados de libertad).

Para todos los estados de carga se realiza un cálculo estático y se supone un comportamiento lineal de los materiales y por tanto, un cálculo de primer orden, de cara a la obtención de desplazamientos y esfuerzos.

4.8.1. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural se ha realizado para los dos bloques, de manera conjunta, considerando los estados de carga, de la carga de peso propio o carga permanente, carga viva, carga de viento en las direcciones X, Y.

Los esfuerzos internos de diseño de momentos flectores y cortantes de los elementos estructurales, la sección crítica donde se detallará Anexo B-5, B-8, B-9

(PLANILLAS DE DISEÑO DE VIGAS COLUMNAS ZAPATAS).

El análisis estructural para la losa casetonada, se lo ha realizado como estructura en el espacio, modelando la misma a través de emparrillado de vigas, de esta manera se obtienen los esfuerzos de momentos flectores y cortantes.

Los esfuerzos para el diseño estructural de la losa, se las determina por zonas para ambas direcciones; para la zona central y para la zona de columnas como se muestra en la figura

Nº 4.14 y ver diseño de la losa casetonada que se encuentra detallada en la memoria de cálculo.

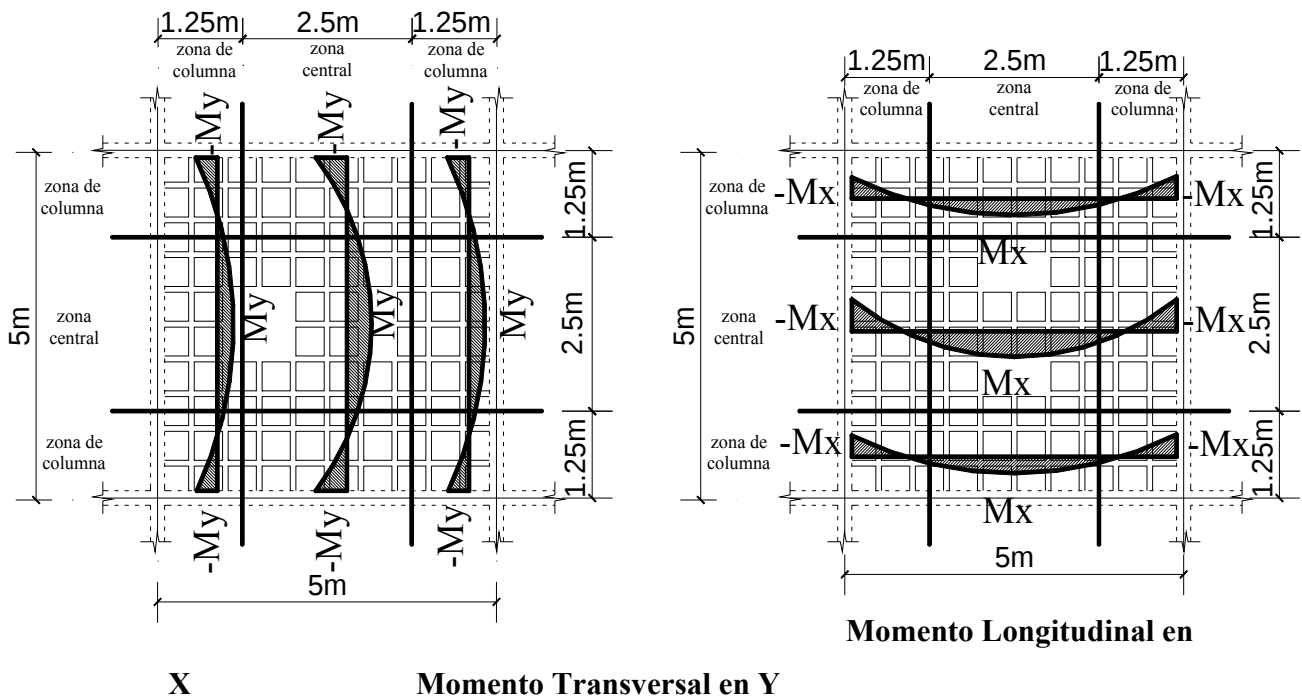


Figura Nº 4.11 Momentos Flectores de la Losa por Zonas.

Se ha realizado el Diseño de las escaleras como estructuras en el espacio, modelando las mismas a través de elementos finitos (Placas).

4.9. DISEÑO ESTRUCTURAL

El proceso general de cálculo empleado en el proyecto corresponde al método de los estados límites.

La función primaria de la estructura será resistir las cargas o acciones a la que estará sometida. Por lo que la estructura ha sido diseñada de tal manera que es capaz de resistir los esfuerzos máximos que se presenten en la misma, ocasionada por la combinación más desfavorable de las cargas actuantes. (Hipótesis de cargas de acuerdo al CBH-87)

4.9.1. METODOLOGÍA DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

Para el Diseño de los diferentes elementos estructurales está basado en la normativa Boliviana de diseño de Hormigón Armado.

- El diseño de Vigas se realizó a la flexión y cortante
- El diseño de columnas a biflexo-compresión y cortante
- El diseño de losas flexión y cortante
- El diseño de zapatas a la flexión, cortante y punzonamiento

4.9.1.2. DISEÑO DE VIGA A FLEXIÓN SIMPLE

El cálculo a Flexión Simple y a Cortante muestra a continuación y detalle de las armaduras se lo puede observar en el plano de vigas (planos 10, 11,12) en el Anexo D

Diseño de la viga a flexión simple, para el elemento más solicitada del tercer tramo del Nivel Planta 1, pórtico 21 (C34-C49), sujeta al momento de diseño $M_d=6,27 \text{ Tn}\cdot\text{m}$. La sección de la pieza es $25 \times 50 \text{ cm}$, el canto útil de la viga es $d = 46,5 \text{ cm}$, con resistencia de los materiales del hormigón y del acero 210 kg/cm^2 , 4200 kg/cm^2 .

° **Reducción de los materiales:**

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

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{4200}{1,15} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

° **Determinación del momento reducido de cálculo (μ_d):**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{6,27 \times 10^5}{25 * 46,5^2 * 140} = 0,0829$$

Si:

$$f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \mu_{lim} = 0,332 \quad \text{de tabla}$$

Como:

$$\mu_d < \mu_{lim} \quad \therefore \quad \text{No necesita armadura de compresión (A's)...!!!}$$

$$d_{\min} = 1,77 * \sqrt{\frac{M_d}{b * f_{cd}}} = 1,77 * \sqrt{\frac{6,27 \times 10^5}{25 * 140}} = 23,69 \text{ cm} < d = 46,5 \text{ cm} \quad \text{ok.!!!}$$

° **Determinación de la cuantía mecánica de la armadura (ω_s):**

Si:

$$\mu_d = 0,0829 \quad \Longrightarrow \quad \omega_s = 0,0881 \quad \text{de tabla Universal de cálculo.}$$

° **Determinación de las armaduras (A_s):**

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0881 * 25 * 46,5 * 140}{3652,17} = 3,925 \text{ cm}^2$$

° **Determinación de la armadura mínima ($A_{s\min}$):**

Si:

$$f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \omega_{\min} = 0,0033 \quad \text{de tabla Cuantía mínima.}$$

$$A_{s\min} = \omega_{\min} * b * d = 0,0033 * 25 * 46,5 = 3,836 \text{ cm}^2$$

Como:

$$A_s > A_{s\min} \quad \text{Disponer la } A_s \text{ con la calculada...!!!}$$

$$A_s = 3,925 \text{ cm}^2$$

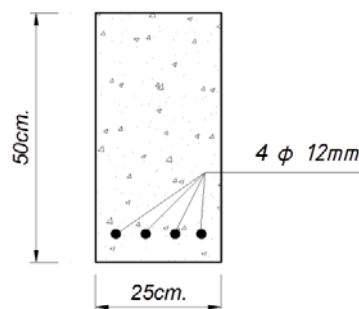
° **Determinación de Número de barras (#Fe):**

Si:

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad A_\phi = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\# Fe = \frac{A_s}{A_{\phi 1,2}} = \frac{3,925}{1,13} = 3,50 \cong 4 \text{ barras}$$

Usar: $4\phi 12 \text{ mm}$



4.9.1.2 DISEÑO DE VIGA A CORTANTE

Diseño de la viga a cortante, para el tercer tramo del Nivel Planta 1 del pórtico 21 sujeta al cortante de diseño $V_d = 10,91$ Tn.

° Resistencia convencional del Hormigón a cortante (f_{vd}):

$$f_{vd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{vd} = 0,50 * \sqrt{140} = 5,916 \text{ kg/cm}^2$$

° Esfuerzo cortante resistente de la sección del Hormigón (V_{cu}):

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

$$V_{cu} = 5,916 * 25 * 46,5 = 6877,44 \text{ kg}$$

° Esfuerzo por Agotamiento por compresión del Hormigón del alma (V_{ou}):

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$

$$V_{ou} = 0,30 * 140 * 25 * 46,5 = 48825,0 \text{ kg}$$

Verificando:

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$6877,44 < 10910 < 48825 \text{ [kg]} \quad \dots \text{Cumple!!!}$$

° Esfuerzo cortante de la diferencia As transversal (V_{su}):

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

$$V_{su} = 10910 - 6877,44 = 4032,56 \text{ kg}$$

° Determinación de la separación requerida entre los estribos (S):

Si:

$$\phi_e = 0,8 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad A_\phi = 0,503 * 2 = 1,005 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_\phi * 0,90 * d * f_{yd}}{V_{su}}$$

$$S = \frac{1,005 * 0,90 * 46,5 * 3652,17}{4032,56} = 52,45 \text{ cm} > S_{\max} = 30 \text{ cm}$$

° **Determinación de la separación máxima entre los estribos ($S_{\max}$):**

Si:

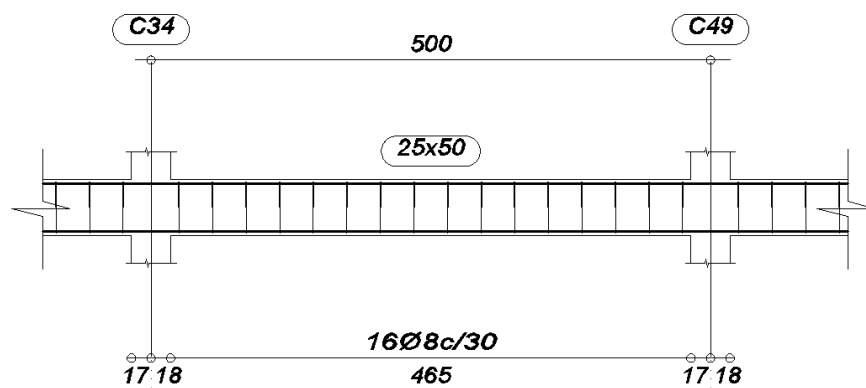
$$\phi_e = 0,8 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad A\phi = 0,503 * 2 = 1,005 \text{ cm}^2$$

$$S_{\max} = \frac{A_{\phi} * f_{yd}}{0,02 * b * f_{cd}}$$

$$S_{\max} = \frac{1,005 * 3652,17}{0,02 * 25 * 140} = 52,45 \text{ cm} > S_{\max} = 30 \text{ cm}$$

Entonces:

Usar: $16 \phi 8 \text{ mm} - C/ 30$



4.9.1.3. DISEÑO DE COLUMNA A FLEXOCOMPRESION BIAxIAL

Diseño de la columna C19 más solicitada de la Planta Baja de la estructura, los datos correspondientes son los siguientes:

Donde:

Esfuerzo normal de cálculo	$N_d = 116520 \text{ Kg}$
Momento de cálculo en dirección x	$M_{dx} = 230000 \text{ Kg*cm}$
Momento de cálculo en dirección y	$M_{dy} = 106000 \text{ Kg*cm}$
Resistencia Característica del H°:	$f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia Característica del Acero:	$f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
Longitud de la columna	$L = 3,50 \text{ m}$
Altura de la columna	$h = 35 \text{ cm}$
Base de la columna	$b = 35 \text{ cm}$
Altura de la viga superior	$h = 50 \text{ cm}$
Base de la viga superior	$b = 25 \text{ cm}$
Altura de la viga inferior	$h = 30 \text{ cm}$
Base de la viga inferior	$b = 20 \text{ cm}$

° **Momento de inercia de la columna:**

$$I_x = \frac{b * h^3}{12} = \frac{35 * 35^3}{12} = 125052 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{h * b^3}{12} = \frac{35 * 35^3}{12} = 125052 \text{ cm}^4$$

° **Momento de inercia de la viga:**

$$\text{Viga superior} \quad I_v = \frac{b * h^3}{12} = \frac{25 * 50^3}{12} = 260417 \text{ cm}^4$$

$$\text{Viga inferior} \quad I_v = \frac{b * h^3}{12} = \frac{20 * 30^3}{12} = 45000 \text{ cm}^4$$

° **Determinación del Coeficiente de pandeo:**

$$\psi_{Ax} = \psi_{Ay} = \frac{\sum \left(E * I_x / L \right)}{\sum \left(E * I_{vx} / L \right)} = \frac{\frac{125052}{400} + \frac{125052}{400}}{\frac{260417}{500} + \frac{260417}{500}} = 0,60$$

$$\psi_{Bx} = \psi_{By} = \frac{\sum \left(E * I_x / L \right)}{\sum \left(E * I_{vx} / L \right)} = \frac{\frac{125052}{400} + \frac{125052}{200}}{\frac{45000}{500} + \frac{45000}{500}} = 5,21$$

Ingresando al monograma obtenemos el coeficiente de pandeo.

$$kx = ky = 1,64$$

° **Determinación de la Esbeltez mecánica de la columna:**

$$l_o = k * l = 1,64 * 350 = 574,0 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_o}{i_x} = \frac{574,0}{\sqrt{\frac{125052}{35 * 35}}} = 56,8 > 35 \quad \text{Columna esbelta.}$$

° **Reducción de los materiales:**

$$f_{cd} = 0,90 * \frac{f_{ck}}{1,5} = 0,90 * \frac{210}{1,5} = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{4200}{1,15} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

° **Excentricidad de primer orden:**

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{106000}{116520} = 0,91 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{230000}{116520} = 1,97 \text{ cm}$$

° **Excentricidad por construcción:**

$$e_c = \frac{h}{20} = \frac{35}{20} = 1,75 \text{ cm}$$

° **Excentricidad adicional debido al pandeo (segundo orden):**

$$e_{ax} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \frac{b + 20 * e_{ox}}{b + 10 * e_{ox}} * \frac{l_{ox}^2}{b} * 10^{-4} = \left(3 + \frac{3652,17}{3500} \right) * \frac{35 + 20 * 0,91}{35 + 10 * 0,91} * \frac{574,0^2}{35} * 10^{-4} = 4,58 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \frac{h + 20 * e_{oy}}{h + 10 * e_{oy}} * \frac{l_{oy}^2}{h} * 10^{-4} = \left(3 + \frac{3652,17}{3500} \right) * \frac{35 + 20 * 1,97}{35 + 10 * 1,97} * \frac{574,0^2}{35} * 10^{-4} = 5,17 \text{ cm}$$

° **Excentricidad final:**

$$e_{fx} = e_{ox} + e_{ax} + e_c = 0,91 + 4,58 + 1,75 = 7,49 \text{ cm}$$

$$e_{fy} = e_{oy} + e_{ay} + e_c = 1,97 + 5,17 + 1,75 = 9,15 \text{ cm}$$

° **Determinación del momento de diseño de segundo orden:**

$$M_{dx} = N_d * e_{fy} = 116520 * 9,15 = 1065590 \text{ kg*cm}$$

$$M_{dy} = N_d * e_{ax} = 116520 * 7,49 = 873257 \text{ kg*cm}$$

° **Determinación de las Variables reducidos:**

$$\nu = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} = \frac{116520}{35 * 35 * 126} = 0,7549$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{fy}}{A_c * h * f_{cd}} = \frac{116520 * 9,15}{(35 * 35) * 35 * 126} = 0,1972$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{fx}}{A_c * b * f_{cd}} = \frac{116520 * 7,49}{(35 * 35) * 35 * 126} = 0,1616$$

° **Determinación de la cuantía mecánica de las armaduras (ω_s):**

Entrando en el ábaco de roseta correspondiente se obtiene mediante interpolación el siguiente valor de cuantía.

$$\begin{array}{l} \nu = 0,7549 \\ \mu_x = 0,1972 \\ \mu_y = 0,1616 \end{array} \quad \Longrightarrow \quad \omega_s = 0,70$$

° **Determinación de la armadura total (As):**

$$A_s = \frac{\omega_s * b * h * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,70 * 35 * 35 * 126}{3652,17} = 29,58 \text{ cm}^2$$

° **Determinación de la armadura mínima (As_{min}):**

$$A_{s_{\min}} = 0,008 * b * h = 0,008 * 35 * 35 = 9,80 \text{ cm}^2$$

Como:

$$A_s > A_{s_{\min}}$$

Disponer la As con la calculada...!!!

$$A_s = 29,58 \text{ cm}^2$$

Usar: 4Ø20+ 4Ø16+4Ø12

° **Cálculo de armadura transversal (estribos):**

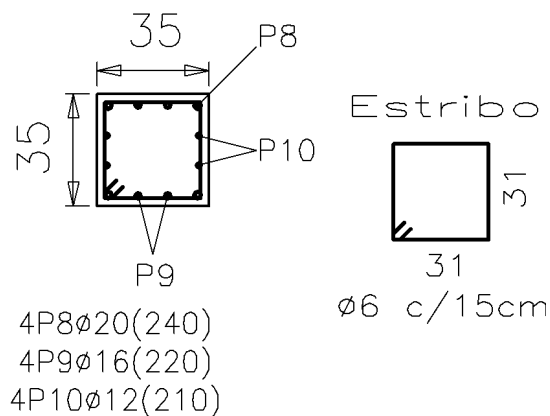
$$S \leq 12 * \square_{\text{barra menor}} = 12 * 1,2 = 14,40 \text{ cm} \cong 15,0 \text{ cm}$$

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

Por lo tanto:

Disponer As transversal:

Ø6mm C/15cm



En el Anexo B-9 (DE DISEÑO DE COLUMNAS) se muestra un resumen de cálculo todas las columna de la estructura, por tanto el detalle de las armaduras se lo puede observar en el plano de columnas (planos 6, 7, 8) en el Anexo D

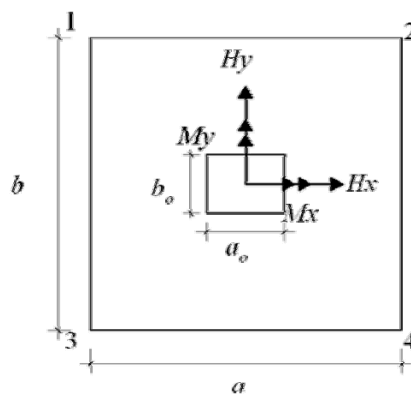
4.9.1.4. DISEÑO DE ZAPATAS

El resultado del cálculo de las armaduras y verificaciones de las zapatas se presenta en los Anexos B-5 (DISEÑO DE ZAPATAS FLEXIBLES).

La zapata C19 del bloque 1, diseñar por el método general por flexión, los datos correspondientes de la zapata son los siguientes:

Donde:

Esfuerzo normal	$N = 76,98 \text{ Tn}$
Momento flector en dirección x	$M_x = 0,00 \text{ Tn*m}$
Momento flector en dirección y	$M_y = 0,00 \text{ Tn*m}$
Esfuerzo cortante en dirección x	$H_x = 0,40 \text{ Tn*m}$
Esfuerzo cortante en dirección y	$H_y = 0,82 \text{ Tn*m}$
Resistencia Característica del H°:	$f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia Característica del Acero:	$f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
Peso específico del H°A°	$\gamma_{H^\circ A^\circ} = 2500 \text{ Kg/m}^3$
Lado de la columna en dirección x	$a_o = 35 \text{ cm}$
Lado de la columna en dirección y	$b_o = 35 \text{ cm}$
Recubrimiento de la zapata	$d' = 5,0 \text{ cm}$
Capacidad admisible del suelo	$\sigma_{adm} = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$



° Reducción de los materiales:

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

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{4200}{1,15} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

° Cálculo del área mínima necesaria:

$$\sigma = \frac{N + P}{A} \leq \sigma_{adm}$$

Donde el peso propio de la zapata se estima en 5% de la carga que viene de la estructura.

$$A = \frac{N + P}{\sigma_{adm}} = \frac{(76,98 + 0,05 * 76,98) * 1000}{1,5} = 53886,0 \text{ cm}^2$$

Si:

$$a = b \implies b = \sqrt{A} = \sqrt{53886,0} = 232,13 \text{ cm}$$

$a = b = 232,13 \text{ cm}$ (escojo un valor mayor $a = 232,13 \text{ cm}$ y determino que $a > b$)

1° Tanteo

$$a = 240 \text{ cm}$$

$$b = 240 \text{ cm}$$

Verificando:

$$\sigma_1 = \frac{N + P}{a * b} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b}$$

$$\sigma_1 = \frac{(76,98 + 0,05 * 76,98) * 1000}{240 * 240} + \frac{6 * 0 * 10^5}{240 * 240^2} + \frac{6 * 0 * 10^5}{240^2 * 240} = 1,403 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 1,403 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm} = 1,50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{ok.!!!}$$

° Determinación del canto útil:

El canto útil d debe ser mayor al valor de cualquiera de las siguientes expresiones.

$$f_{vd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} = 0,50 * \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}} = \frac{4 * 5,92}{1,6 * 1,5} = 9,86$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{(a_o + b_o)}{4} = \sqrt{\frac{35 * 35}{4} + \frac{240 * 240}{2 * 9,86 - 1}} - \frac{(35 + 35)}{4} = 40,66 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2 * (a - a_o)}{4 + k} = \frac{2 * (240 - 35)}{4 + 9,86} = 29,58 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2 * (b - b_o)}{4 + k} = \frac{2 * (240 - 35)}{4 + 9,86} = 29,58 \text{ cm}$$

El canto útil será: $d = 45,00 \text{ cm}$

Si: El recubrimiento de la zapata es 5 cm. Entonces la altura de la zapata será:

$$h = d + \text{recubr.} = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$$

° Momentos corregidos:

$$M'_x = M_x + H_x * h = 0,0 * 10^5 + 0,40 * 1000 * 50 = 20000 \text{ kg*cm}$$

$$M'_y = M_y + H_y * h = 0,0 * 10^5 + 0,82 * 1000 * 50 = 41000 \text{ kg*cm}$$

° Cálculo del peso propio de la zapata:

$$P_p = Vol * \gamma_{H^o A^o}$$

$$P_p = (a * b * h) * \gamma_{H^o A^o} = (2,40 * 2,40 * 0,50) * 2500 = 7200 \text{ kg}$$

° Corrección de la Normal:

$$N' = N + P_p = 76,98 * 1000 + 7200 = 84180 \text{ kg}$$

° Cálculo de esfuerzos en la zapata:

$$\sigma_1 = \frac{N'}{a * b} + \frac{6 * M'_x}{a * b^2} + \frac{6 * M'_y}{a^2 * b} = \frac{84180}{240 * 240} + \frac{6 * 20000}{240 * 240^2} + \frac{6 * 41000}{240^2 * 240} = 1,488 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N'}{a * b} - \frac{6 * M'_x}{a * b^2} + \frac{6 * M'_y}{a^2 * b} = \frac{84180}{240 * 240} - \frac{6 * 20000}{240 * 240^2} + \frac{6 * 41000}{240^2 * 240} = 1,471 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{N'}{a * b} + \frac{6 * M'_x}{a * b^2} - \frac{6 * M'_y}{a^2 * b} = \frac{84180}{240 * 240} + \frac{6 * 20000}{240 * 240^2} - \frac{6 * 41000}{240^2 * 240} = 1,452 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{N'}{a * b} - \frac{6 * M'_x}{a * b^2} - \frac{6 * M'_y}{a^2 * b} = \frac{84180}{240 * 240} - \frac{6 * 20000}{240 * 240^2} - \frac{6 * 41000}{240^2 * 240} = 1,435 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo media } 1,461 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm} = 1,50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{ok.!!!}$$

° **Determinación de la armadura a flexión:**

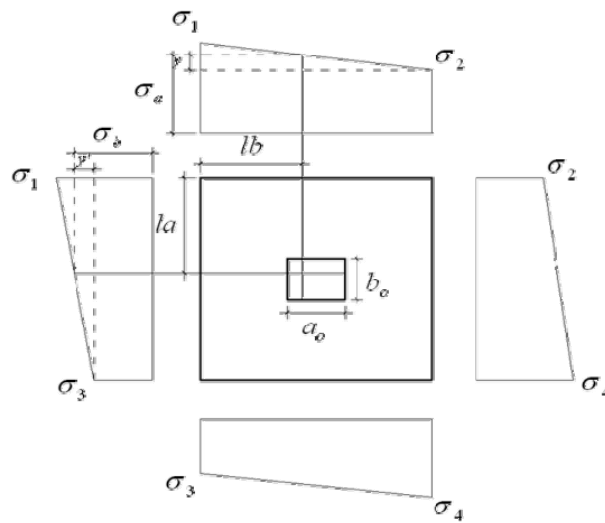
Dirección x

$$lb = \frac{a - a_o}{2} + 0,15 * a_o = \frac{240 - 35}{2} + 0,15 * 35 = 107,75 \text{ cm}$$

Dirección y

$$la = \frac{b - b_o}{2} + 0,15 * b_o = \frac{240 - 35}{2} + 0,15 * 35 = 107,75 \text{ cm}$$

° **Cálculo de momentos:**



$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{a} = \frac{y}{a - lb}$$

$$y = (a - lb) * \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{a} = (240 - 107,75) * \frac{1,488 - 1,471}{240} = 0,0096 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = y + \sigma_2 = 0,0096 + 1,471 = 1,480 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{b} = \frac{y'}{b - la}$$

$$y' = (b - la) * \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{b} = (240 - 107,75) * \frac{1,488 - 1,452}{240} = 0,0196 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = y' + \sigma_3 = 0,0196 + 1,452 = 1,472 \text{ kg/cm}^2$$

° Cálculo del momento de diseño en la dirección "a":

$$M_a = \frac{\sigma_a * lb^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_a) * lb}{2} * \left(\frac{2}{3} * lb\right) - \frac{h * \gamma_{H^o A^o} * lb^2}{2}$$

$$M_a = \frac{1,480 * 107,75^2}{2} + \frac{(1,488 - 1,480) * 107,75}{2} * \left(\frac{2}{3} * 107,75\right) - \frac{50 * 2,5 * 10^{-3} + 107,75^2}{2} = 7897 \text{ kg*cm/m}$$

$$M_{da} = 1,6 * b * M_a = 1,6 * 240 * 7897 = 3032368 \text{ kg*cm}$$

° Determinación del momento reducido de cálculo del ancho menor de la zapata (μ_d):

Donde:

El ancho de diseño es el lado menor de la zapata $b = 240 \text{ cm}$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{3032368}{240 * 45^2 * 140} = 0,0446$$

° Determinación de la cuantía mecánica de la armadura (ω_s):

Si:

$$\mu_d = 0,0446 \quad \Longrightarrow \quad \omega_s = 0,0464 \quad \text{de tabla Universal calculo.}$$

° Determinación de las armaduras (A_s):

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0464 * 240 * 45 * 140}{3652,17} = 19,204 \text{ cm}^2$$

° Determinación de la armadura mínima ($A_{s_{min}}$):

Si:

$$f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \omega_{min} = 0,0018 \quad \text{de tabla Cuantía mínima.}$$

$$A_{s_{min}} = \omega_{min} * b * d = 0,0018 * 240 * 45 = 19,440 \text{ cm}^2$$

Como:

$$A_s < A_{s_{min}}$$

Disponer la A_s con la mínima...!!!

$$A_s = 19,440 \text{ cm}^2$$

° **Determinación de Número de barras (#Fe):**

Si:

$$\phi = 1,6 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad A\phi = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\# Fe = \frac{As}{A_{\phi}} = \frac{19,440}{2,01} = 9,67 \cong 11 \text{ barras}$$

° **Determinación de Número de barras (#Fe):**

$$S = \frac{b - \# Fe * \phi}{\# Fe - 1} = \frac{240 - 10 - 11 * 1,6}{11 - 1} = 22,00 \text{ cm}$$

Usar:

11 ϕ 16 mm c/ 22 cm

° **Cálculo del momento de diseño en la dirección "b":**

$$M_b = \frac{\sigma_b * la^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_b) * la}{2} * \left(\frac{2}{3} * la \right) - \frac{h * \gamma_{H^o A^s} * la^2}{2}$$

$$M_b = \frac{1,472 * 107,75^2}{2} + \frac{(1,488 - 1,472) * 107,75}{2} * \left(\frac{2}{3} * 107,75 \right) - \frac{45 * 2,5 * 10^{-3} * 107,75^2}{2} = 7881 \text{ kg*cm/m}$$

$$M_{db} = 1,6 * a * M_b = 1,6 * 240 * 7881 = 3026287 \text{ kg*cm}$$

° **Determinación del momento reducido de cálculo del ancho menor de la zapata (μ_d):**

Donde:

El ancho de diseño es el lado mayor de la zapata $b = 240 \text{ cm}$

El canto útil para el lado mayor de la zapata $d = 43 \text{ cm}$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{3026287}{240 * 43^2 * 140} = 0,0478$$

° **Determinación de la cuantía mecánica de la armadura (ω_s):**

Si:

$$\mu_s = 0,0478 \quad \Longrightarrow \quad \omega_s = 0,0499 \quad \text{de tabla Universal de cálculo.}$$

° **Determinación de las armaduras (As):**

$$As = \frac{\omega_s * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0499 * 240 * 43 * 140}{3652,17} = 19,910 \text{ cm}^2$$

° **Determinación de la armadura mínima ($A_{s_{min}}$):**

$$A_{s_{min}} = \omega_{min} * b * d = 0,0018 * 240 * 43 = 18,749 \text{ cm}^2$$

Como:

$$A_s > A_{s_{min}}$$

Disponer la A_s con la calculada...!!!

$$A_s = 19,910 \text{ cm}^2$$

° **Determinación de Número de barras (#Fe):**

Si:

$$\phi = 1,6 \text{ cm} \implies A_{\phi} = 2,01 \text{ cm}^2$$

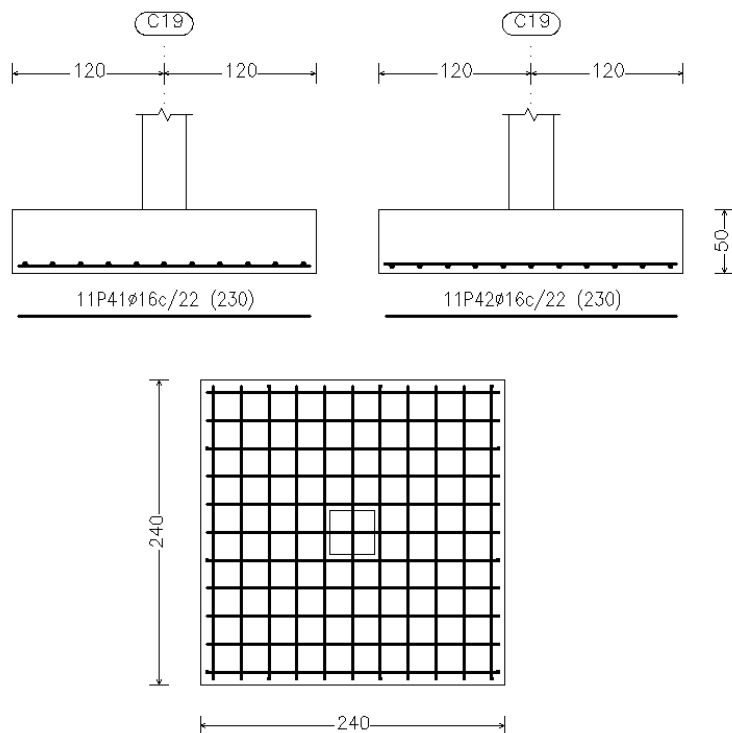
$$\# Fe = \frac{A_s}{A_{\phi}} = \frac{19,910}{2,01} = 9,9 \cong 11 \text{ barras}$$

° **Determinación de Número de barras (#Fe):**

$$S = \frac{b - \# Fe * \phi}{\# Fe - 1} = \frac{240 - 11 * 1,6}{11 - 1} = 22,24 \text{ cm}$$

Usar:

11 ϕ 16 mm c/ 22 cm



° Verificación al vuelco:

$$\gamma_x = \frac{N'}{M'_y} * \frac{a}{2} = \frac{84180}{41000} * \frac{240}{2} = 246 > 1,5 \quad \text{ok.!!!}$$

$$\gamma_y = \frac{N'}{M'_x} * \frac{b}{2} = \frac{84180}{20000} * \frac{240}{2} = 505 > 1,5 \quad \text{ok.!!!}$$

° Verificación al deslizamiento:

Donde el valor minorado de cálculo de la cohesión $C_d = 0,5 * C$

Para el suelo de capacidad admisible $\sigma_{adm} = 1,3 \text{ Kg/cm}^2 \implies C = 1,0 \text{ Tn/m}^2$

$$\gamma_x = \frac{(a * b)}{Hx} * C_d = \frac{(2,4 * 2,4)}{0,40} * 0,5 * 1 = 7,20 > 1,5 \quad \text{ok.!!!}$$

$$\gamma_y = \frac{(a * b)}{Hy} * C_d = \frac{(2,4 * 2,4)}{0,82} * 0,5 * 1 = 3,51 > 1,5 \quad \text{ok.!!!}$$

° Verificación al Esfuerzo Cortante:

$$V_{d2} \leq fvd * d_2 * b_2$$

Donde:

Resistencia convencional del Hormigón a cortante (fvd):

$$fvd = 0,50 * \sqrt{fcd} = 0,50 * \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

Dirección x

El ancho de diseño es el lado menor de la zapata $b_2 = 240 \text{ cm}$

El canto útil para el lado menor de la zapata $d_2 = 45 \text{ cm}$

$$l_x = \frac{a - a_o}{2} - d = \frac{240 - 35}{2} - 45 = 57,50 \text{ cm}$$

$$V_{d2a} = \gamma_f * \left[\sigma_{2a} * l_x + (\sigma_1 - \sigma_{2a}) * \frac{l_x}{2} \right] * b_2$$

$$V_{d2a} = 32807,66 \text{ kg} < fvd * d_2 * b_2 = 63893,7 \text{ kg} \quad \text{ok.!!!}$$

Dirección y

El ancho de diseño es el lado mayor de la zapata $b_2 = 240 \text{ cm}$

El canto útil para el lado mayor de la zapata $d_2 = 43 \text{ cm}$

$$l_y = \frac{b - b_o}{2} - d = \frac{240 - 35}{2} - 43 = 59,10 \text{ cm}$$

$$V_{d2b} = \gamma_f * \left[\sigma_{2b} * l_y + (\sigma_1 - \sigma_{2b}) * \frac{l_y}{2} \right] * b_2$$

$$V_{d2b} = 33668,32 \text{ kg} < f_{vd} * d_2 * b_2 = 61621,9 \text{ kg} \quad \text{ok.!!!}$$

° Verificación de Punzonamiento:

$$V_{d3} \leq 2 * A_c * f_{vd}$$

$$A_c = 2 * (a_o + d + b_o + d) * d_3 = 2 * (35 + 45 + 35 + 45) * 45 = 14400 \text{ cm}^2$$

$$V_{d3} = \gamma_f * \sigma_{3a} * [a * b - (a_o + d) * (b_o + d)] = 120909,99 \text{ kg}$$

$$V_{d3} = 120909,99 \text{ kg} < 2 * A_c * f_{vd} = 170383,10 \text{ Kg} \quad \text{ok.!!!}$$

° Comprobación de la Adherencia:

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 * d * n * \pi * \phi} \leq f_{bd} = k * \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

Donde:

$k = 2$ para zapatas flexibles.

$$f_{bd} = k * \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 2 * \sqrt[3]{140^2} = 53,92 \text{ Kg/cm}^2$$

Dirección x

$$V_{da} = \gamma_f * \left[\sigma_a * lb + \frac{(\sigma_1 - \sigma_a) * lb}{2} \right] * a = 1,6 * \left[1,48 * 107,75 + \frac{(1,488 - 1,48) * 107,75}{2} \right] * 240 = 61403,51 \text{ kg}$$

$$\tau_{ba} = \frac{V_{da}}{0,9 * d * n * \pi * \phi} = \frac{61403,51}{0,9 * 45 * 11 * \pi * 1,6} = 27,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{ba} = 27,42 \text{ kg/cm}^2 < 53,92 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok.!!!}$$

Dirección y

$$V_{db} = \gamma_f * \left[\sigma_b * la + \frac{(\sigma_1 - \sigma_b) * la}{2} \right] * b = 1,6 * \left[1,472 * 107,75 + \frac{(1,488 - 1,472) * 107,75}{2} \right] * 240 = 61234,19 \text{ kg}$$

$$\tau_{bb} = \frac{V_{db}}{0,9 * d * n * \pi * \phi} = \frac{61234,19}{0,9 * 43 * 11 * \pi * 1,6} = 28,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{bb} = 28,35 \text{ kg/cm}^2 < 53,92 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok.!!!}$$

El detalle de las armaduras, propiedades geométricas, disposición y ubicación se presenta en los planos constructivos que se encuentran en el plano 9/14 Anexo D (planos de proyecto).

4.9.1.5. DISEÑO DE LOSA CASETONADA

° Armadura Longitudinal y Transversal

El diseño estructural de las losas, para la obtención de las armaduras longitudinales y transversales de las retículas debido a los esfuerzos de las envolventes de momentos flectores, se ha realizado para las franjas centrales y franjas de columna en ambas direcciones.

° Armadura de los Estribos

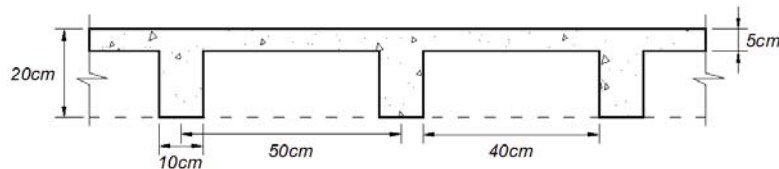
La sección transversal de hormigón de las retículas no es suficiente para resistir las fuerzas cortantes. Por lo tanto se dispone de armadura transversal, y se la calculan los estribos de igual manera al de las vigas.

° Armadura de Reparto por Temperatura y Retracción de Fraguado

Para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la loseta de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de la fisuración. Se determina barras de 6 mm de diámetro espaciados cada 30 cm, que debe colocarse a media altura en la loseta de compresión.

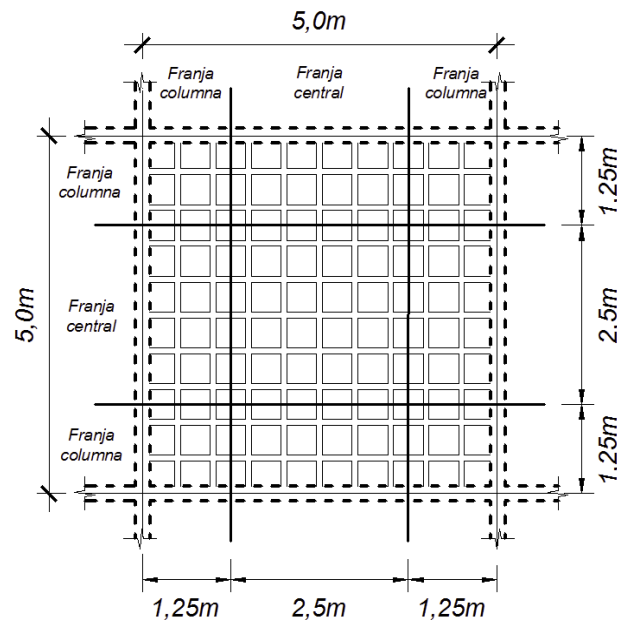
Los resultados y detalles de las armaduras, fueron representados en planillas y planos estructurales de losas; ver plano 13/14, 14/14 Anexo D (planos de proyecto).

Se adopta un espesor de la losa de 20 cm, para las dos plantas, con loseta de compresión de 5 cm, ancho de nervios de 10 cm, con separaciones entre ejes de los nervios de 50 cm y alivianamiento de bloque de poliestileno de 40 cm x 40 cm, de 15 cm de altura.



Determinación de la Armadura principal

La armadura longitudinal y transversal de la losa se determina por franjas; franja central que comprende a $L/2 = 2,5$ m y franja de columna que comprende a $L/4 = 1,25$ m. como se muestra en la figura.



Las retículas de la losa se las diseña como una viga de sección T, los datos de la sección son los siguientes:

Ancho del ala del nervio	$b = 50\text{cm}$
Ancho del alma del nervio	$b_w = 10\text{ cm}$
Altura del nervio de la losa	$h = 20\text{ cm}$
Espesor de la capa de compresión	$h_f = 5\text{ cm}$
Canto útil del nervio de la losa	$d = 17\text{ cm}$

° Reducción de los materiales:

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

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{4200}{1,15} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

° Determinación del momento resistente máximo que soporta el ala de viga (Mo)

$$M_o = 0,85 * f_{cd} * b * h_f * (d - 0,5 * h_f)$$

$$M_o = 0,85 * 140 * 50 * 5 * (17 - 0,5 * 5) = 431375 \text{ kg*cm}$$

° Determinación del momento resistente máximo que soporta el ala y el nervio de viga (Mm)

$$M_m = 0,85 * f_{cd} [0,375 * b_w * d^2 + (b - b_w) * h_f * (d - 0,5 * h_f)]$$

$$M_m = 0,85 * 140 * [0,375 * 10 * 17^2 + (50 - 10) * 5 * (17 - 0,5 * 5)] = 474066,25 \text{ kg*cm}$$

Como:

$$M_d \leq M_o, \text{ el eje neutro cae dentro del ala de la viga, o sea } x \leq h_f$$

Entonces:

La armadura de tracción A_s , se determina mediante el sistema de ecuaciones de equilibrio.

$$y = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * f_{cd} * b * d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0,85 * f_{cd} * b * y}{f_{yd}}$$

A continuación se muestran planillas de cálculo de la armadura longitudinal y transversal de las retículas de la losa.

Determinación de la Armadura de la losa Planta Baja Bloque 1 y 3:

Bloque 1

LA = R1, R4, R45, R48

LB = R2, R3, R46, R47

LC = R13, R16, R23, R26, R35, R38

LD = R14, R15, R24, R25, R36, R37

Bloque 3

LA = R9, R12, R53, R56

LB = R10, R11, R54, R55

LC = R19, R22, R31, R34, R41, R44

LD = R20, R21, R32, R33, R42, R43

Losa	Zona de Losa	$M_{dx} + Tn \cdot m$	$M_{dx} - Tn \cdot m$	$M_{dy} + Tn \cdot m$	$M_{dy} - Tn \cdot m$	$Asx(+) \text{ cm}^2$	$Asx(-) \text{ cm}^2$	$Asy(+) \text{ cm}^2$	$Asy(-) \text{ cm}^2$	Asx (+)	Asx (-)	Asy (+)	Asy (-)
LA	z. colum.	0,59	1,01	0,59	1,01	0,98	1,82	0,98	1,82	2 ϕ 8	1 ϕ 12+1 ϕ 10	2 ϕ 8	1 ϕ 12+1 ϕ 10
	z. central	0,80	1,19	0,80	1,19	1,38	2,24	1,38	2,24	2 ϕ 10	2 ϕ 12	2 ϕ 10	2 ϕ 12
	z. colum.	0,54	0,84	0,54	0,84	0,89	1,46	0,89	1,46	2 ϕ 8	2 ϕ 10	2 ϕ 8	2 ϕ 10
LB	z. colum.	0,49	0,89	0,48	0,75	0,80	1,56	0,78	1,28	2 ϕ 8	2 ϕ 10	1 ϕ 6+1 ϕ 8	1 ϕ 10+1 ϕ 8
	z. central	0,67	1,04	0,66	1,04	1,13	1,88	1,11	1,88	1 ϕ 10+1 ϕ 8	1 ϕ 12+1 ϕ 10	1 ϕ 10+1 ϕ 8	1 ϕ 12+1 ϕ 10
	z. colum.	0,42	0,70	0,48	0,76	0,68	1,18	0,78	1,30	1 ϕ 6+1 ϕ 8	1 ϕ 10+1 ϕ 8	1 ϕ 6+1 ϕ 8	2 ϕ 10
LC	z. colum.	0,48	0,75	0,51	0,90	0,78	1,28	0,84	1,58	1 ϕ 6+1 ϕ 8	1 ϕ 10+1 ϕ 8	2 ϕ 8	1 ϕ 10+1 ϕ 8
	z. central	0,66	1,04	0,69	1,05	1,11	1,88	1,17	1,91	1 ϕ 10+1 ϕ 8	1 ϕ 12+1 ϕ 10	1 ϕ 10+1 ϕ 8	1 ϕ 12+1 ϕ 10
	z. colum.	0,48	0,76	0,44	0,71	0,78	1,30	0,71	1,20	1 ϕ 6+1 ϕ 8	2 ϕ 10	1 ϕ 6+1 ϕ 8	1 ϕ 10+1 ϕ 8
LD	z. colum.	0,38	0,65	0,38	0,65	0,61	1,09	0,61	1,09	1 ϕ 6+1 ϕ 8	1 ϕ 10+1 ϕ 8	1 ϕ 6+1 ϕ 8	1 ϕ 10+1 ϕ 8
	z. central	0,57	0,92	0,57	0,92	0,94	1,62	0,94	1,62	2 ϕ 8	1 ϕ 10+1 ϕ 8	2 ϕ 8	1 ϕ 10+1 ϕ 8
	z. colum.	0,38	0,65	0,38	0,65	0,61	1,09	0,61	1,09	1 ϕ 6+1 ϕ 8	1 ϕ 10+1 ϕ 8	1 ϕ 6+1 ϕ 8	1 ϕ 10+1 ϕ 8

Determinación de la Armadura de la losa de la Planta Baja Bloque 2:

Bloque 2

LA = R5, R8, R28, R29, R49, R52

LB = R6, R7, R50, R51

LC = R17, R18, R39, R40

LD = R27, R30

Losa	Zona de Losa	$M_{dx} + Tn \cdot m$	$M_{dx} - Tn \cdot m$	$M_{dy} + Tn \cdot m$	$M_{dy} - Tn \cdot m$	$Asx(+) \text{ cm}^2$	$Asx(-) \text{ cm}^2$	$Asy(+) \text{ cm}^2$	$Asy(-) \text{ cm}^2$	Asx (+)	Asx (-)	Asy (+)	Asy (-)
LA	z. colum.	0,70	1,24	0,70	1,24	1,18	2,36	1,18	2,36	1 ϕ 10+1 ϕ 8	2 ϕ 12	1 ϕ 10+1 ϕ 8	2 ϕ 12
	z. central	0,95	1,52	0,95	1,52	1,69	3,17	1,69	3,17	1 ϕ 12+1 ϕ 10	1 ϕ 16+1 ϕ 12	1 ϕ 12+1 ϕ 10	1 ϕ 16+1 ϕ 12
	z. colum.	0,66	1,18	0,66	1,18	1,11	2,21	1,11	2,21	1 ϕ 10+1 ϕ 8	1 ϕ 12+1 ϕ 10	1 ϕ 10+1 ϕ 8	2 ϕ 12
LB	z. colum.	0,66	1,21	0,61	0,13	1,11	2,29	1,02	0,60	1 ϕ 10+1 ϕ 8	2 ϕ 12	1 ϕ 10+1 ϕ 8	1 ϕ 10
	z. central	0,97	1,47	0,82	0,21	1,73	3,01	1,42	0,60	1 ϕ 12+1 ϕ 10	1 ϕ 16+1 ϕ 12	2 ϕ 10	1 ϕ 10
	z. colum.	0,68	1,26	0,61	0,14	1,15	2,41	1,02	0,60	1 ϕ 10+1 ϕ 8	2 ϕ 12	1 ϕ 10+1 ϕ 8	1 ϕ 10
LC	z. colum.	0,61	0,13	0,68	1,23	1,02	0,60	1,15	2,34	1 ϕ 10+1 ϕ 8	1 ϕ 10	1 ϕ 10+1 ϕ 8	2 ϕ 12
	z. central	0,82	0,21	0,99	1,48	1,42	0,60	1,77	3,04	2 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 12+1 ϕ 10	1 ϕ 16+1 ϕ 12
	z. colum.	0,61	0,14	0,68	1,26	1,02	0,60	1,15	2,41	1 ϕ 10+1 ϕ 8	1 ϕ 10	1 ϕ 10+1 ϕ 8	2 ϕ 12
LD	z. colum.	0,59	1,12	0,61	1,28	0,98	2,07	1,02	2,47	2 ϕ 8	1 ϕ 12+1 ϕ 10	1 ϕ 10+1 ϕ 8	2 ϕ 12
	z. central	0,79	1,43	0,82	1,57	1,36	2,88	1,42	3,34	2 ϕ 10	1 ϕ 16+1 ϕ 12	2 ϕ 10	1 ϕ 16+1 ϕ 12
	z. colum.	0,59	1,12	0,61	1,22	0,98	2,07	1,02	2,31	2 ϕ 8	1 ϕ 12+1 ϕ 10	1 ϕ 10+1 ϕ 8	2 ϕ 12

Determinación de la Armadura de la losa de la Planta Alta Bloque 1 y 3:

Bloque 1

LA = R1, R4, R45, R48

LB = R2, R3, R46, R47

LC = R13, R16, R23, R26, R35, R38

LD = R14, R15, R24, R25, R36, R37

Bloque 3

LA = R9, R12, R53, R56

LB = R10, R11, R54, R55

LC = R19, R22, R31, R34, R41, R44

LD = R20, R21, R32, R33, R42, R43

Los a	Zona de Losa	$M_{dx} +$ $Tn \cdot m$	$M_{dx} -$ $Tn \cdot m$	$M_{dy} +$ $Tn \cdot m$	$M_{dy} -$ $Tn \cdot m$	$Asx(+)$ cm^2	$Asx(-)$ cm^2	$Asy(+)$ cm^2	$Asy(-)$ cm^2	Asx (+)	Asx (-)	Asy (+)	Asy (-)
LA	z. colum.	0,32	0,51	0,34	0,51	0,60	0,84	0,60	0,84	1 ϕ 10	2 ϕ 8	1 ϕ 10	2 ϕ 8
	z. central	0,43	0,62	0,45	0,62	0,70	1,03	0,73	1,03	1 ϕ 10	1 ϕ 10+1 ϕ 8	1 ϕ 10	1 ϕ 10+1 ϕ 8
	z. colum.	0,31	0,46	0,32	0,47	0,60	0,75	0,60	0,76	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10
LB	z. colum.	0,25	0,45	0,29	0,42	0,60	0,73	0,60	0,68	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10
	z. central	0,34	0,54	0,38	0,57	0,60	0,89	0,61	0,94	1 ϕ 10	2 ϕ 8	1 ϕ 10	2 ϕ 8
	z. colum.	0,22	0,37	0,28	0,42	0,60	0,60	0,60	0,68	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10
LC	z. colum.	0,29	0,42	0,25	0,45	0,60	0,68	0,60	0,73	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10
	z. central	0,38	0,57	0,34	0,54	0,61	0,94	0,60	0,89	1 ϕ 10	2 ϕ 8	1 ϕ 10	2 ϕ 8
	z. colum.	0,28	0,42	0,24	0,40	0,60	0,68	0,60	0,64	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10
LD	z. colum.	0,20	0,33	0,20	0,33	0,60	0,60	0,60	0,60	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10
	z. central	0,29	0,48	0,29	0,48	0,60	0,78	0,60	0,78	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10
	z. colum.	0,20	0,34	0,20	0,34	0,60	0,60	0,60	0,60	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10

Determinación de la Armadura de la losa de la Planta Alta Bloque 2:

Bloque 2

LA = R5, R8, R28, R29, R49, R52

LB = R6, R7, R50, R51

LC = R17, R18, R39, R40

LD = R27, R30

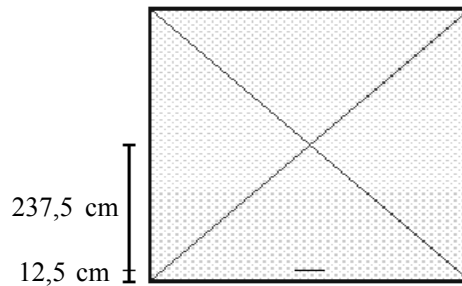
Los a	Zona de Losa	$M_{dx} + Tn \cdot m$	$M_{dx} - Tn \cdot m$	$M_{dy} + Tn \cdot m$	$M_{dy} - Tn \cdot m$	$Asx(+) cm^2$	$Asx(-) cm^2$	$Asy(+) cm^2$	$Asy(-) cm^2$	Asx (+)	Asx (-)	Asy (+)	Asy (-)
LA	z. colum.	0,32	0,54	0,32	0,54	0,60	0,89	0,60	0,89	1 ϕ 10	2 ϕ 8	1 ϕ 10	2 ϕ 8
	z. central	0,43	0,67	0,43	0,67	0,70	1,13	0,70	1,13	1 ϕ 10	1 ϕ 10+1 ϕ 8	1 ϕ 10	1 ϕ 10+1 ϕ 8
	z. colum.	0,32	0,54	0,32	0,54	0,60	0,89	0,60	0,89	1 ϕ 10	2 ϕ 8	1 ϕ 10	2 ϕ 8
LB	z. colum.	0,28	0,48	0,30	0,06	0,60	0,78	0,60	0,60	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10
	z. central	0,41	0,61	0,39	0,09	0,66	1,02	0,63	0,60	1 ϕ 10	1 ϕ 10+1 ϕ 8	1 ϕ 10	1 ϕ 10
	z. colum.	0,29	0,51	0,30	0,07	0,60	0,84	0,60	0,60	1 ϕ 10	2 ϕ 8	1 ϕ 10	1 ϕ 10
LC	z. colum.	0,30	0,06	0,30	0,50	0,60	0,60	0,60	0,82	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10	2 ϕ 8
	z. central	0,39	0,09	0,43	0,63	0,63	0,60	0,70	1,05	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10+1 ϕ 8
	z. colum.	0,30	0,07	0,30	0,50	0,60	0,60	0,60	0,82	1 ϕ 10	1 ϕ 10	1 ϕ 10	2 ϕ 8
LD	z. colum.	0,29	0,51	0,30	0,50	0,60	0,84	0,60	0,82	1 ϕ 10	2 ϕ 8	1 ϕ 10	2 ϕ 8
	z. central	0,37	0,64	0,43	0,63	0,60	1,07	0,70	1,05	1 ϕ 10	1 ϕ 10+1 ϕ 8	1 ϕ 10	1 ϕ 10+1 ϕ 8
	z. colum.	0,29	0,51	0,30	0,50	0,60	0,84	0,60	0,82	1 ϕ 10	2 ϕ 8	1 ϕ 10	2 ϕ 8

°Verificación de la Resistencia a Cortante:

Se toma la sección que la retícula soporta un ancho de 0,50 m. La carga última superficial es:

$$q = 1246 \text{ Kg/m}^2$$

La sección de diseño está ubicada en la cara de la viga; la cara de la viga exterior está ubicada a 12.5 cm del eje de la viga.



La fuerza cortante que actúa sobre un ancho de 0,60 m es:

$$V_d = 0,50\text{m} \times 2,375\text{m} \times 1246\text{kg/m}^2 = 1479,63 \text{ kg}$$

El esfuerzo cortante último que resiste la retícula es:

$$V_u = \frac{V_d}{b * d}$$
$$V_u = \frac{1479,63}{10 * 17} = 8,70 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante que puede soportar el hormigón es:

$$V_c = 0,50 * \sqrt{f_{cd}}$$
$$V_c = 0,50 * \sqrt{\frac{210}{1,5}} = 5,916 \text{ Kg/cm}^2$$

Como:

$$V_c < V_u \quad \dots \text{ No Cumple.!!!}$$

La sección transversal no es suficiente para resistir las fuerzas cortantes. Por lo tanto se dispone de armadura transversal, y se la calcula igual que una viga.

Calculo de la longitud máxima donde se dispondrá la armadura transversal.

d1	d2	V_d	V_u	V_c
cm	cm	kg	kg/cm ²	kg/cm ²
12,5	237,5	1479,6	8,70	5,92
15	235,0	1464,1	8,61	5,92
30	220,0	1370,6	8,06	5,92
45	205,0	1277,2	7,51	5,92
60	190,0	1183,7	6,96	5,92
75	175,0	1090,3	6,41	5,92
90	160,0	996,8	5,86	5,92
105	145,0	903,4	5,31	5,92
se dispondrá armadura hasta d1= 105 cm del apoyo de la viga				

Separación máxima de estribos

La separación de los estribos debe ser igual al menor o igual a:

$$s \leq 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 17 = 15 \text{ cm}$$

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

por lo tanto la separación de los estribos de los nervios de la losa será: ***s = 15 cm.***

Armadura de Reparto por Temperatura y Retracción de Fraguado:

Para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la loseta de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de la fisuración.

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \cdot b \cdot h$$

Donde: $\rho_{\min} = 0,0018$

para losa de $f_{ck} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{s_{\min}} = 0,0018 \times 100\text{cm} \times 5\text{cm} = \mathbf{0,90 \text{ cm}^2} \quad \dots \text{ por metro de ancho.}$$

El máximo espaciamiento entre alambres de la malla electrosoldada es 5 veces el espesor de la loseta o 30 cm, el que sea menor:

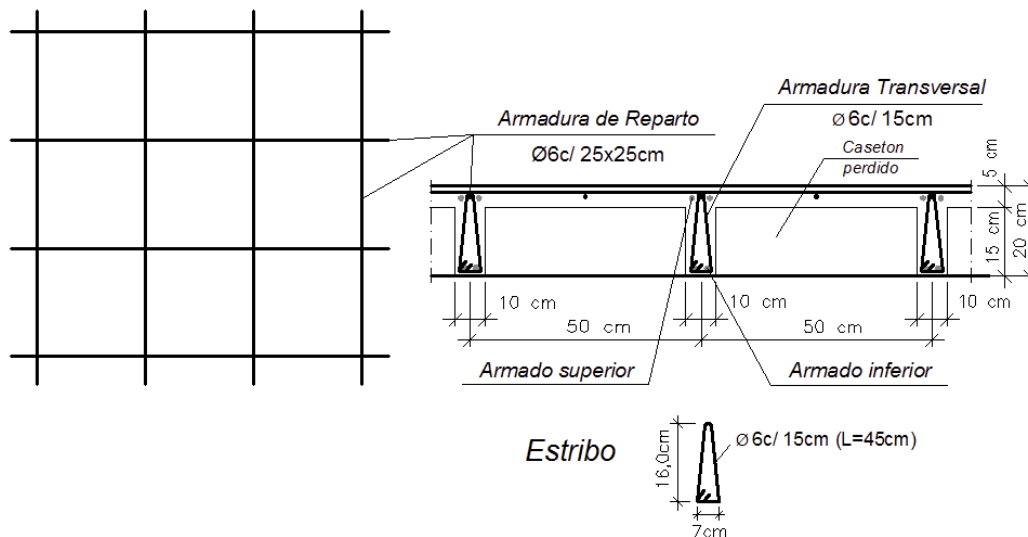
$$e_{\text{máx}} = 5 * (5 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$e_{\text{máx}} = 30 \text{ cm}$$

Por razones de dimensión de los casetones, y por construcción se asume la separación entre barras de:

$$e_{\text{máx}} = 25 \text{ cm}$$

Se asume las barras de 6 mm de diámetro espaciados cada 25 cm, que debe colocarse a media altura en la loseta de compresión.

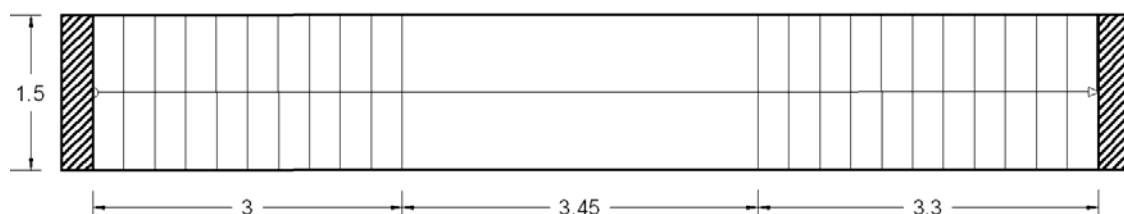


4.9.1.6. DISEÑO DE ESCALERAS

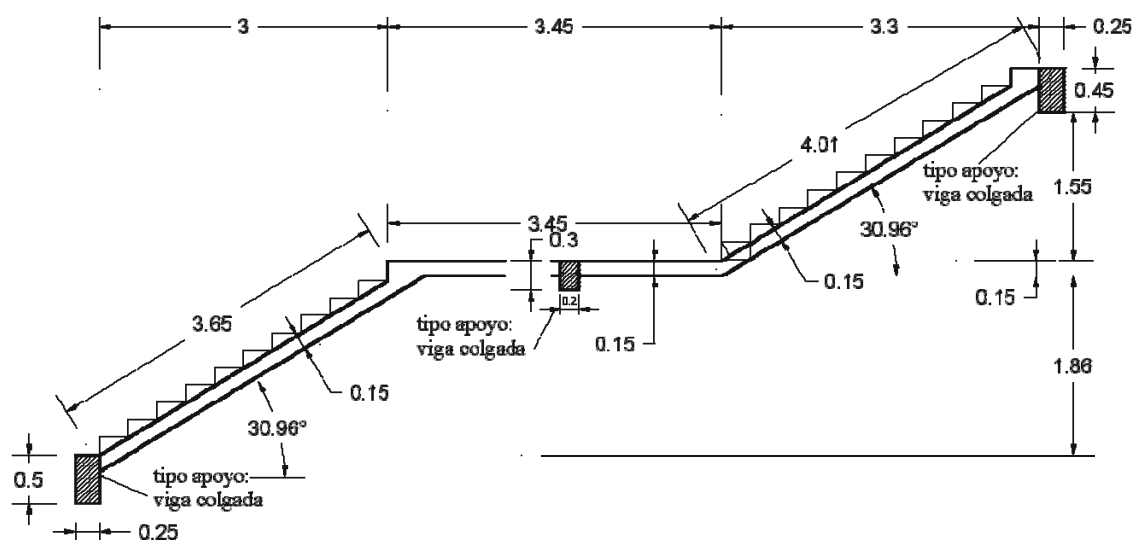
En función de las características geométricas, estructurales y las cargas analizadas, se han obtenido dos mallas de armadura, una superior y una inferior, los detalles se presenta en planos constructivos, ver Anexo B-6 (Diseño de escaleras), ver plano 5/14 Anexo D

a) GEOMETRÍA.-

Vista en planta



Sección acotada



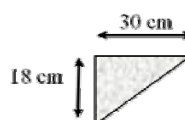
- Determinación de dimensiones de escalones:

CH=Contra huella=18cm

H=Huella=66-2*CH=66-2*18=30cm

- Determinación de altura de la losa:

$$h = \frac{l}{30} = \frac{400}{30} = 13.33 \approx 15cm$$



b) CARGAS.-

- calculo de altura media de losa

- Peso propio de la losa:

$$\gamma_{H^o A^o} = 2.500 \frac{Kg}{m^3}$$

$$Volumen \cdot ml = 1,0 \cdot 1,50 \cdot 0,15 = 0,225 \frac{m^3}{ml}$$

$$Peso = 0,225 \frac{m^3}{ml} \cdot 2500 \frac{Kg}{m^3} = 562,5 \frac{Kg}{ml}$$

- Peso propio de peldaños para 1 ml:

$$Volumen \cdot ml = 1,0 \cdot 1,50 \cdot 0,029 = 0,0435 \frac{m^3}{ml}$$

$$Peso = 0,0435 \frac{m^3}{ml} \cdot 2500 \frac{Kg}{m^3} = 108,75 \frac{Kg}{ml}$$

- Peso revestimiento loseta cerámica:

$$\text{Espesor} = 1,0 \text{ cm}$$

$$\gamma_{Loseta\ ceramica} = 1.800 \frac{Kg}{m^3}$$

$$vol \cdot ml = 1,0m \cdot 1,50m \cdot 0,01m = 0,015 \frac{m^3}{ml}$$

$$Peso = 0,015 \frac{m^3}{ml} \cdot 1.800 \frac{Kg}{m^3} = 27,0 \frac{Kg}{ml}$$

- Peso enlucido con mortero:

$$\text{Espesor} = 1,0 \text{ cm}$$

$$\gamma_{mortero} = 2100 \frac{Kg}{m^3}$$

$$Volumen \cdot ml = 1,0m \cdot 1,50m \cdot 0,01m = 0,015 \frac{m^3}{ml}$$

$$Peso = 0,015 \frac{m^3}{ml} \cdot 2100 \frac{Kg}{m^3} = 31,5 \frac{Kg}{ml}$$

- Carga variable:

$$\text{Sobre carga de uso} = 400 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Escaleras, accesos al público}$$

$$\text{Sobre carga de barandado} = 200 \text{ Kg/m}$$

La escalera se analizará como una viga plana con los siguientes datos:

Sección

$$b=150\text{cm} \quad , \quad h=24\text{cm} \quad , \quad r=2.5\text{cm} \quad , \quad d=22\text{cm}$$

Materiales

$$f_{ck}=210 \text{ Kg/cm}^2 \quad , \quad f_{yk}=4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Reducción de los materiales:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{210}{1,5} = 140 \text{ kg/cm}^2 \quad \quad \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{4200}{1,15} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

° Determinación del momento reducido tramo AB de cálculo (μ_d):

$$M_{dAB} = 1.6 * M_{AB} = 3790.58 \text{ Kg - m}$$

$$\mu_d = \frac{M_{dAB}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{3790.58 * 100}{150 * 13^2 * 140} = 0,107$$

Si:

$$f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \mu_{lim} = 0,332 \quad \text{de tabla}$$

Como:

$$\mu_d < \mu_{lim} \quad \therefore \quad \text{No necesita armadura de compresión (A's)...!!!}$$

$$d_{min} = 1,77 * \sqrt{\frac{M_{dAB}}{b * f_{cd}}} = 1,77 * \sqrt{\frac{3790.58 * 100}{150 * 140}} = 7.52 \text{ cm} < d = 13 \text{ cm} \quad \text{ok.!!!}$$

° Determinación de la cuantía mecánica de la armadura (ω_s):

Si:

$$\mu_d = 0,107 \quad \Longrightarrow \quad \omega_s = 0.115 \quad \text{de tabla Universal de cálculo.}$$

° Determinación de las armaduras (As):

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.115 * 150 * 13 * 140}{3652,17} = 8.61 \text{ cm}^2$$

° Determinación de la armadura mínima (A_{smin}):

Si:

$$f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \omega_{min} = 0,0033 \quad \text{de tabla Cuantía mínima.}$$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b * d = 0,0033 * 150 * 13 = 6.435 \text{ cm}^2$$

Como:

$$A_s > A_{s_{\min}}$$

Disponer la A_s ...!!!

$$A_s = 8.61 \text{ cm}^2$$

° Determinación de Número de barras (#Fe):

Si:

$$\phi = 10\text{mm} \quad \Rightarrow \quad A_{\phi} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\#Fe = \frac{A_s}{A_{\phi 1,2}} = \frac{8.610}{0.785} = 10.96 \cong 11 \text{ barras}$$

° Determinación de la separación de barras (S):

$$S = \frac{b - \#Fe * \phi - 2r}{\#Fe - 1} = \frac{150 - 11 * 1 - 2 * 2}{11 - 1} = 13.5 \approx 14 \text{ cm}$$

Usar: 11 $\phi 10$ mm C/14cm

° Calculo de la armadura de reparto paralela al apoyo (Armadura transversal de la rampa)

$$A_{\text{trans}} = 0.2 * A_s = 0.2 * 8.61 = 1.722 \text{ cm}$$

$$\phi = 6\text{mm} \quad \Rightarrow \quad A_{\phi} = 0.282 \text{ cm}^2$$

$$\#Fe = \frac{A_s}{A_{\phi 1,2}} = \frac{1.722}{0.282} = 6.11 \cong 6 \text{ barras}$$

° Determinación de la separación de barras (S):

$$L = \text{Longitud de tramo A - C} = 395 \text{ cm}$$

$$L_r = \text{Longitud de reparto} = 3/5 L = 395 * 3/5 = 237 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L_r - \#Fe * \phi - 2r}{\#Fe - 1} = \frac{237 - 6 * 6 - 2 * 2}{6 - 1} = 45.88 \approx 45 \text{ cm}$$

Usar: 6 $\phi 6$ mm C/45cm

°Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado en la parte superior:

Para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la loseta de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de la fisuración.

Donde: $\rho_{\min} = 0,0018$ para losa de $f_{ck} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

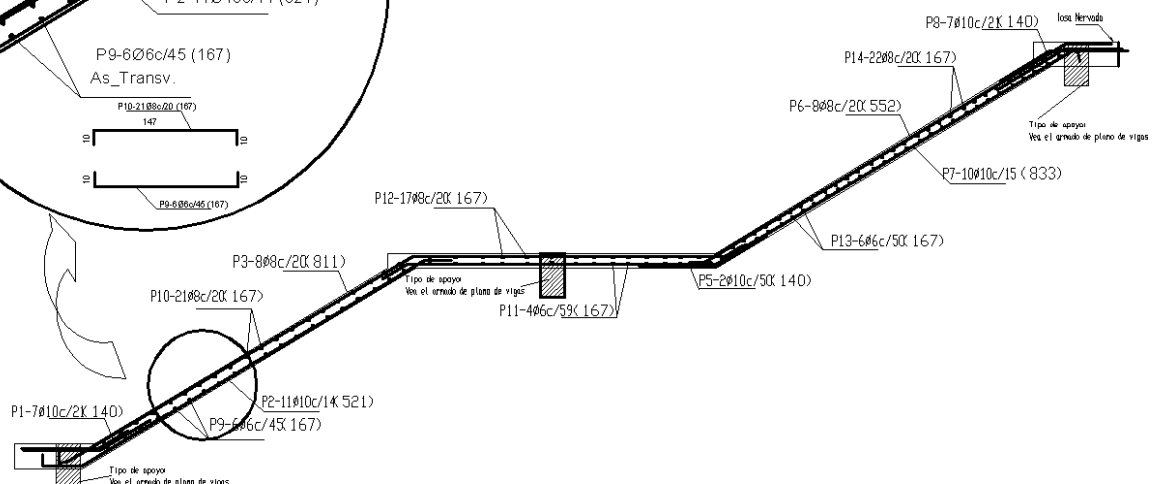
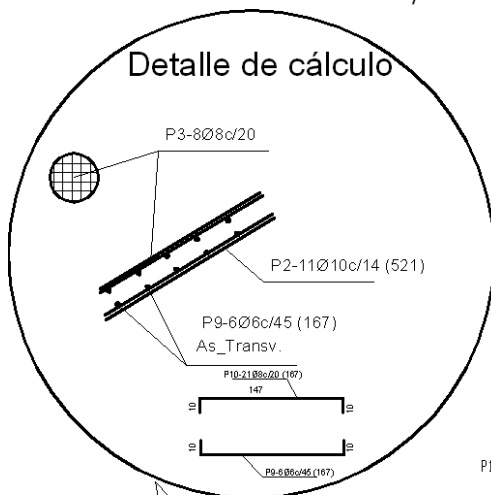
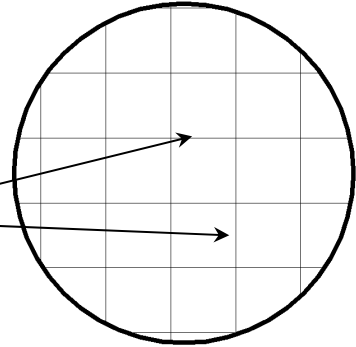
$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * b * h = 0.0018 * 150 * 15 = 4.05 \text{ cm}^2$$

$$\phi 8(\text{mm}) \Rightarrow A_s = 0.50 \text{ lcm}^2$$

$$\#Fe = \frac{A_s}{A_{s_{\phi}}} = \frac{4.05}{0.503} = 8.06 \approx 8 \text{ barras}$$

$$S = \frac{b - \#Fe * \phi - 2r}{\#Fe - 1} = \frac{150 - 8 * 0.8 - 2 * 2}{8 - 1} = 19.9 \approx 20 \text{ cm}$$

Usar: 8 $\phi 8 \text{ mm C/20cm}$



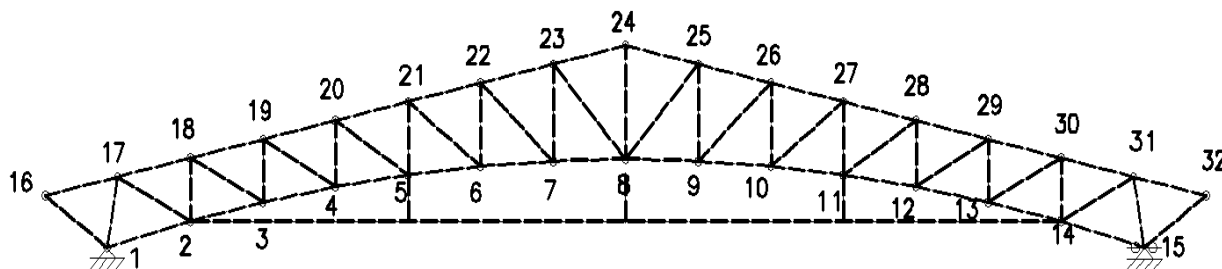
El cálculo de los otros tramos se encuentra en la planilla de diseño de escaleras ver anexo B-6 diseño de escaleras

4.9.1.7. DISEÑO DE LA CUBIERTA METÁLICA.

En diseño de los elemento de la estructura metálica se realizo con las solicitaciones mas criticas que fueron obtenidas por las distintas hipótesis de carga que se las obtuvo con la ayuda de un programa estructural RAM ADVANCE y se tuvo que utilizar para el diseño los materiales que existen en nuestro medio el diseño de todos los elementos se los detalla a continuación:

Los demás elementos se calcularon de manera similar, ver Anexo B-7 (diseño de la cubierta metálica.), Anexo D (PLANOS DE PROYECTO).

Cercha tipo:



° Cargas.-

Ancho de incidencia = 1.07m (separación entre correas)

Longitud de incidencia = 2.50m (separación entre cerchas)

Carga Permanente

- Cubierta 5 Kg/m²
- Correa C 80x50x30x3

$$\text{Peso} = 8.60 \text{ Kg/m} * 1/1.07\text{m} = 8.02 \text{ Kg/m}^2$$

Carga variable.-

- Granizo (R):

$$\gamma_{\text{granizo}} = 900 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

$$h_{\text{granizo}} = 0.1\text{m}$$

$$\text{Peso} = 900 \text{ Kg/m}^3 * 0.1\text{m} = 90 \text{ Kg/m}^2$$

- Viento (W).-

$$\text{Peso} = 50 \text{ Kg/m}^2$$

Resumen:

D= cargas muertas	D=	13.02	Kg/m ²
Lr=cargas vivas en techos	Lr=	50.00	Kg/m ²
R =Cargas por lluvia, granizo o hielo, sin incluir el encharcamiento	R =	90.00	Kg/m ²
W=Cargas de viento	W=	50.00	Kg/m ²

4.9.1.7.1. DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXIÓN.-

ASIGNANDO PERFIL C 80x45x6x8

Datos

Área bruta de la sección.

$$A= 11.00 \text{ cm}^2$$

Inercia alrededor del eje x

$$I_x= 106.00 \text{ cm}^4$$

Inercia alrededor del eje y

$$I_y= 19.40 \text{ cm}^4$$

Módulo de sección plástico respecto al eje x

$$Z_x= 26.50 \text{ cm}^3$$

Módulo de sección plástico respecto al eje y

$$Z_y= 6.30 \text{ cm}^3$$

Peso propio de correa

$$q= 8.6 \text{ kg/ m}$$

Módulo de elasticidad

$$E= 2038891.10 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión de Fluencia del acero

$$F_y= 2531.04 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia ultima del acero

$$F_u= 4077.78 \text{ kg/cm}^2$$

Factores de Resistencia a la flexión

$$\phi_b = 0.90$$

$$F_y = \frac{M_n}{Z} = \left\{ \begin{array}{l} M_{nx} = F_y * Z_x = 67072.4805 \text{ (Kg-cm)} \\ M_{ny} = F_y * Z_y = 15945.5331 \text{ (Kg-cm)} \end{array} \right.$$

° Verificación por resistencia

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \leq 1$$

$$0.379 \leq 1.00 \dots \text{OK} \quad \text{el perfil cumple verificaciones!!!}$$

° Verificación a la deflexión

Limitación

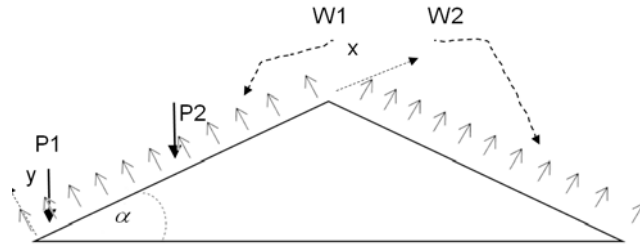
$$f_{adm} = \frac{L}{300} = 0.8 \approx 1.00 \text{ cm}$$

$$0.383 \text{ cm} \leq 1 \text{ cm} \dots \text{OK} \quad \text{el perfil cumple verificaciones!!!}$$

° Cargas para el diseño para miembros

$$C_1 = 0.1738$$

$$C_2 = -0.4$$



$$\text{Ancho de aporte 1} = 0.54 \times 2.5 = 1.345 \text{ m}^2$$

$$\text{Ancho de aporte 2} = 1.07 \times 2.5 = 2.68 \text{ m}^2$$

D= cargas muertas

$$P1 = 17.5 \text{ Kg} \quad P2 = 35 \text{ Kg}$$

R =Cargas por lluvia, granizo o hielo, sin incluir el encharcamiento

$$P1 = 121.1 \text{ Kg} \quad P2 = 241 \text{ Kg}$$

W=Cargas de viento

$$W1 = -21.73 \text{ Kg/m} \quad W2 = -50 \text{ Kg/m}$$

La combinación más desfavorable usadas son las siguientes :

$$U = 1.2D + 1.6R$$

$$U = 1.2D + 1.6R + 0.8W$$

Las fuerzas internas de cada uno de los miembros se obtienen del Programa RAM Advanse.

Resultados del análisis estructural de las barras mas criticas para realizar el diseño				
Miembro	Descripción	Axial (Kg)	Esfuerzo	Long.(m)
MIEMBRO 1	Barra inferior	6758.24	compresión	1.23
MIEMBRO 14	Barra superior	6609.50	compresión	1.23
MIEMBRO 31	Barra vertical	1477.64	compresión	0.71
MIEMBRO 45	Barra diagonal	1814.09	compresión	0.80
MIEMBRO 62	tensor	39.61	tracción	3.15

4.9.1.7.2. DISEÑO POR RESISTENCIA DE MIEMBROS A TRACCION.-

Para un acero A-36:

$$F_y = 2531.093 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_u = 4077.87 \text{ Kg/cm}^2$$

° **Tensor.- (MIEMBRO 62)**

$$L = 315 \text{ cm.} \quad P_u = 39.61 \text{ Kg}$$

Calculo del área total mínima (A_g mín.) requerida:

$$\text{i) } \min A_g = \frac{P_u}{\phi_t \cdot F_y} = \frac{39.61}{0.90 \cdot 2531.093} = 0.017 \text{ cm}^2 \quad \phi_t = 0.90$$

$$\text{ii) } \min A_g = \frac{P_u}{\phi_t \cdot F_u \cdot U} = \frac{39.61}{0.75 \cdot 4077.8 \cdot 0.85} = 0.015 \text{ cm}^2 \quad \begin{matrix} \phi_t = 0.75 \\ U = 0.85 \end{matrix}$$

Miembros soldados

$$\min. A_g = 0.017 \text{ cm}^2$$

Calculo del radio de giro mínimo “r” preferible:

$$\min r = \frac{L}{300} = \frac{315}{300} = 1.050 \text{ cm}$$

Resume:

$$\min. A_g = 0.017 \text{ cm}^2$$

$$\min. r = 1.050 \text{ cm}$$

Tanteando: varilla de construcción $\varnothing = 1/2'' = 12.7 \text{ (mm)}$

$$A_g = 1.226 \text{ cm}^2 \quad r_{\min} = 0.312 \text{ cm.}$$

° **Resistencia de diseño basada en la fluencia:**

$$P_u = \phi_t \cdot F_y \cdot A_g = 0.90 \cdot 2531.093 \cdot 1.226 = 2792.746 \text{ Kg}$$

$$2792.746 > 39.61 \text{ Kg} \quad \text{¡OK!}$$

° Resistencia de diseño basado en la fractura:

$$A_e = A_g \cdot U = 1.226 \cdot 0.85 = 1.0421 \text{ cm}^2$$

$$P_n = \phi_t \cdot F_u \cdot A_e = 0.75 \cdot 4077.87 \cdot 1.0421 = 3187.093 \text{ Kg}$$

$$3187.093 > 39.61 \text{ Kg} \quad \text{¡OK.¡}$$

° Radio de giro:

$$\frac{L}{r} < 300 = \frac{315}{0.312} = 1008.112$$

$$119.66 < 300 \quad \text{¡OK.¡}$$

No es necesario que cumpla esta verificación por lo que se trata de una varilla

Utilizara como tensor: $\varnothing = 1/2'' = 12.7 \text{ (mm)}$

4.9.1.7.3. DISEÑO POR RESISTENCIA DE MIEMBROS A COMPRESION.-

Para un acero A-36:

$$F_y = 2531.093 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_u = 4077.87 \text{ Kg/cm}^2 \quad E = 2109244.88 \text{ Kg/cm}^2$$

° Cuerda Superior.- (MIEMBRO 14)

$$L = 123 \text{ cm.} \quad P_u = 6609.50 \text{ Kg.}$$

Calculo del área total requerida:

$$\text{Se } A_{g.\text{requerida}} = \frac{P_u}{\phi_c \cdot F_{cr}} \quad \phi_c = 0.85$$

Recomienda utilizar este valor para empezar el tanteo

$$F_{cr} = \frac{2}{3} F_y \quad F_{cr} = \frac{2}{3} \cdot 2531.093 = 1687.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{g.\text{requerida}} = \frac{6609.05}{0.85 \cdot 1687.4} = 4.61 \text{ cm}^2$$

Tanteando: T2L [1_1/2'' x 1/8''] $\approx$ [38.1 x 3.2 mm]

$$A_g = 4.672 \text{ cm}^2$$

$$r_{\text{mim}} = 1.735 \text{ cm.}$$

° **Relación de Esbeltez:**

$$\frac{K \cdot L}{r_{\min}} \leq 200 = \frac{1 \cdot 123}{1.735} = 70.88 \quad (\text{Condición de apoyo } K = 1)$$

$$70.88 < 200 \quad \text{¡OK!}$$

° **Parámetro de esbeltez:**

$$\lambda_c = \frac{K \cdot L}{r \cdot \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1.0 \cdot 123}{1.735 \cdot \pi} \sqrt{\frac{2531.093}{2109244.218}} = 0.79$$

$$\lambda_c = 0.79 < 1.5 \quad \text{columna inelástica}$$

° **Esfuerzo critico de pandeo (F_{cr}):**

$$F_{cr} = (0.658^{(\lambda_c)^2}) \cdot F_y = (0.658^{(0.79)^2}) \cdot 2531.093 = 1942.86 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

° **Verificación Resistencia nominal por compresión:**

$$\phi_c \cdot P_n \geq P_u$$

$$\phi_c \cdot P_n = 0.85 A_g \cdot F_{cr} = 0.85 \cdot 4.672 \cdot 1942.86 = 7715.49 \text{ Kg}$$

$$6609.50 < 7715.49 \quad \text{¡Cumple!}$$

Al cumplir todas las verificaciones se:

Utilizara: T2L [1_1/2"x1/8"] ≈ [38.1 x 3.2 mm]

Los demás elementos fueron calculados de la misma manera ver ANEXOS B-7

RESUMEN DE PERFILES DE CÁLCULO:

BARRA INFERIOR	T2L 1 1/2"x1/8"	T2L 38.1x3.2 mm
BARRA SUPERIOR	T2L 1 1/2"x1/8"	T2L 38.1x3.2 mm
BARRA VERTICAL	T2L 1"x1/8"	T2L 25.4x3.2 mm
BARRA DIAGONAL	T2L 1"x1/8"	T2L 25.4x3.2 mm
TENSOR	Ø= 1/2"	Ø= 12.7mm
CORREAS	C80x45x6x8	C80x45x6x8mm

4.10. 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.

Las especificaciones técnicas detalladas por cada ítem se encuentran en el CD del proyecto.

4.11. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Durante el análisis de precios unitarios se consideran varios componentes:

Costos directos aquellos componentes básicos, como ser mano de obra (que puede dividirse en mano de obra calificada y no calificada) materiales, herramientas, maquinaria y equipo de construcción.

Costos indirectos comprenden la administración central y la dirección de la obra o sea son los gastos generales específicos necesarios para la realización de las obras que se ejecutan y que son calculados de acuerdo con el volumen total de la obra dividido entre el tiempo en que se consideran los gastos.

NORMAS ACERCA DE LAS INCIDENCIAS SEGÚN RESOLUCION N°27328

INCIDENCIA	PORCENTAJE
BENEFICIOS SOCIALES	55 al 71.18
GASTOS GENERALES Y ADMINISTR.	15
HERRAMIENTAS	5
IMPUESTOS IVA-MO	14.94
IMPUESTOS IT	3.09
UTILIDAD	10

FUENTE: CÁMARA DEPARTAMENTAL DE LA CONSTRUCCIÓN

Para el análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, se considerara los siguientes puntos: materiales, mano de obra, maquinaria; tomado en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, como gastos generales el 15% y como utilidad el 10%. Para los impuestos se tomara un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

El análisis de precios unitarios desarrollados por cada ítem se encuentra detallado en el Anexo B-10.

4.12 RESUMEN DE CÓMPUTOS MÉTRICOS

El costo del proyecto toma en cuenta los ítems más importantes y significativos, en los precios unitarios del proyecto, que incluye el costo de la mano de obra, materiales, herramienta, equipos, cargas sociales, gastos generales, administrativos, impuestos y utilidades.

Se determinó los insumos de las actividades más importantes como es el caso de la obra gruesa (columnas, vigas, zapatas de cimentación, escaleras, losa casetonada, etc.) y algunos ítems de menor relevancia como es el caso de pintura, colocado de mosaico, revoque de yeso, etc. Ver Anexo B-10, de cómputos métricos y análisis de precios unitarios.

El costo total de construcción del Mercado Senac es de **6122795.4 Bs.**

Si un Dólar Americano es 7,07 Bs.

El total de la infraestructura asciende a 866024.8\$us.

El Total de área construida asciende a 3167.14 m², por lo que el costo de la obra por metro cuadrado 273.44 \$us/m².

El costo de la obra es de 273.44 \$us / m²

4.13 PLAZO DE EJECUCIÓN

Para la construcción del internado se tiene un plazo de ejecución de 392 días calendario. En el Anexo B-10 se presenta el cronograma de ejecución de actividades para el proyecto.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Una vez finalizado el diseño estructural del Mercado Senac las conclusiones que se obtuvieron son las que se mencionan a continuación:

- Los resultados del cálculo estructural de todos los elementos de la estructura, son valores coherentes que se encuentran dentro de las recomendaciones de las normas.
- Para el diseño de vigas de hormigón armado el dominio 3 es la mejor situación, pues los dos materiales son aprovechados al máximo y fallan simultáneamente, antes de su ruptura siempre hay ductilidad y un previo aviso.
- En algunas vigas no era necesario colocar armadura superior y a cortante pero por razones de la norma se dispuso de (A_{smin}) y fines constructivos se tuvo que disponer dicha armadura.
- Se eligió losa alivianada bidireccional para poder repartir la carga en las dos direcciones.
- Se optó por una losa aligerada (LOSA CASETONADA) con complemento perdido de plastoford para poder así aligerar toda la estructura y así reducir las cuantías en las columnas y zapatas.
- Como se fundaron las zapatas a 2.30 m se tuvo que liberar la estructura teniendo una articulación en las zapatas por lo cual se pudo notar una reducción en la armadura de las zapatas.
- Como el área a cubrir con una cubierta es muy grande se tuvo la opción de un diseño de cerchas metálicas y no así con cerchas de madera porque las estructuras metálicas son adecuadas para poder salvar grandes luces con este tipo de estructuras.

- Se tuvo mucho cuidado con el tipo de perfiles a disponer en la estructura metálica ya que el centro de gravedad de los perfiles tienen que coincidir en un mismo punto para así no generar excentricidades en los nudos de articulación.
- Los perfiles de la estructura metálica fueron elegidos en función a la disponibilidad de perfiles que hay en nuestro mercado.
- La estructura está calculada para resistir un nivel más que puede ser utilizada como oficinas $q_v=300 \text{ Kg/m}^2$.
- En las vigas de sobrecimiento se pudo notar que solo en su mayoría se dispone armadura mínima.
- Se obtuvo criterios para el dimensionamiento de futuras estructuras de hormigón armado, tanto para el diseño de columnas, vigas, fundaciones, escaleras y losas aligeradas.
- Se pudo hacer todas las comparaciones y verificaciones manualmente del cálculo estructural y disposición de la armadura, que fue calculado por el programa CYPECAD en todos los elementos estructurales del edificio en estudio, logrando así resultados aproximados.
- Las estructuras de hormigón armado resultan ser en nuestro medio, económicas y funcionales.

5.2. RECOMENDACIONES

Las recomendaciones a tener en cuenta son las siguientes:

- Se deberá obedecer las recomendaciones, limitaciones que nos ofrecen las normas, para que la estructura tenga un comportamiento óptimo y sea segura para el público.
- Se deberá realizar unos tres sondeos del ensayo de penetración estándar S.P.T. en las zonas más críticas ya que el terreno no tiene el mismo estrato de suelo por lo tanto varía la capacidad portante del suelo.
- Bajo la zapata deben disponerse siempre 10 cm de hormigón para una lograr una mejor nivelación, para evitar que el hormigón y el acero entren en contacto con el suelo.
- Para el diseño se deberá utilizar materiales de construcción que se encuentran a la disponibilidad que hay en el mercado, para que la estructura sea más económica y evitar el costo de transportarlo del interior del país o en su defecto del exterior.
- El cálculo de fuerzas axiales, momentos, cortantes se obtiene mediante un análisis hiperestático que requiere de programas computacionales, en este caso de trabajó con el CYPECAD que resulta beneficioso en la elaboración de planos y obtención de resultados, pero es necesario conocer el funcionamiento del programa y su adecuado manejo.