

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

El departamento de Tarija se encuentra en un crecimiento importante en su población, tanto en el área urbana como en el área rural, aumentando las necesidades de las personas en salud, infraestructura y educación, esto conllevó a un aumento significativo de población en consecuencia en los últimos años se ha incrementado considerablemente el índice de analfabetismo debido a la falta o insuficiencia de colegios y/o centros educativos en la comunidad o comunidades aledañas.

1.1. PROBLEMA

La comunidad de Sunchuhuayco de la provincia José María Avilés la creciente población estudiantil, no pueden acceder al bachillerato porque carece de un infraestructura educativa para el nivel secundario en el lugar, puesto que en la actualidad la construcción existente, fue creada para atender hasta el 6to curso de primaria, además la necesidad una economía elemental en la zona y el deseo de permanecer en la comunidad impulsa a los jóvenes a abandonar los estudios para trabajar o emigrar a poblaciones donde cuenten con el bachillerato

1.1.1. Planteamiento

La Unidad educativa de Sunchuhuayco no cuenta con una infraestructura adecuada, que sea capaz de soportar la cantidad de estudiantes del nivel secundario de la comunidad de Sunchuhuayco, demostrando que la infraestructura de nivel primario existente es insuficiente. Provocando una migración de los estudiantes, debido al crecimiento de la población estudiantil.

Las principales causas que original este fenómeno son:

- ❖ Crecimiento de la población estudiantil de Sunchuhuayco
- ❖ Infraestructura insuficiente

De mantenerse la situación actual, donde los jóvenes estudiantiles de nivel secundario, al ser forzados a abandonar su hogar o sus estudios, trae consigo varias consecuencias, en las que se observa que la migración forzosa hace que la familia se desintegre, la economía local se disgregue, pues la agricultura y la ganadería pasan a segundo plano y al no poder continuar con sus estudios en otros centro poblados por falta de recursos económicos, se ven obligados

a trabajar de obreros, siendo muchos maltratados y mal pagados; por lo que se hace necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- ❖ Ampliación de infraestructura de la Unidad Educativa de Nivel Primario existente
- ❖ Construcción de una unidad educativa de nivel secundario

1.1.2. Formulación

Con la construcción de una infraestructura educativa para el nivel secundario se puede atender las necesidades de la población estudiantil de la zona de influencia del proyecto, de mayor comodidad, mejores condiciones de estudio, capacitando a los estudiantes no solamente en las áreas específicas de la educación formal, sino también en áreas técnicas y productivas. En consecuencia, si bien las demás alternativas no están dentro de lo óptimo están enfocadas a satisfacer la demanda en parte hasta la ejecución del proyecto, siendo soluciones a corto plazo.

1.1.3. Sistematización

Para el diseño estructural se definió como alternativa la siguiente:

- ❖ Cubierta: losa alivianada con viguetas pretensadas y losa reticular
- ❖ Entrepisos: losa alivianada con viguetas pretensadas y losa reticular
- ❖ Estructura de sustentación: vigas y columnas de H°A°
- ❖ Fundaciones: zapatas aisladas

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo general

- ❖ Diseñar la estructura de sustentación de la Unidad Educativa Sunchuhuayco Nivel Secundario, aplicando normas y reglamentos vigentes en nuestro país.

1.2.2. Objetivos específicos

- ❖ Recopilar los datos necesarios previos a la ejecución del diseño.
- ❖ Diseñar una infraestructura adecuada, que cuente con todos los ambientes necesarios, la cual cumpla con las condiciones adecuadas de prestar un servicio continuo, confiable y seguro a la población estudiantil.
- ❖ Elaborar el cálculo estructural, para que sea un ambiente agradable a la vista, cómodo y sobre todo seguro aplicando la norma CBH- 87.
- ❖ Realizar el diseño de los diferentes elementos estructurales en base al código CBH- 87 y también aplicar los criterios aprendidos durante la formación académica.

1.3. JUSTIFICACIÓN

Las razones por las cuales se realizará este estudio son las siguientes:

1.3.1. Teórica

El crecimiento de la población en la comunidad de Sunchuhuayco y sus alrededores, registrado en los últimos años, debe ir acompañado necesariamente a una proyección de infraestructura en educación, es decir sea acorde al incremento poblacional. Actualmente la zona de Sunchuhuayco, no existe un centro educativo para la educación secundaria, lo cual conlleva a que los alumnos no concluyan sus estudios hasta el bachillerato. Con este fin, se propone la construcción de un colegio secundario en la comunidad de Sunchuhuayco, que satisfaga las necesidades de esta población y sus alrededores, posibilitando de esta manera, el acceso a mejores condiciones de educación; la disminución de la deserción escolar, y como fin último al desarrollo personal de los estudiantes, disminuyendo el nivel de analfabetismo y se dé mayor oportunidad a los estudiantes para continuar sus estudios en universidades u otros institutos técnicos a nivel superior.

1.3.2. Académica

Profundizar los conocimientos adquiridos por el estudiante durante su etapa de estudio universitario, además que permitirá obtener los conocimientos y destrezas necesarios para poder determinar cómo se comportará estructuralmente una edificación en este caso de 2 plantas tomando en cuenta el cálculo estructural del paquete escogido y también obtener habilidades en el desarrollo de propuestas de proyecto. Al mismo tiempo con la culminación de este Proyecto de Ingeniería Civil se espera obtener el título de Licenciatura en Ingeniería Civil.

1.3.3. Social

Se contribuirá en la solución del problema fundamental de educación secundaria, brindando a la comunidad condiciones favorables de asistencia regular y conclusión de la formación educativa.

1.4. ALCANCE DEL PROYECTO

- ❖ El proyecto contempla el Diseño de Estructural: “Unidad Educativa Sunchuhuayco Nivel Secundario”, plasmando el diseño en planos estructurales para su posterior utilización.
- ❖ Con respecto a la estructura de H°A°, se realizará el cálculo estructural mediante el programa computarizado CYPECAD en su versión 2014, utilizando el Código Boliviano del Hormigón (CBH-87), y se verificarán los resultados mediante el cálculo manual, en las secciones que tengan las acciones más solicitadas.
- ❖ Realizar el cronograma de ejecución de obra, utilizando el programa Microsoft Project 2010, para obtener el diagrama de GANTT

1.4.1. Aporte académico

Realizar un análisis técnico-económico de los encofrados para losas, a través del cual se pretende obtener la mejor alternativa, el primero de madera, el segundo metálico y el tercero mixto (madera-metálico), a partir de estos diseños se pretende demostrar las ventajas y desventajas de cada diseño, además de efectuar una comparativa entre costo y tiempo

1.4.2. Localización

El diseño estructural de la nueva infraestructura Unidad Educativa Sunchuhuayco Nivel Secundario se encuentra ubicado en el departamento de Tarija en el distrito 6 (La Choza) municipio de Uriondo, primera sección de la provincia José María Avilés. Con una latitud de 21°43'0.12" y longitud 64°43'59.88"

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Topografía es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos

Topografía es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie de la tierra, por medio de medidas según los tres elementos del espacio. Estos elementos pueden ser: dos distancias y una elevación o una distancia, una dirección y una elevación. Para distancias y elevaciones se emplean unidades de longitud (en sistema métrico internacional) y para direcciones se emplean unidades de arco (grados sexagesimales).

2.1.1. Precisión

Todas las operaciones en topografía están sujetas a las imperfecciones propias de los aparatos y a las imperfecciones en el manejo de ellos, por lo tanto, ninguna medida en topografía es exacta y es por eso que la naturaleza y la magnitud de los errores deben ser comprendidas para obtener buenos resultados.

2.1.2. Trabajo de campo

Consiste en la obtención de datos de campo de un trabajo determinado utilizando instrumentos topográficos y registrando los datos en libretas especiales o en la memoria del instrumento.

2.1.2.1. Notas de campo

Es la parte más importante del trabajo de campo en topografía. Las notas de campo deben siempre tomarse en libretas especiales de registro y con toda claridad, deben incluirse la mayor cantidad de datos complementarios posibles para evitar confusiones o malas interpretaciones.

2.1.3. Trabajo de gabinete

Consiste en el procesamiento de datos de campo utilizando formulas o software computarizado, como ser el software computarizado AUTOCAD CIVIL 3D.

2.1.3.1. Dibujo-Plano

Consiste en el dibujo de los trabajos topográficos a una escala determinada conocida.

2.2. ESTUDIO DE SUELOS

Suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta junto con el líquido y gas ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. En estado natural los suelos, los suelos son sistemas de tres fases que consisten en estado sólido, agua y aire.

2.2.1. Ensayo del SPT

El ensayo de penetración estandar, es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico. Constituye el ensayo o prueba más utilizada en la realización de sondeos, y se realiza en el fondo de la perforación.

Consiste en medir el número de golpes necesarios para que se introduzca una determinada profundidad una cuchara normalizada (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51mm e interior de 35mm, lo que supone una relación de áreas superior a 100) que permite tomar una muestra naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa esta normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63.5kg y 76.2cm respectivamente.

El objetivo del ensayo es poder definir la capacidad portante del suelo.

Este ensayo contempla dos etapas bien definidas, trabajo de campo y laboratorio.

2.2.1.1. Trabajo de campo

Se refiere a utilizar solamente el equipo del SPT, en esta etapa se desea saber el número de golpes que se requieren para que la punta de penetración se incruste 30cm en el suelo, por efecto de los golpes que se dan con el matillo de 63.5kg a una altura de 76.2 cm.

2.2.1.2. Trabajo de laboratorio

El suelo muestreado en la etapa de campo, se debe procesar en el laboratorio, mediante los ensayos de clasificación, esto implica que se debe realizar la granulometría y Límites de Atterberg y clasificarlo por el sistema unificado de clasificación de suelos.

Para lo cual debemos definir lo siguiente:

Los suelos en general son llamados constituidos por grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas.

2.2.1.2.1. Granulometría

El análisis mecánico o granulometría es la determinación del rango del tamaño de las partículas presentes en el suelo, expresado como un porcentaje del peso total, se tienen 2 métodos para poder realizar dicha clasificación:

- a) Análisis por cribado (tamizado).
- b) Análisis hidrométrico.

Para dicho estudio se empleó el análisis por cribado, esto se realiza con la ayuda de un juego de mallas, que tiene un tamaño graduado establecido por las normas ASTM Y AASTHO, en donde se obtienen los pesos retenidos para luego realizar posteriores cálculos y la curva granulométrica, la cual se dibuja a escala logarítmica, ya que, de no ser así, la representación gráfica tendría que usar una escala demasiado grande.

AASTHO nos brinda una clasificación de las partículas dependiendo su tamaño:

- ❖ Grava si su tamaño se encuentra entre 76.2 mm y 2mm
- ❖ Arena si su tamaño es de 2 mm a 0.075 mm
- ❖ Limo si su tamaño es de 0.075 mm a 0.02 mm
- ❖ Arcilla si su tamaño es menor a 0.02 mm

2.2.1.2.2. Consistencia del suelo

Antes de poder definir la consistencia del suelo debemos saber lo siguiente:

Material elástico. -Se deforma bajo la acción de una fuerza, pero recupera su forma original (Suelos gruesos, gravas y arenas)

Material plástico. -Se deforma bajo la acción de una fuerza, pero al contrario del material elástico, este no recupera su forma original (Suelos finos, arcillas).

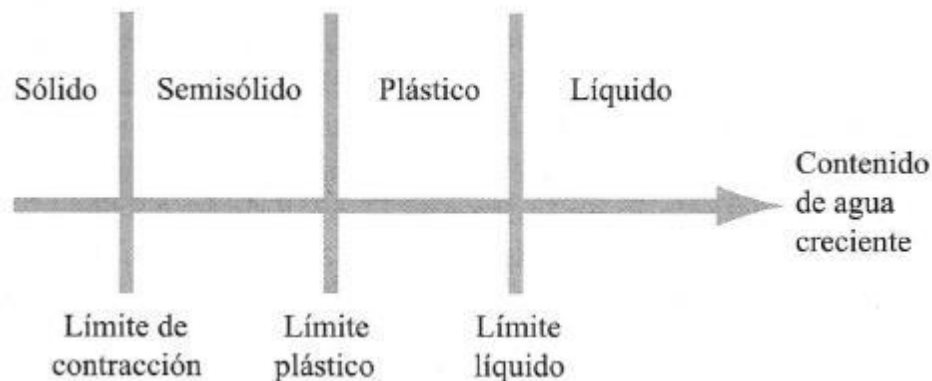
Suelo cohesivo. - Cuando existe una atracción entre las partículas y cuando interactúa el agua con el suelo produciendo una masa que permanece unida y se deforma plásticamente para diferentes contenidos de humedad (Arcillas).

Suelo no cohesivo. - Cuando ocurre todo lo contrario al párrafo anterior (Gravas y arenas).

Dependiendo del contenido de agua el comportamiento del suelo puede clasificarse en 4 estados básicos empleando los límites de Atterberg.

Sólido, semisólido, plástico y líquido.

Figura
N° 1
Límites de Atterberg



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica Braja. M. Das. (Página N°27)

Dichos límites se pueden definir de la siguiente manera:

Límite líquido (LL). -Es un contenido de humedad en porcentaje, que representa un suelo cuando a los 25 golpes del aparato de Casagrande, se cierra la abertura hecha con un ranurador que se encuentra normalizado.

Límite plástico (LP). -Es el contenido de humedad en porcentaje, con el cual el suelo, al ser enrollado en rollitos de 3mm empieza a producir grietas y desmoronamientos.

Índice de plasticidad (IP). -Es la diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico, el cual indica el margen de humedades dentro del cual el suelo se comporta plásticamente.

$$IP = LL - LP$$

Índice de consistencia (IC). -También llamada consistencia relativa, con el índice de consistencia puede evaluarse la consistencia actual que presenta el suelo en base al límite líquido, índice de plasticidad y el contenido de humedad actual que presente el suelo, que es:

$$I_c = \frac{LL - w}{IP}$$

En general un esfuerzo de corte de un suelo crece a medida que IC varía de 0 a 1.

0,00 < CR < 0,25 - Suelo muy blando

0,25 < CR < 0,50 - Suelo blando

0,50 < CR < 0,75 - Suelo de consistencia media

0,75 < CR <1,00 - Suelo de consistencia rígida

2.2.1.2.3. Clasificación de suelos

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril, actualmente se tiene dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos estos son el Sistema de Clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

2.2.1.2.3.1. Sistema de clasificación unificado USCS

Está basado en la determinación en laboratorio de la distribución del tamaño de partículas, el límite líquido y el índice de plasticidad. Este sistema de clasificación también se basa en la gráfica de plasticidad.

Este sistema de clasificación, clasifica a los suelos en dos amplias categorías:

1. Suelos de grano grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50% pasando por la malla No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G o S.

G significa grava o suelo gravoso y S significa arena o suelo arenoso.

2. Los suelos de grano fino con 50% o más pasando por la malla No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M, que significa limo inorgánico, C para arcilla inorgánica u O para limos y arcillas orgánicos. El símbolo Pt se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos son también usados para la clasificación:

- ❖ W: bien graduado
- ❖ P: mal graduado
- ❖ L: baja plasticidad (límite líquido menor que 50)
- ❖ H: alta plasticidad (límite líquido mayor que 50)

2.3. DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico del proyecto fue realizado por los técnicos del Gobierno Autónomo Municipal de Uriondo.

2.4. DISEÑO ESTRUCTURAL

En esta sección se detallan las definiciones de los materiales y los métodos a utilizar para realizar los cálculos de los elementos estructurales para el diseño del proyecto.

Se seguirán las recomendaciones de la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 para garantizar los resultados obtenidos.

2.4.1. Hormigón Armado

El hormigón en masa presenta una buena resistencia a compresión, pero ofrece muy escasa resistencia a tracción, por lo que resulta inadecuado para piezas que tengan que trabajar a flexión o tracción. Pero si se refuerza al hormigón en masa disponiendo barras de acero en las zonas de tracción, el material resultante, llamado hormigón armado, está en condiciones de resistir los distintos esfuerzos que se presentan en las construcciones.

El hormigón armado presenta, como ventaja indiscutible frente a los demás materiales su cualidad de formáceo, es decir, de adaptarse a cualquier forma de acuerdo con el molde o encofrado que lo contiene.

El empleo de hormigón armado resulta económico y casi siempre competitivo con el del acero en perfiles, ofreciendo sobre estos la ventaja de su mayor monolitismo y continuidad.

Sin embargo, comparado con las estructuras metálicas, tiene el inconveniente de conducir a mayores dimensiones y pesos, así como de una menor rapidez de construcción, salvo en casos de construcciones prefabricadas o industrializadas.

2.4.1.1. Características del hormigón

2.4.1.1.1. Resistencia característica del hormigón

La resistencia a compresión simple es la característica mecánica más importante de un hormigón, se define como resistencia característica f_{ck} del hormigón aquel valor que presenta un grado de confianza del 95%, es decir, que existe la probabilidad de 0.95 de que se presenten valores individuales de resistencias de probetas más altos que f_{ck} . La resistencia característica del hormigón también se denomina resistencia especificada.

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

H12,5; H15; H17,5; H20; H25; H30; H35; H40; H45; H50; H55 [Mpa]

Los tipos H12,5 a H25, se emplean, generalmente, en estructuras de edificación.

2.4.1.1.2. Resistencia mínima del hormigón en función del tipo de acero

A fin de no usar aceros de resistencia muy alta con hormigones de baja resistencia, la resistencia de proyecto del hormigón f_{ck} , no será menor que la indicada en la tabla siguiente, en función del tipo de acero.

Cuadro N° 1

Resistencia mínima del hormigón en función del tipo de acero

Tipo de acero	Solicitación	Valor mínimo de la resistencia de proyecto del hormigón a los 28 días, f_{ck} , en MPa	Tipo de hormigón
AH 215 L	Estática	12,5	H 12,5
AH 400	Estática	15	H 15
	Dinámica	20	H 20
AH 500	Estática	17,5	H 17,5
	Dinámica	20	H 20
AH 600	Estática	20	H 20
	Dinámica	20	H 20

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página N°30)

2.4.1.1.3. Resistencia de calculo

Se considerará como resistencias de cálculo, o de diseño del hormigón (en compresión f_{cd} o en tracción $f_{ct,d}$), el valor de la resistencia característica de proyecto correspondiente, 34 dividido por un coeficiente de minoración γ_c , que adopta los valores indicados en el cuadro N°8.

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

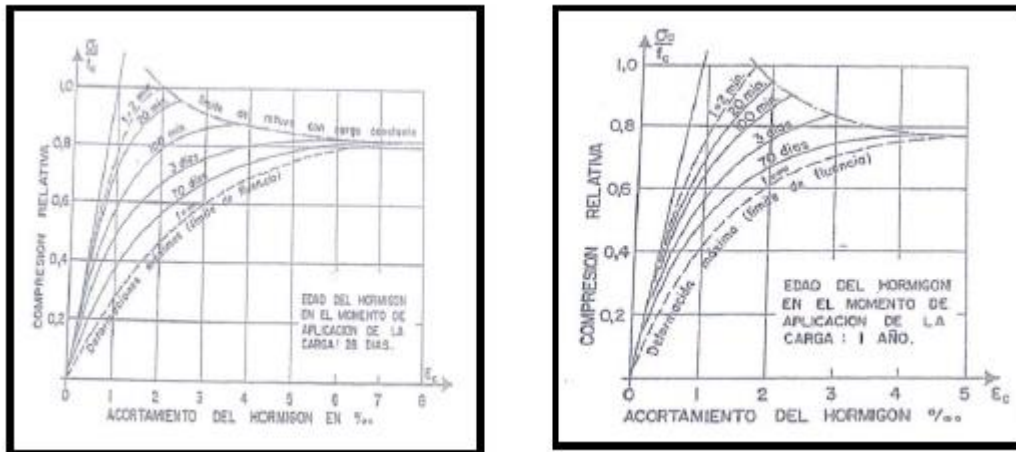
2.4.1.1.4. Diagrama real tensión deformación

El diagrama real, tensión-deformación presenta formas generales del tipo esquemáticamente mostrando en la figura N°2:

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

Figura N° 2

Diagrama real tensión deformación



Fuente: Hormigón Armado Jiménez Montoya (Página 106)

Dada la dificultad de la determinación del diagrama real, tensión deformación del hormigón, a nivel de valores de cálculo, en la práctica se utilizan los diagramas simplificados.

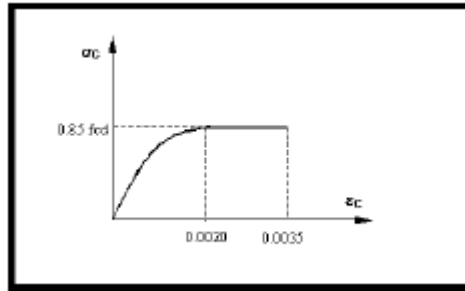
2.4.1.1.5. Diagrama de cálculo tensión deformación

Para el cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales en los estados límites últimos y de acuerdo al grado de precisión requerido y según la naturaleza de los problemas de que se trate, se puede adoptar uno de los diagramas convencionales siguientes.

a) Diagrama parábola-rectángulo

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

Figura N° 3
Diagrama parábola-rectángulo

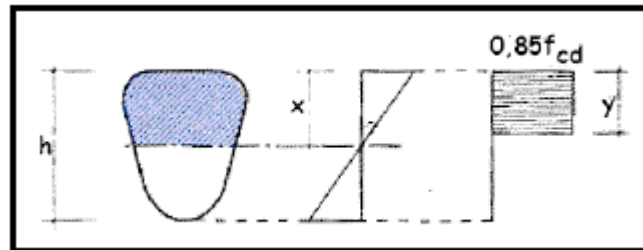


Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 32)

b) Diagrama rectangular

Formado por un rectángulo de anchura $0.85 \cdot f_{cd}$ y una altura “ $y = 0,8 \cdot x$ ” en la zona comprimida siendo x la profundidad del eje neutro ($f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$)

Figura N° 4
Diagrama rectangular



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 32)

2.4.1.1.6. Módulos de deformación longitudinal del hormigón

No siendo el hormigón un cuerpo elástico, no cabe, en rigor, hablar de módulo de elasticidad, sino de módulo de deformación longitudinal, el cual no tiene un valor constante en el diagrama esfuerzo deformación, dada la curvatura del mismo.

a) Modulo tangente, también llamado módulo de elasticidad, cuyo valor es variable en cada punto y viene medido por la inclinación de la tangente a la curva en dicho punto.

b) Modulo secante, también llamado módulo de deformación, cuyo valor es variable en cada punto y viene medido por la inclinación de la recta que une el origen con dicho punto.

c) Modulo inicial, también llamado módulo de elasticidad en el origen, que corresponde a tensión nula, en cuyo caso coinciden el módulo tangente y el secante, viene medido por la inclinación de la tangente a la curva en el origen.

Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial E_0 del hormigón, a la edad de “j” días, puede tomarse igual a:

$$E_{0j} = 6640\sqrt{f_j} \text{ [Mpa]}$$

Dónde:

f_j : resistencia característica a compresión del hormigón a “j” días de edad.

2.4.1.1.7. Retracción

Es el fenómeno que produce una reducción del volumen de la pieza de hormigón a lo largo del tiempo, por la pérdida paulatina del agua en el hormigón. La retracción es una deformación impuesta que provoca tensiones de tracción y por ende fisuras en los elementos, cuando se encuentra impedido el libre acortamiento del hormigón.

En general, como valor de la retracción para elementos de hormigón armado, y en condiciones medias, puede admitirse 0,25 mm por metro.

Para una evaluación más precisa del valor de la retracción, habrían de tenerse en cuenta las diversas variables que influyen en el fenómeno, en especial; el grado de humedad del ambiente, el espesor o menor dimensión de la pieza, la composición del hormigón, la cuantía de armaduras y el tiempo transcurrido desde la ejecución, que marca la duración del fenómeno. Por lo que para la determinación el valor de la retracción se puede emplear las siguientes formulas empíricas:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_1 * \varepsilon_2 * \beta_t \quad e = \alpha * \frac{2*A}{\mu} \quad \varepsilon_2 = 0.70 * \frac{e+16}{e+18} \quad \varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_t}{1+n*\rho}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad \rho = \frac{A_s}{A_c}$$

Dónde:

ε_t : Retracción del hormigón en masa.

ε_{st} : Retracción del hormigón armado.

ϵ_1 : Coeficiente que depende del medio ambiente donde va a ser ejecutada la obra, para obtener su valor véase el cuadro N°2.

ϵ_2 : Coeficiente que depende del espesor ficticio de la pieza.

β_t : Coeficiente que refleja la evolución en el tiempo, el cual se obtiene de la figura N°5.

μ : Perímetro de la sección transversal que está en contacto con la atmosfera.

A: Área de la sección transversal del elemento.

A_s : Área de acero.

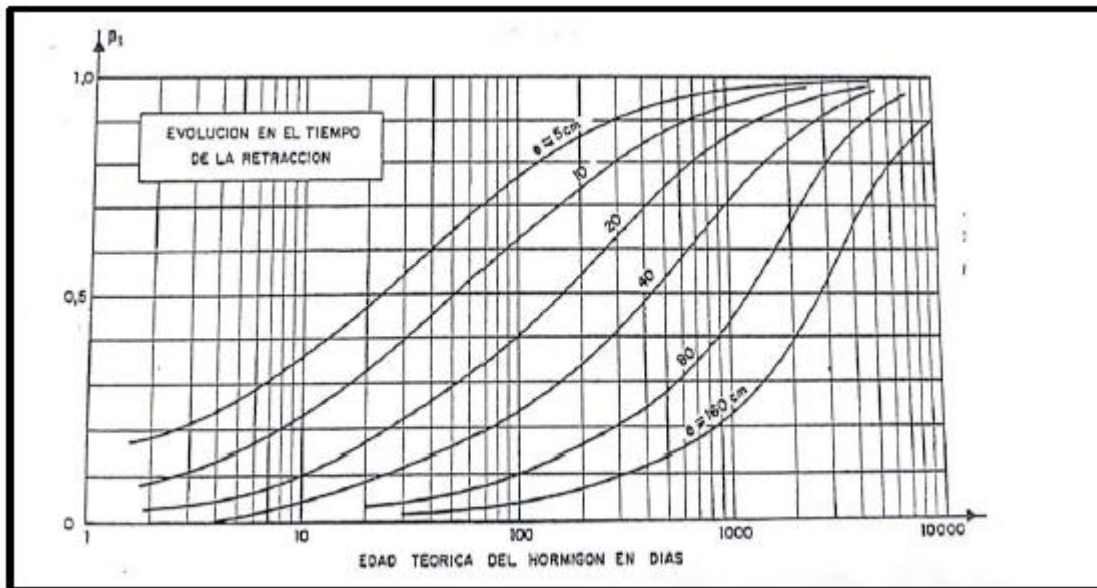
A_c : Área de concreto.

Cuadro N° 2
Valor medio de ϵ_1 y del coeficiente α

Ambiente	Humedad relativa aproximada, en %	ϵ_{01}	α
<i>En el agua</i>	100	$+ 10 \times 10^{-5}$	30
<i>En atmósfera muy húmeda</i>	90	$- 13 \times 10^{-5}$	5
<i>En ambiente medio</i>	70	$- 32 \times 10^{-5}$	1,5
<i>En atmósfera muy seca</i>	40	$- 52 \times 10^{-5}$	1,0

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 37)

Figura N° 5
Evolución de la retracción en el tiempo



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 36)

2.4.1.1.8. Fluencia

La fluencia del hormigón depende, principalmente del grado de humedad ambiente en que se encuentre la pieza, del espesor de esta o menor dimensión de esta, y de la composición del hormigón, influye también la edad del hormigón en el momento de la puesta en carga y naturalmente el tiempo trascurrido desde ese momento en que se evalúa la fluencia.

La deformación total del hormigón ε_{ct} es la suma de la deformación elástica instantánea ε_{ci} más la deformación por fluencia ε_{ct} , la cual es a su vez la suma de la deformación elástica diferida más la plástica diferida, para su determinación podemos emplear las siguientes formulas empíricas:

$$\varepsilon_{ct} = \frac{\sigma_o}{E_{cm}} * (1 + \varphi) \quad \varphi = 0.40 * \beta_{t-j} + \varphi_1 * \varphi_2 * (\beta_t - \beta_j)$$

$$\varphi_2 = 1.12 * \frac{e+31}{e+17} \quad e = \alpha * \frac{2*A}{\mu}$$

Dónde:

ε_{ct} : Deformación por fluencia de un elemento de hormigón armado.

φ : Coeficiente de fluencia en tensión.

φ_1 : Coeficiente que depende del medio ambiente se obtiene del cuadro N°3.

φ_2 : Coeficiente que depende del espesor ficticio de la pieza e.

β_t y β_j : Coeficientes que refleja la evolución en el tiempo de la deformación plástica diferida, los cuales se obtienen de la figura N °6.

$\beta_t - \beta_j$: Coeficientes que refleja la evolución en el tiempo de la deformación elástica diferida, en función de la duración t-j en días, del efecto de la fluencia, los cuales se obtienen de la figura N °7.

Cuadro N° 3

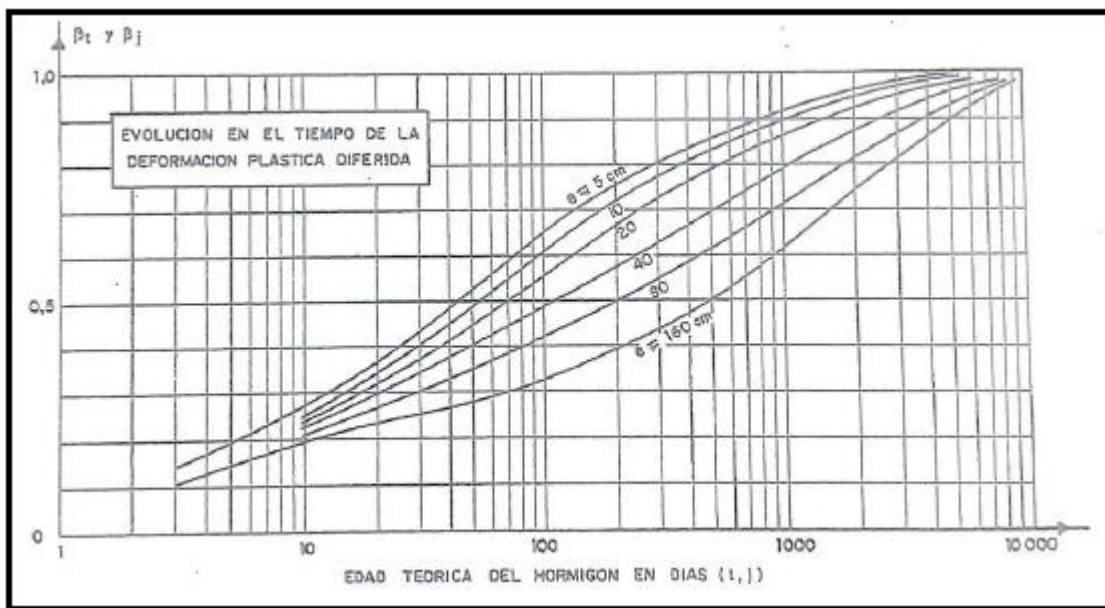
Valores de los coeficientes ϕ_1 y α

Ambiente	Humedad relativa aproximada en %	ϕ_{01}	α
<i>En el agua</i>	100	0,8	30
<i>En atmósfera muy húmeda</i>	90	1,0	5
<i>En ambiente medio</i>	70	2,0	1,5
<i>En atmósfera muy seca</i>	40	3,0	1,0

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 40)

Figura N° 6

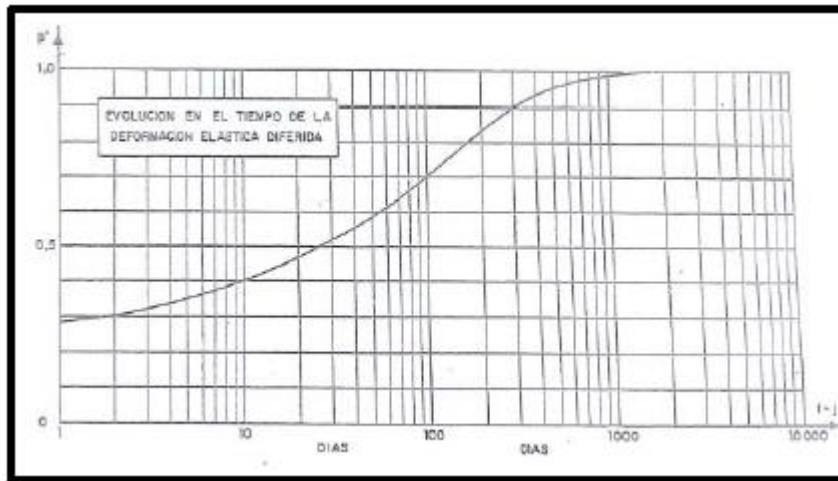
Evolución en el tiempo de la deformación plástica diferida



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 39)

Figura N° 7

Evolución en el tiempo de la deformación plástica diferida



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 40)

2.4.1.2. Características del acero

2.4.1.2.1. Resistencia característica

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

2.4.1.2.2. Resistencia de cálculo

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

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

f_{yk} = límite elástico del proyecto

γ_s = coeficiente de minoración de resistencia del acero, definido en el cuadro N°8.

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

2.4.1.2.3. Diagramas tensión deformación

La tensión en cualquier armadura se obtiene a partir de la deformación de la fibra correspondiente, mediante el diagrama tensión deformación de cálculo del acero empleado.

Los diagramas tensión deformación de cálculo de los aceros se obtiene a partir de los correspondientes diagramas característicos, mediante una afinidad efectuada paralelamente a

la recta de Hooke, de razón $1/\gamma_s$. Como módulo de deformación longitudinal se admite el valor de $E_s=210.00$ Mpa

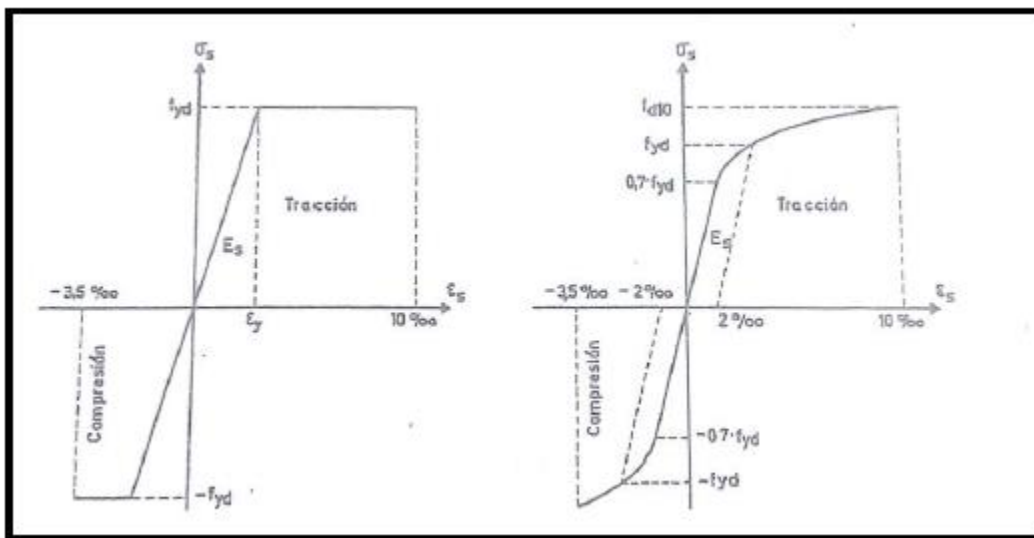
Para los aceros de dureza natural, se admite un diagrama birrectilíneo, formado por la recta de Hooke y un segmento horizontal cuya ordenada corresponde al límite característico f_{yk} .

El alargamiento en el acero se limita al valor del 10 por 1.000 para tener en cuenta que, en vigas con pequeñas cuantías, el estado último de agotamiento se origina como consecuencia de una deformación plástica excesiva en sus armaduras.

Para las armaduras comprimidas se admite un diagrama análogo al correspondiente al de tracción, limitando el acortamiento al valor de 3.5 por 1.000.

Figura N° 8

Diagrama tensión deformación Acero de dureza natural – Acero deformado en frio



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 41)

2.4.1.2.4. Módulo de deformación longitudinal

Para todas las armaduras tratadas en la presente norma, como módulo de deformación longitudinal, se tomará:

$$E_s = 210\,000 \text{ Mpa}$$

2.4.1.3. Adherencia de las armaduras

La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos que son: 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.

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, con lo que, al fisurarse sobrevendría bruscamente la rotura.

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

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

Dónde:

τ_{bd} = resistencia de cálculo para adherencia

Esta condición debe comprobarse en todos los elementos sometidos a punzonamiento (placas y cimentaciones) y en los demás elementos que lleven barras de diámetro superior a 25 mm.

2.4.1.4. Preparación de las armaduras

2.4.1.4.1. Doblado de armaduras

Las armaduras se doblarán ajustándose a los planos e instrucciones del proyecto. En general, esta operación se realizará en frío y velocidad moderada, por medios mecánicos.

En las piezas de hormigón armado las armaduras deben doblarse con un radio amplio para no provocar concentraciones de tensiones en el hormigón que serían perjudiciales.

A continuación, se recomiendan los radios mínimos de curvatura tanto para ganchos y estribos como para la armadura principal.

Cuadro N° 4

Radios de curvatura mínimos para ganchos y estribos

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

Fuente: Apuntes de la materia Hormigón Armado I U.A.J.M.S

1.-En el caso de estribos con $\phi < 10 \text{ mm}$ los radios de curvatura internos podrían ser adoptados igual a 1.5ϕ cualquiera sea el acero.

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

Cuadro N° 5

Radios de curvatura mínimos para la armadura principal

Acero	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
Radio mínimo	5ϕ	6ϕ	6ϕ	7.5ϕ	9ϕ

Fuente: Apuntes de la materia Hormigón Armado I U.A.J.M.S

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

-2 capas de hierro doblado, se debe aumentar un 50%.

-3 capas de hierro doblado, se debe aumentar un 100%.

2.4.1.4.2. Distancia entre armaduras principales

La disposición de armaduras debe ser tal que permita un correcto hormigonado de la pieza de manera que todas las barras queden perfectamente envueltas por el hormigón, teniendo en cuenta en su caso las limitaciones que pueda imponer el empleo de vibradores internos.

a) La distancia horizontal libre o espaciamiento entre dos (2) barras aisladas consecutivas, será igual o superior al mayor de los tres (3) valores siguientes.

- 2 cm

- el diámetro de la mayor

- 1.2 veces el tamaño máximo del agregado

b) La distancia vertical libre o espaciamiento entre dos (2) barras aisladas consecutivas cumplirá las dos (2) primeras condiciones del párrafo anterior.

c) Como norma general, se podrán colocar en contacto dos (2) o tres (3) barras de la armadura principal, siempre que sean corrugadas.

d) Cuando se trate de piezas comprimidas hormigonadas en posición vertical y cuyas dimensiones sean tales que no hagan necesario disponer empalmes en las armaduras, podrán colocarse hasta cuatro (4) barras corrugadas en contacto.

2.4.1.4.3. Distancia a los paramentos

Se denomina recubrimiento de una barra a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo a la pieza con el objeto de proteger a las armaduras tanto de la corrosión como de la posible acción del fuego.

Cuando se trate de armaduras principales, el recubrimiento o distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una barra y el paramento más próximo de la pieza, será igual o superior al diámetro de dicha barra o a los seis quintos (6/5) del tamaño máximo del árido.

A continuación, se muestra el cuadro N°6 correspondiente a los recubrimientos según el tipo de elemento estructural.

Cuadro N° 6
Recubrimientos mínimos

Para losas y paredes en el interior de los edificios	1.0cm
Para losas y paredes al aire libre	1.5cm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1.5cm
Para vigas y pilares al aire libre	2.0cm
Para piezas en contacto con el suelo	3.0cm
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4.0cm

Fuente: Apuntes de la materia Hormigón Armado II U.A.J.M.S

2.4.1.4.4. Anclaje de armaduras

Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión de esfuerzos en el hormigón sin peligro para este, en general se efectúan mediante alguna de las siguientes disposiciones:

- Por prolongación recta
- Por gancho o patilla

- Por armaduras transversales soldadas (caso de mallas)
- 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 al hormigonado, del esfuerzo en la armadura y de la forma del dispositivo de anclaje

Es aconsejable disponer los anclajes en las zonas que el hormigón no esté sometido a fuertes tracciones.

$$l_{b1} \geq \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}}$$

l_{b1} : Longitud de anclaje mínima necesaria para la transmisión de esfuerzos al hormigón.

\emptyset : Diámetro de la armadura de acero.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura.

τ_{bu} : Tensión de adherencia

Dónde:

$\tau_{bu} = 0.4 * \sqrt{f_{cd}} \cdot 23$ [Mpa] Valido solo para aceros corrugados

En caso de estar trabajando en una región de mala adherencia se debe disminuir la tensión de adherencia multiplicándola por un factor igual a 2/3.

Para el cálculo de la longitud de anclaje cuando se tenga que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo se emplea la siguiente formula:

$$l_b = l_{b1} * \frac{As_{Calculada}}{As_{Real}} \quad l_b \geq \begin{cases} 0.30l_{b1} \\ 10\emptyset \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

En el caso de que se tengan barras juntas, los valores de la longitud de anclaje deben de ser mayoradas de la siguiente manera:

-Para 2 barras juntas, en un 20%.

-Para 3 barras juntas o más, en un 33 %.

2.4.1.4.5. Empalme de las armaduras

Los empalmes son utilizados para transferir los esfuerzos de una barra a otra por medio del anclaje en el hormigón. Los empalmes de las barras pueden efectuarse mediante traslape, por soldadura o por manguito, siendo el caso más común en nuestro país el empalme por traslape.

2.4.1.4.5.1. Empalme por traslape

El empalme por traslape no puede ser utilizado para barras de diámetro superior a 25mm ni en piezas que trabajen como tirantes, el tamaño del empalme es igual al largo del anclaje corregido por un coeficiente ψ que lleva en cuenta la cantidad de las barras traccionadas empalmadas en la región.

a) Para empalmes sin ganchos

$$l_v = \psi * l_b$$

b) Para empalmes con ganchos

$$l_v = \psi * l_b - 10\emptyset$$

$$l_v \geq \begin{cases} 20\text{cm} \\ 10\emptyset \\ 0.5l_{b1} \end{cases}$$

Cuadro N° 7

Valores de ψ

Distancia transversal "a" entre los dos (2) empalmes más próximos	Porcentaje de barras traslapadas trabajando a tracción, con relación a la selección total de acero					Barras traslapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20 %	25 %	33 %	50 %	> 50 %	
$\leq 10 \emptyset$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$> 10 \emptyset$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 228)

2.4.1.5. Coeficientes de seguridad

Para la realización de cálculos para los elementos de hormigón armado, se utilizarán coeficientes de minoración de resistencia de los materiales y coeficientes de mayoración de las cargas y acciones en general.

2.4.1.5.1. Estados límites últimos

Los coeficientes de minoración de resistencia de los materiales en estados límites últimos, que recomienda la Norma Boliviana del Hormigón, son:

Cuadro N° 8**Coefficientes de minoración de resistencias de los materiales**

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0,10

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 51)

Cuadro N° 9**Coefficientes de mayoración de cargas**

Coefficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f = 1.6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso	- 0,10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	- 0,10
		Medios	0
		Muy importantes	+ 0,20

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 51)

2.4.1.6. Hipótesis de cargas más desfavorables

Las distintas comprobaciones a realizar, se deben efectuar para la hipótesis de carga más desfavorable, es decir, para aquella combinación de acciones tales que, siendo compatible su actuación simultánea, produzcan los efectos más adversos en relación con cada uno de los estados límites.

Se utilizarán las siguientes hipótesis de carga:

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

Hipótesis II:
$$0.90 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q) + 0.90 \gamma_{fg} \cdot W$$

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.

γ_{fq} = Coeficiente de ponderación de las cargas variables.

γ_f = Coeficiente de ponderación que lo define el proyectista de acuerdo a su criterio.

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.

$\gamma_{fg} = 1,60$, 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.

En los siguientes cuadros se recomiendan las cargas permanentes y accidentales, en diferentes casos:

Cuadro N° 10
Cargas permanentes

Materiales		Peso Específico (KN/m3)
Rocas	Mármol y calcáreo	28
Bloques artificiales	Bloques de mortero	22
	Losetas cerámicas	18
	Ladrillos con huecos	13
	Ladrillos macizos	18
	Teja colonial (Tarija)	0.5
Revoques y hormigones	Argamasa de cal arena y cemento	19
	Argamasa de arena y cemento	21
	Argamasa de yeso	12.5
	Hormigón simple	24
	Hormigón armado	25
Diversos	Alquitrán	12
	Asfalto	13
	Vidrio plano	26

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Cuadro N° 11

Cargas accidentales

Lugar		Carga
Voladizo, balcones	Vertical en su borde Horizontal en el pasamanos	2 KN/m 0.80 KN/m
Edificaciones Residenciales	Dormitorios, salas, cocinas Lavamanos, etc.	1.5 - 2 KN/m ²
Escaleras	Con acceso al publico	4 KN/ m ²
	Sin acceso al publico	3.0KN/ m ²
Colegios	Sala de clases	3 KN/ m ²
	Otras salas	2 KN/ m ²
Hospitales		2-3KN/ m ²
Terrazas	Sin acceso al publico	2 KN/ m ²
	Con acceso al publico	3 KN/ m ²

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

2.4.2. Estructura de sustentación de cubierta y entrepisos

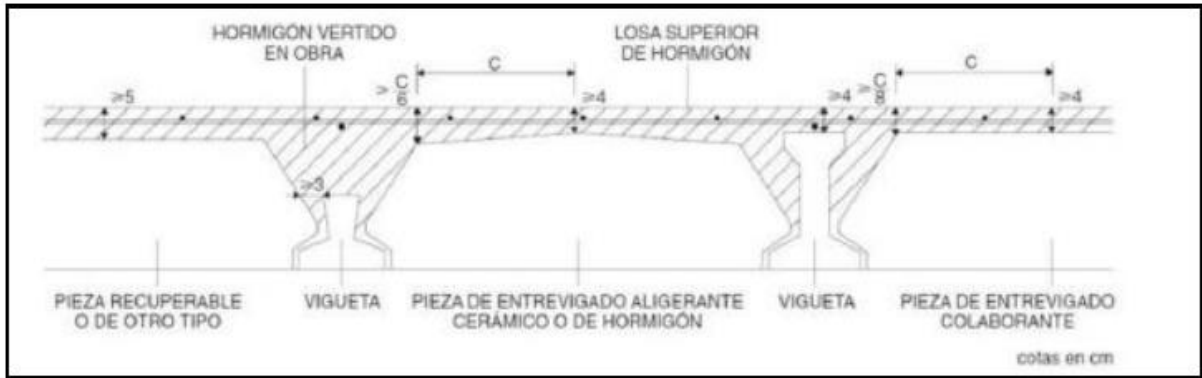
Losas de viguetas semi-resistentes

Forjado parcialmente prefabricados, constituidos como piezas compuestas de vigueta prefabricadas y de una parte hormigonada in situ, con la sección aligerada con poliestireno expandido, básicamente las viguetas son de hormigón pretensado.

En este tipo de forjados de viguetas semi-resistentes, hasta el endurecimiento in situ, la pieza prefabricada debe resistir el peso propio del forjado más las eventuales sobrecargas de construcción.

Figura N° 9

Forjado unidireccional de viguetas pretensadas



Fuente: Introducción a los forjados Francisco de Borja Varona Moya (Página 16)

Determinación del canto del forjado

Se lo realiza empleando el cuadro N°12, según la condición de apoyos y cargas actuantes en el forjado.

Cuadro N° 12

Valores de la relación canto/luz para los cuales no es necesario comprobar la flecha

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
<i>Tramos simplemente apoyados</i>	1/24	1/20	1/18	1/14
<i>Vanos extremos de tramos continuos</i>	1/28	1/24	1/20	1/18
<i>Vanos internos de tramos continuos</i>	1/32	1/28	1/24	1/20
<i>Voladizos</i>	1/16	1/14	1/12	1/10

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 198)

Siendo:

Caso 1: forjados que no han de soportar tabiques ni muros.

Caso 2: forjados que han de soportar tabiques o muros construidos con mortero de yeso.

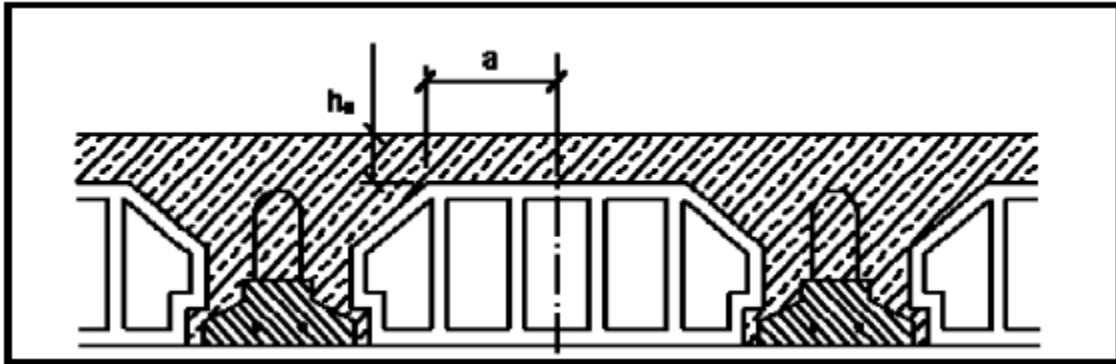
Caso 3: forjados que han de soportar tabiques o muros construidos con mortero de cal.

Caso 4: forjados que han de soportar tabiques o muros construidos con mortero de cemento.

Determinación del espesor de la capa de compresión "ho"

Este no debe de ser inferior a 3cm ni a "a/6" siendo "a" la distancia del punto considerado al centro de la pieza, véase la figura N°10.

Figura N° 10
Detalles de forjado



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 195)

Determinación de la armadura de reparto.

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

La armadura de reparto está constituida por barras separadas como máximo 30 cm.

El área de la sección de armadura requerida en función del tipo de acero y del espesor “ho”, de la losa de hormigón en el centro, es la indicada en el cuadro N°13.

Cuadro N° 13

Áreas de sección de armadura de reparto

Espesor de la losa de hormigón h_o , en cm	Área de la sección de armadura de reparto A_s , en cm^2/m , con acero del tipo			
	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
≤ 4	1,00	0,52	0,44	0,37
6	1,50	0,79	0,66	0,55
8	2,00	1,05	0,88	0,73
10	2,50	1,31	1,10	0,90

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 197)

Determinación de la armadura de negativos

Se lo realiza de la manera clásica, asimilándolo a una viga de un ancho “ $b_w=100cm$ ”, véase el diseño de vigas en el punto 2.4.4.

2.4.3. Columnas

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

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

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

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

2.4.3.1. Excentricidad de cálculo

La norma toma una excentricidad mínima ficticia, en dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores, $h/20$ y 2cm siendo h el canto en la dirección considerada. Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los dos planos principales.

2.4.3.2. Disposición relativa de las armaduras

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

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

2.4.3.2.1. Armaduras longitudinales

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

a) La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar 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 2cm, que el diámetro de la mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.

2.4.3.2.2. Cuantías límites

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

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

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

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

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

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

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

Donde:

A_c= El área de la sección bruta de hormigón

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

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

N_d=Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd}=Resistencia de cálculo del hormigón.

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

2.4.3.3. Armadura transversal

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, ya que los esfuerzos

cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón.

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

$$S \leq b_e$$

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

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

$$S \leq 15\phi$$

Donde:

ϕ = El diámetro de la barra longitudinal más delgada

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

El diámetro de los estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso será menor de 6mm.¹

2.4.3.4. Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado

2.4.3.4.1. Ideas previas

En las piezas comprimidas esbeltas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura al calcular los esfuerzos. Jiménez Montoya nos dice” por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga), aparecen momentos de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma”.

2.4.3.4.2. Longitud de pandeo

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario.²

La longitud de pandeo ℓ_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en el cuadro N°14 en función de la sustentación de la pieza.³

Cuadro N° 14

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

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

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (página 84)

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

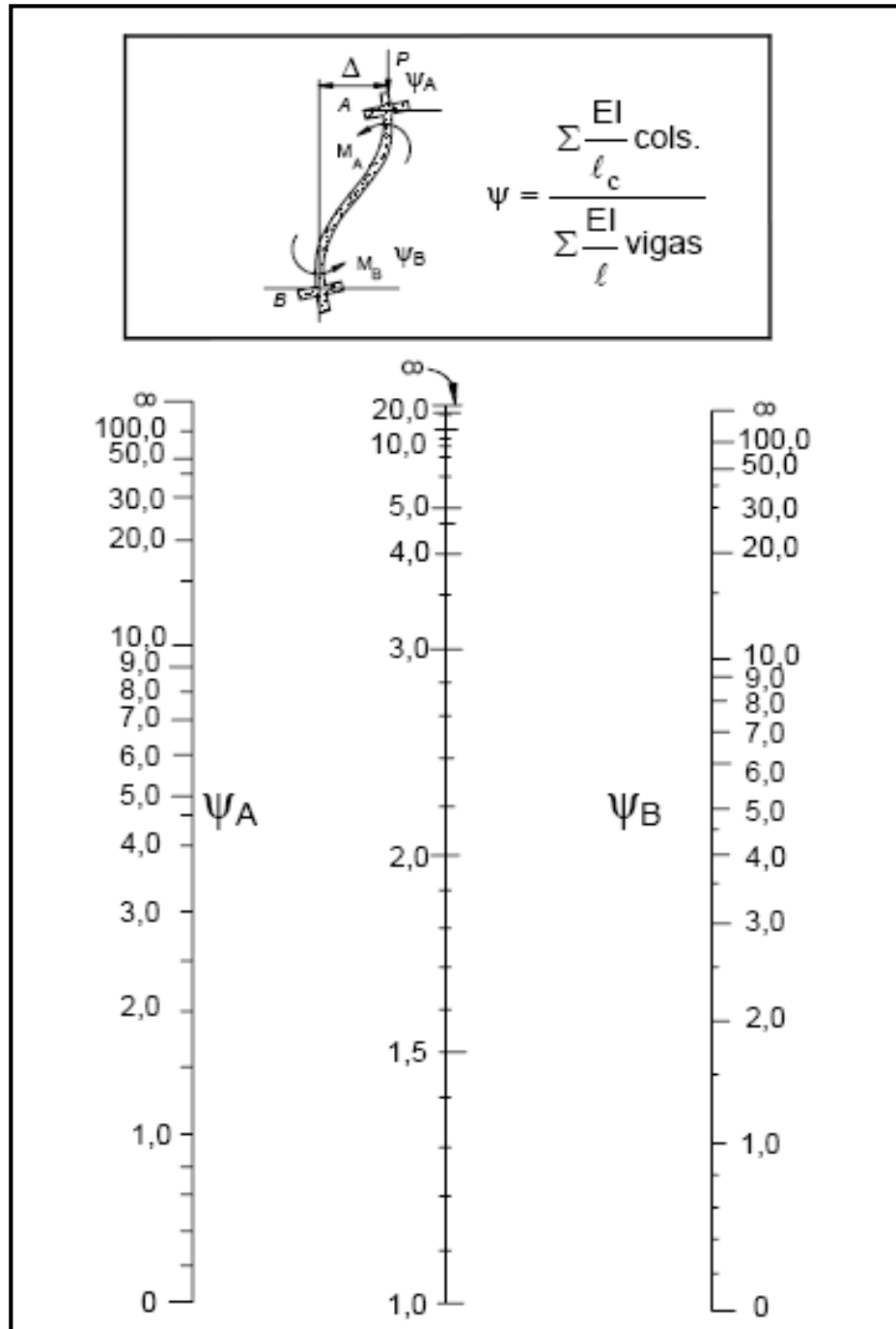
Jiménez Montoya según” la longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede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

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

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

Cuadro N° 15

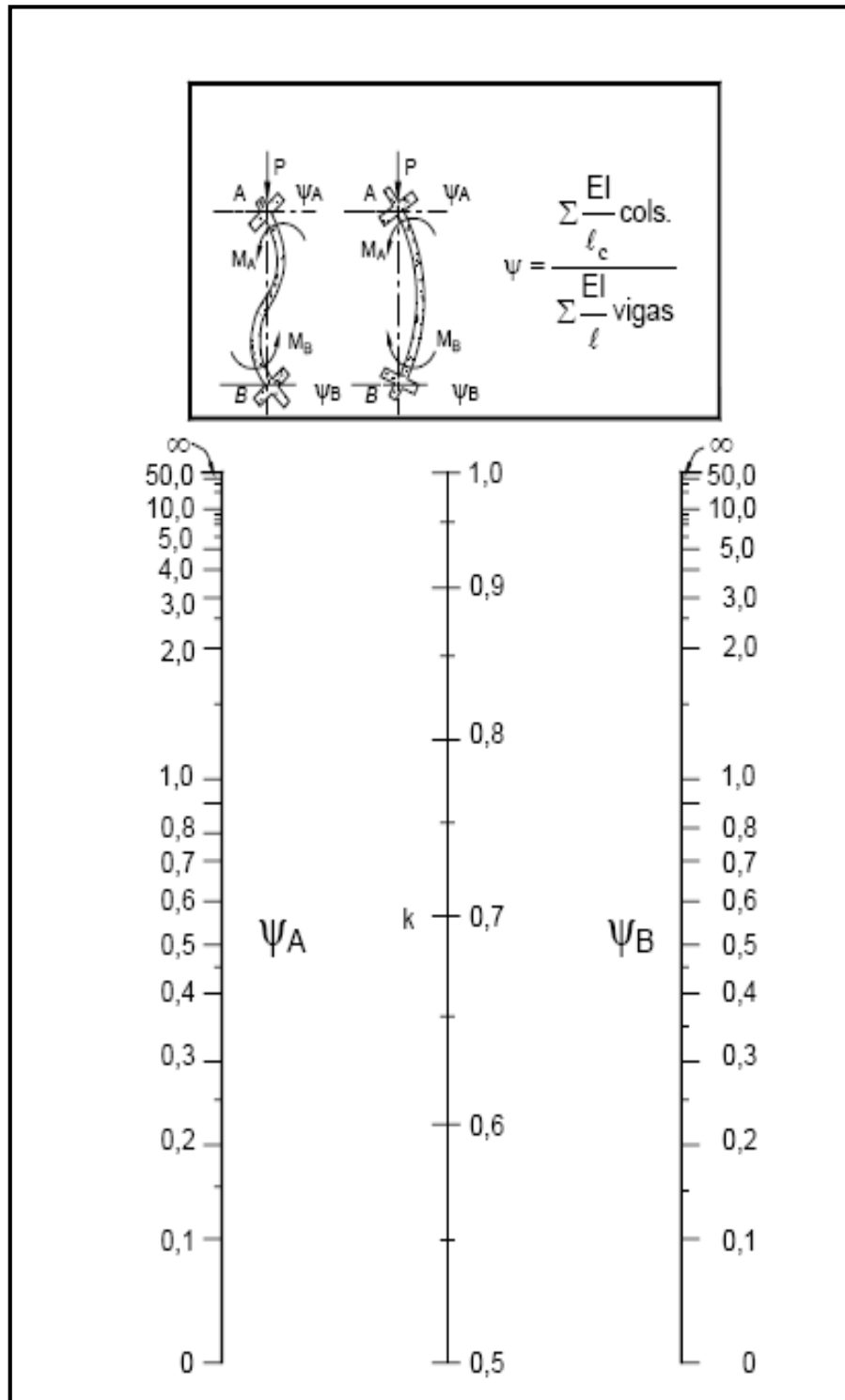
Pórticos traslacionales (para obtener el valor de k)



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (página 84)

Cuadro N° 16

Pórticos intraslacionales (para obtener el valor de k)



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (página 84)

2.4.3.4.3. 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 $\lambda = \ell_o/i$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i , de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $i = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.

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

Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.

Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda_o < 29$), puede aplicarse el método aproximado.

Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_o < 58$), debe aplicarse el método general. para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.

No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_o > 58$).

2.4.3.5. Flexión compuesta

En una sección de forma cualquiera, pero con un eje de simetría y con una armadura a tracción y otra a compresión trabajando en un estado de deflexión compuesta sometido a un momento flector y a un esfuerzo normal.

2.4.3.5.1. Sección rectangular con armadura simétrica

En la multitud de elementos resulta aconsejable el armado con barras del mismo diámetro dispuestas simétricamente. Tal es el caso de pilares de edificación, que, se encuentren, bien en la misma sección o a lo largo de la altura, actúan momentos flectores de diferente signo, y en los que, en todo caso, el armado asimétrico exigiría un control de obra especial para evitar errores en la colocación de las armaduras. Para el dimensionamiento y la comprobación de este tipo de secciones, existe un procedimiento sencillo y práctico, que se expone a continuación.

Ábacos adimensionales en roseta. - Los diagramas de interacción adimensionales en flexión recta son los mismos para el cálculo de las piezas de hormigón armado sometidas a flexión esviada. Al variar la cuantía, se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, Ma, Mb). Estas superficies, pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos $N = \text{cte}$. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta). Si además se preparan en forma adimensional llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v, μ_a, μ_b), son válidos para una sección rectangular; cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón. El dimensionamiento de una sección es inmediato, si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar en el sector correspondiente al valor de v , con los valores de μ_a, μ_b para obtener la cuantía mecánica total necesaria w .

Proceso de cálculo:

Se requiere de los siguientes datos básicos:

a, b = Dimensiones de la sección de la columna.

M_{ad} = Momentos flectores de cálculo en la dirección a (se toma en valor absoluto).

M_{bd} = Momentos flectores de cálculo en la dirección b (se toma en valor absoluto).

N_d = Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

Determinar la capacidad mecánica del hormigón "Uc":

$$U_c = f_{cd} \cdot a \cdot b$$

Determinar los esfuerzos y momentos reducidos:

$$v = \frac{N_d}{U_c} \quad \mu_a = \frac{M_{ad}}{U_c \cdot a} \quad \mu_b = \frac{M_{bd}}{U_c \cdot b}$$

Determinar la cuantía mecánica w :

Al momento reducido mayor se le llama μ_1 , y al menor μ_2 . Con los valores de estos momentos reducidos y definiendo la distribución de la armadura para los pilares, se entra a los diagramas de interacción para determinar la cuantía mecánica w .

Si el valor de v no es redondo, se obtiene w por interpolación entre los resultados correspondientes.

Determinar la capacidad mecánica de la armadura total:

$$U_{\text{total}} = w \cdot U_c$$

Determinar la armadura total de acero:

$$A_{\text{total}} = \frac{U_{\text{total}}}{f_{yd}}$$

Comprobación de las columnas frente al pandeo:

Se debe verificar que las columnas cumplan la siguiente relación:

$$\frac{e_x}{e_{x\text{max}}} + \frac{e_y}{e_{y\text{max}}} \leq 1$$

La excentricidad total en la dirección X-X:

$$\frac{e_x}{e_{x\text{max}}} + \frac{e_y}{e_{y\text{max}}} \leq 1 \quad A_{\text{total}} = \frac{w \cdot h_x \cdot h_y \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$e_{x\text{max}} = \left(e_y + \frac{\beta \cdot h \cdot e_x}{b} \right) + e_{fx} + e_{ax}$$

$$e_x = \frac{M_y}{N} \quad E_{ax} = \frac{b}{20} \geq 2 \cdot \text{cm}$$

$$e_{fx} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \left(\frac{b + 20 \cdot e_x}{b + 10 \cdot e_x} \right) \cdot \frac{I_o \cdot 10^{-4}}{b}$$

La excentricidad total en la dirección Y - Y:

$$e_{y\text{max}} = \left(\frac{b \cdot e_y}{h} + \beta \cdot e_x \right) + e_{fy} + a_{ay}$$

$$e_y = \frac{M_x}{N} \quad e_{ay} = \frac{h}{20} \geq 2 \cdot \text{cm}$$

$$e_{fy} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \left(\frac{b + 20 \cdot e_y}{b + 10 \cdot e_y} \right) \cdot \frac{I_o \cdot 10^{-4}}{h}$$

Donde:

a, b = Es la dimensión de la pieza en la dirección del plano X y Y respectivamente.

l_o = Longitud de pandeo.

e_a = Excentricidad accidental en el plano que se analiza.

e_f = Excentricidad ficticia en el plano que se analiza.

β = Una constante cuyos valores están en función del axial reducido v .

Cuadro N° 17

Valores de la constante β

v	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	≥ 1
β	0.50	0.6	0.7	0.8	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.5	0.5

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

2.4.4. Vigas

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

Calculo de flexión simple

Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s que se obtiene del cuadro N° 9

$$M_d = M \cdot \gamma_s$$

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

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

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 cálculo del hormigón

Se calculará el valor μ_{lim} , se obtiene del cuadro N° 17

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

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

1) Con el valor del momento reducido se entra al cuadro N° 19 y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura

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

2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo

Donde:

ω = 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) Calcular la armadura mínima y el valor de μ se obtiene del cuadro N° 17

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

La ecuación que se muestra, solo es para secciones rectangulares

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

Quando el momento reducido es mayor que el momento mínimo

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

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

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

$$\int = r/d$$

$$W = \frac{\mu d - \mu_{dlim}}{1 - \int'}$$

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

Donde:

W_{lim} = Este valor se obtiene del cuadro N° 17

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

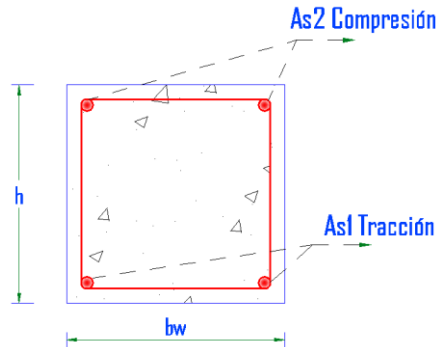
W_{s2} = Cuantía mecánica para la armadura a compresión

ξ = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico.

Figura N° 11

Viga de hormigón armado



Fuente: elaboración propia

2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

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

Dónde:

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) Calcular la armadura mínima, y el valor de μ se obtiene del cuadro N° 17

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

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

Cuadro N° 18

Valores limites

f_y (kp/cm ²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
f_{yd} (kp/cm ²)	1910	2090	3480	3650	4000	4350
ξ_{lim}	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
μ_{lim}	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
W_{lim}	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Cuadro N° 19
Cuantías geométricas mínimas

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

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Cuadro N° 20

Tabla universal para flexión simple o compuesta

ξ	μ	W	(W/Fyd).10 ³	
0.0891	0.03	0.0310		D
0.1042	0.04	0.0415		O
0.1181	0.05	0.0522		M
0.1312	0.06	0.0630		I
0.1438	0.07	0.0739		N
0.1561	0.08	0.0849		I
0.1667	0.0886	0.0945		O
0.1684	0.09	0.0960		
0.1810	0.10	0.1074		
0.1937	0.11	0.1189		2
0.2066	0.12	0.1306		D
0.2198	0.13	0.1426		O
0.2330	0.14	0.1546		M
0.2466	0.15	0.1669		I
0.2590	0.159	0.1782		N
0.2608	0.16	0.1795		I
0.2796	0.17	0.1924		O
0.2988	0.18	0.2056		
0.3183	0.19	0.2190		
0.3383	0.20	0.2328		3
0.3587	0.21	0.2468		D
0.3796	0.22	0.2612		O
0.4012	0.23	0.2761		M
0.4234	0.24	0.2913		I
0.4461	0.25	0.3069		N
0.4696	0.26	0.3232		I
0.4939	0.27	0.3398		O
0.5188	0.28	0.3570		
0.5450	0.29	0.3750		
0.5721	0.30	0.3937		4
0.6006	0.31	0.4133	0.0994	
0.6283	0.3193	0.4323	0.1007	
0.6305	0.32	0.4338	0.1114	
0.6476	0.3256	0.4456	0.1212	
0.6618	0.33	0.4554	0.1259	
0.6681	0.3319	0.4597	0.1343	
0.6788	0.3352	0.4671	0.1484	
0.6952	0.34	0.4783	0.1860	
0.7310	0.35	0.5030	0.2408	
0.7697	0.36	0.5296	0.2568	
0.7788	0.3623	0.5359	0.2854	
0.7935	0.3658	0.5460	0.3280	
0.8119	0.37		0.4931	
0.8597	0.38		0.9251	
0.9152	0.39		5.9911	
0.9848	0.40			

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

2.4.4.1. Esfuerzo cortante

El estudio del esfuerzo cortante en una pieza de hormigón armado que tendrá que ser tratada en un estado tridimensional, influye no solo la forma de sección, la esbeltez de la pieza, disposición de las armaduras transversales, longitudinales, la adherencia entre el acero y el hormigón, situaciones de las apoyadas, etc.

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

$$\tau = \frac{V \cdot m}{bl}$$

Donde:

τ =Esfuerzo cortante

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

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

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

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

2.4.4.2. Cálculo de la armadura Transversal

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

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

$$V_{cu} \geq V_d$$
$$V_{cu} = f_{vd} * bw * d$$
$$f_{vd} = 0.50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (kg/cm^2)$$

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

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

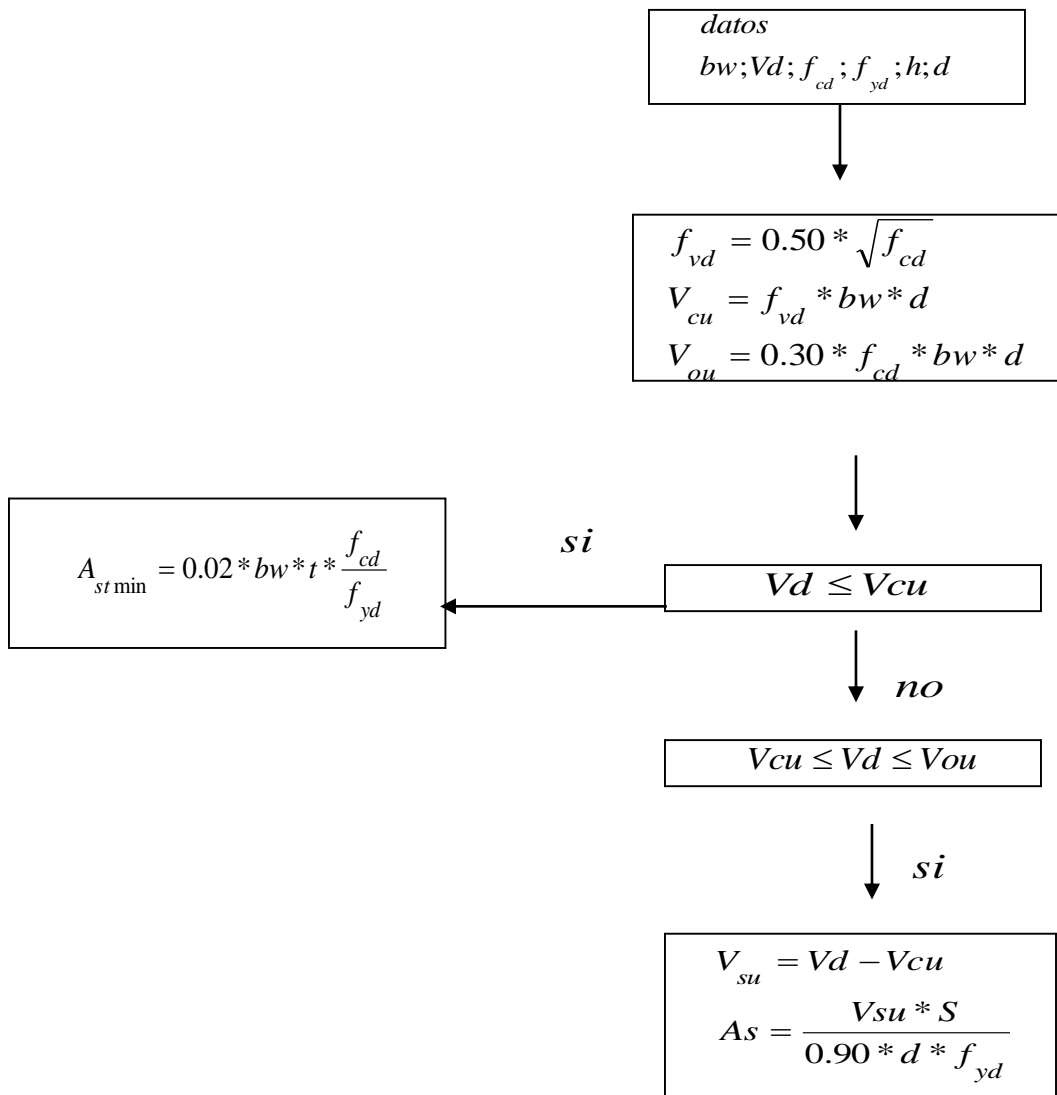
La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima así para el estribo vertical es el 2% de la sección transversal de la pieza multiplica a t.

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

La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero será de 4200kg/cm². A continuación, se muestra un gráfico en orden secuencial para el cálculo de la armadura transversal, donde se indica las fórmulas y criterios de cálculo.

Cuadro N° 21

Orden secuencial de calculo



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

2.4.5. Cimentaciones

Toda cimentación ha de garantizar la estabilidad de la obra que soporta a lo largo de la vida útil de ésta. Las cimentaciones, deben contar con un coeficiente de seguridad adecuado frente al hundimiento, y sus asientos deben ser compatibles con la capacidad de deformación de la estructura cimentada y con su función. El tipo de cimentación, la profundidad y las dimensiones de la misma, deben elegirse teniendo en cuenta, por una parte, la estructura que se soporta (en especial las acciones que transmite y su capacidad de deformación) y por otra, el terreno de que se trate de manera tal que la cimentación sea segura y económica. Las cimentaciones se clasifican en superficiales o directas (zapatas y losas) y profundas (pilotes). El concepto de superficial se refiere más a su resistencia en planta que a la cota de apoyo sobre el terreno firme.

Proceso de cálculo:

Datos:

N_d = Carga de servicio transmitida a los soportes.

$a'1$ y $b'1$ = Son las dimensiones de la columna

M_a = Momento de diseño de las zapatas en la dirección X-X

M_b = Momento de diseño de las zapatas en la dirección Y-Y

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón.

f_{yk} = Resistencia característica del acero.

γ_f = Coeficiente de mayoración de las cargas

σ_{adm} = Capacidad admisible del suelo.

Determinación de las dimensiones de la zapata:

$$A_{min} = \frac{N^\lambda}{\sigma_{adm}}$$

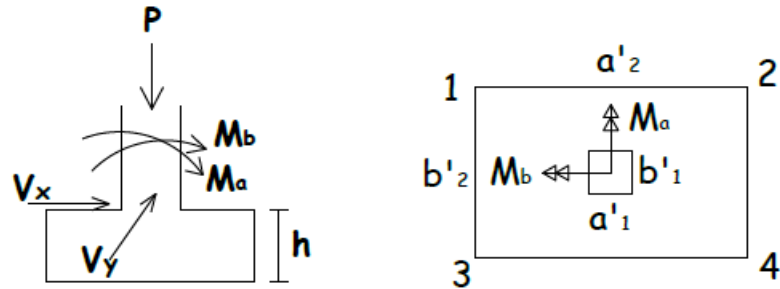
$$N^\lambda = N \cdot 1.5 \quad (\text{Mayoración de la carga centrada de servicio})$$

Obteniendo el área se asume las dimensiones $a'2$ y $b'2$.

$$a'2 = b'2 = \sqrt{A_{min}}$$

Determinación de los esfuerzos en las esquinas de la zapata:

Figura N° 12
Fuerzas internas



Fuente: elaboración propia

$$\sigma_1 := \frac{N_h}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

$$\sigma_2 := \frac{N_h}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

$$\sigma_3 := \frac{N_h}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} - \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

$$\sigma_4 := \frac{N_h}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} - \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

Verificar

$$\sigma_2 < \sigma_{adm}$$

Determinación del canto útil:

$$f_{vd} := 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

$$K := \frac{4 \cdot f_{vd}}{1.6 \cdot \sigma_{max}}$$

$$d_1 := \sqrt{\frac{a_o \cdot b_o}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot K - 1} - \frac{a_o + b_o}{4}}$$

$$d_2 := \frac{2 \cdot (a - a_o)}{4 + K}$$

$$d_3 := \frac{2 \cdot (b - b_o)}{4 + K}$$

El canto útil final es el mayor de los tres valores calculados.

Entonces el alto de la zapata resulta:

$$h = d + r \quad (r = \text{recubrimiento})$$

Verificación por compresión:

$$M'_a := M_a + H_a \cdot h \quad \left| \quad P_p = \gamma H \cdot a \cdot b \cdot h$$

Verificar

$$\sigma_l = \frac{P_p + N_h}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2} \leq \sigma_{adm}$$

Calculo de tensiones para el diseño de la zapapa

$$\sigma_i = \frac{P_p + N_h}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2} \leq \sigma_{adm}$$

Cálculo de la armadura:

Armadura en la dirección X-X:

$$l' := \frac{a - a_o}{2} + 0.15 \cdot a_o$$

$$l_x := a - l'$$

$$x := \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{b} \cdot l_x$$

Momento de diseño en la dirección X-X:

$$R_1 := \sigma_{total} \cdot l' \quad R_2 := (\sigma_{total} - \sigma_2) \cdot \frac{l'}{3}$$

$$M''_a := R_1 \cdot \frac{l'}{2} + R_2 \cdot \frac{2 \cdot l'}{3}$$

La armadura longitudinal se calcula a flexión simple. Este proceso esta explicado a detalle en el mismo capítulo.

2.4.6. Escaleras

Una escalera es un medio de acceso a los pisos de trabajo, que permite a las personas ascender y descender de frente sirviendo para comunicar entre sí los diferentes niveles de un edificio. Consta de planos horizontales sucesivos llamados peldaños, que están formados por huellas, contrahuellas y de rellanos. Los principales elementos de una escalera son:

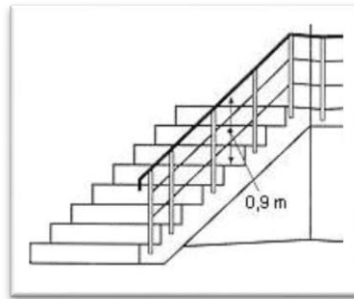
- a) **Contrahuella:** Es la parte vertical del fondo del peldaño.
- b) **Huella:** Es el ancho del escalón, medido en planta, entre dos contrahuellas sucesivas.
- c) **Rellano:** Es la porción horizontal en que termina cada tramo de escalera; debe tener la misma anchura que el ámbito de los tramos. Citamos otros conceptos o partes como son la línea de huella, la proyectura, el ámbito, el tiro y la calabazada:
- d) **Línea de huella:** Es una línea imaginaria que divide por la mitad una escalera recta.
- e) **Proyectura:** El plano de apoyo de un peldaño puede tener una proyectura (nariz) sobre el inferior inmediato. Suele estar comprendido entre 2 y 5 cm.
- f) **Ámbito:** Es la longitud de los peldaños, o sea la anchura de la escalera.
- g) **Tiro:** Es una sucesión continua de peldaños (21 a lo sumo).
- h) **Calabazada:** Es la altura libre comprendida entre la huella de un peldaño y el techo del tiro de encima.

Recomendaciones constructivas

Anchura de las escaleras. - La anchura de las escaleras también tiene relación con el nivel de seguridad de la misma. Una escalera demasiado estrecha dificulta el movimiento de la persona, por ello la anchura mínima de una escalera, de uso normal, es de 90 cm.

Barandillas y pasamanos. - Las escaleras de más de cuatro escalones se equiparán con una barandilla en el lado o lados, donde ha de producirse una caída y de un pasamano en el lado cerrado. Se deberá complementar con barras intermedias.

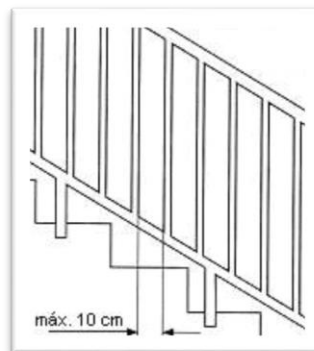
Figura N° 13
Barras intermedias



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

La distancia entre las barras no será superior a los 30 cm; pero, si hay posibilidad de que sea utilizada por niños, esta distancia no superará los 10 cm.

Figura N° 14
Separación máxima de las barras de la barandilla



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Los pasamanos de madera deben tener un diámetro mínimo de 50 mm y si son de tubo, de 38mm. Alternativamente sería recomendable que el extremo final se prolongará al suelo o pared, para evitar enganches accidentales.

2.5. ESTRATEGIA DE EJECUCIÓN DE LA OBRA

2.5.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas son un conjunto de disposiciones que norman las exigencias sobre los materiales a utilizar en determinada actividad, las pruebas de control de calidad en las diferentes etapas de la construcción y las modalidades para la medida y el pago de la obra ejecutada. También incluyen una descripción de los procedimientos más usuales y lógicos para construir las obras de manera que éstas se ajusten a los requisitos especificados.

Se puede afirmar que las especificaciones son las “reglas del juego” en cuanto a que en ellas se define “cómo hacer las cosas” y “qué” usar en la construcción de tal manera que la obra en sí quede “bien hecha”. En el caso de la realización de estudios, o construcción de obras, éstas forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los acabados.

En resumen, las especificaciones técnicas son propias para cada actividad a realizar y están conformadas por:

- ❖ Descripción de la actividad
- ❖ Materiales, herramientas y equipo a utilizar
- ❖ Forma de ejecución
- ❖ Medición y pago

2.5.2. Precios unitarios

Es el conjunto de costos directos e indirectos, que reflejan el precio de una actividad o ítem de obra.

El precio unitario es la remuneración que recibe el contratista por las operaciones que realiza y los materiales que emplea en la ejecución de las distintas partes de una obra, considerando la unidad que, de acuerdo con las especificaciones respectivas, se fija para efectos de medición de la ejecución.

El precio Unitario, consecuentemente, se compone de los costos unitarios directos (CD), más los costos Indirectos (CI) en relación con el volumen de obra y por lo tanto, la expresión matemática del precio unitario puede escribirse de la siguiente manera:

$$PU = CD + CI$$

Los costos directos son los que engloban el costo del material, el costo de la mano de obra y el costo del equipo a utilizar.

Por facilidad, podemos considerar dentro de los costos indirectos, todos aquellos gastos que no son integrantes de los costos directos, tales como las Utilidades, imprevistos e impuestos. Para el análisis de precios unitarios se hará empleo del formulario “B-2” análisis de precios unitarios, propuesto en los documentos base de contratación de obras empleados en nuestro País.

2.5.3. Cómputos métricos

El computo métrico es un problema de medición de longitudes, áreas y volúmenes, que requiere el manejo de fórmulas geométricas, computar es entonces medir, computo, medición y cubicación son palabras equivalentes.

Por medio del cómputo métrico, se miden las estructuras que forman parte de una obra de ingeniería, con el objeto de:

- a.- establecer el costo de la misma, o de una de sus partes.
- b.- determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla.

El cómputo métrico supone el conocimiento de los procedimientos constructivos de la práctica y su éxito depende en gran medida de una experiencia sólida. El trabajo de medición puede ser ejecutado de dos maneras que son: sobre la obra misma, o sobre los planos.

❖ Computo en plano

Significa realizar los trabajos de medición en los planos del proyecto con la ayuda de un escalímetro teniendo mucho cuidado en la observación de las escalas.

❖ Computo en obra

Este trabajo se lo efectúa en el lugar de la obra, cuando esta se encuentra en ejecución con la ayuda de una cinta métrica un flexómetro de acuerdo a las normas establecidas.

2.5.4. Presupuesto

El presupuesto es el cálculo anticipado del costo de una obra, o de una de sus partes. Es, como su nombre lo indica la predicción de un hecho futuro cuya magnitud debe representar con toda la exactitud con que ella pueda determinarse.

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades definidas para una unidad determinada, le corresponda un precio unitario que nos determine el costo parcial de la misma y por ende la suma del costo parcial de todas las actividades nos da el presupuesto total de la obra.

2.5.5. Planeamiento y cronograma

El propósito principal de la planificación es establecer un conjunto detallado de directrices que permita al equipo de trabajo saber exactamente:

Saber exactamente qué tiene que hacerse, quién lo tiene que hacer y cuándo se tiene que hacer además es necesario que:

Que las actividades requeridas para completar el proyecto estén delineadas y coordinadas de manera precisa.

Que los recursos necesarios estén disponibles cuando y donde sean necesarios y en la cantidad correcta.

Saber cuáles actividades se pueden realizar simultáneamente y cuáles tienen que hacerse secuencialmente.

Entender que en todo proyecto siempre estará presente la incertidumbre y la necesidad de manejar los riesgos a los cuales se expone el proyecto.

2.5.5.1. Técnicas para la programación del proyecto

Se tienen las siguientes técnicas:

a) Diagrama de Gantt

Los diagramas de Gantt son un método habitual para la programación de proyectos.

Gráfica que muestra tanto la cantidad de tiempo, como la secuencia en la cual pueden desempeñarse las actividades.

Gráfica de planeación usada para programar recursos y asignar tiempos.

El principal inconveniente del Diagrama de Gantt es que no muestra adecuadamente las interrelaciones entre las actividades y los recursos.

b) Método de redes

Gráfica integrada por las FLECHAS que representan las ACTIVIDADES y por círculos o NODOS que representa los eventos, ambos unidos de forma tal, que permiten indicar gráficamente la relación de dependencia cronológica y secuencial.

Forman parte de este método el camino crítico CPM y la Técnica de evaluación y revisión de programas PERT

Estas dos técnicas siguen seis pasos básicos:

1. Definir el proyecto y todas sus actividades o tareas importantes.

2. Definir las relaciones entre las actividades: decidir qué actividades deben preceder y cuáles deben seguir a las otras.
3. Dibujar el grafo que conecta todas las actividades.
4. Asignar las estimaciones de duración y coste a cada actividad.
5. Calcular el camino de mayor duración del grafo. Éste es el denominado camino crítico.
6. Utilizar el grafo para ayudar a planificar, programar, seguir y controlar el proyecto.

c) Microsoft Project

Es un software especializado en administración de proyectos, es una opción para generar informes que incluyen desglose de costos por cada actividad, pronósticos de materia prima, análisis de tiempo y estado del trabajo, siendo sus ventajas las siguientes:

- ❖ Útil para dibujar redes de proyecto
- ❖ Identificar el programa del proyecto
- ❖ Permite dar seguimiento a las actividades individuales en términos de tiempo, costo y uso de recursos

CAPÍTULO III

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. ANÁLISIS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Debido a que la Alcaldía del municipio de Uriondo contaba con el levantamiento topográfico el mismo ya se lo realizó, sólo se hizo una verificación del levantamiento mediante los desniveles del terreno, el levantamiento topográfico se encuentra en el Anexo N° 7a.

3.2. ANÁLISIS DEL ESTUDIO DE SUELOS

Debido a que la Alcaldía del municipio de Uriondo contaba con el estudio de suelos el mismo ya se lo realizó, los cuales se encuentran en el Anexo N° 1.

En base a estos estudios y para dar un margen de seguridad a la estructura, fue diseñada con una resistencia admisible de 1.5 kg/cm^2 para una profundidad de 1.2 m con el fin de evitar los asentamientos diferenciales y asegurar el buen comportamiento de la misma.

3.3. ANÁLISIS DEL ESTUDIO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico fue proporcionado por la Alcaldía del municipio de Uriondo y consta de los siguientes ambientes

- ❖ El primer nivel tiene una altura de 4.2 m, está destinado para sala de computación, sala de lectura, sala de juntas y sala múltiple además de la secretaria y dirección y 2 aulas.
- ❖ El segundo nivel tiene una altura de 4.2 m, en el cual estarán ubicadas solo aulas para clases de los estudiantes

El edificio cuenta con dos escaleras de hormigón armado, ambas escalares comunican planta baja con planta alta, también cuenta con una rampla que conecta ambas plantas, los planos arquitectónicos se encuentran en el Anexo N° 7b.

3.4. DATOS GENERALES DEL PROYECTO

3.4.1. Normativa de diseño

Para el diseño de los elementos estructurales se empleó el método de los estados límites último empleando el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87, por tanto, además de los materiales empleados, se deben definir los coeficientes de minoración de resistencias y de mayoración de cargas.

- ❖ Normativa de diseño empleada
 - Código boliviano del Hormigón Armado
- ❖ Coeficientes de minoración de resistencias de los materiales

$\gamma_c = 1.5$ (Hormigón)

$\gamma_s = 1.15$ (Acero)

❖ Coeficiente de mayoración de las cargas

$\gamma_f = 1.6$ (Fuerzas)

3.4.2. Materiales empleados

Para el diseño de los elementos estructurales, se emplearon los materiales típicos que conforman el hormigón armado, presentando estas las siguientes características.

❖ Materiales empleados en el hormigón armado

$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Resistencia característica del hormigón)

$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (Resistencia característica del acero)

❖ Nivel de control en la ejecución

El nivel de control en la ejecución de los diferentes elementos de hormigón armado para el proyecto es el control normal.

❖ Capacidad portante del suelo

La tensión admisible del suelo para el diseño del proyecto es $\sigma_{adm} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

3.4.3. Cargas actuantes en la estructura

❖ Sobrecargas o cargas accidentales

Correspondiente a edificios escolares 300 kg/m^2

Correspondiente a la cubierta 150 kg/m^2

3.5. ANÁLISIS, CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el análisis, cálculo y diseño estructural se empleará el paquete computarizado CypeCad en su versión 2014, se procederá a la verificación manual de los elementos estructurales más solicitados en base a la normativa vigente en nuestro país, el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87.

3.5.1. Diseño de losa

Para el cálculo de la losa reticular se empleará el método del emparrillado, pero dada la complejidad del método adoptado, el cálculo de forma manual resulta bastante extenso ya que al cuadricular la estructura simulando la disposición de los nervios se obtiene 6 incógnitas por nudo, lo que resulta unas 60000 ecuaciones para resolver una losa de $20 \times 30 \text{ m}$, y dada la continuidad de la estructura no se puede dividir el forjado en segmentos para el cálculo manual, por lo tanto se recurrió al programa SAP2000 V.14, para la aplicación del método del

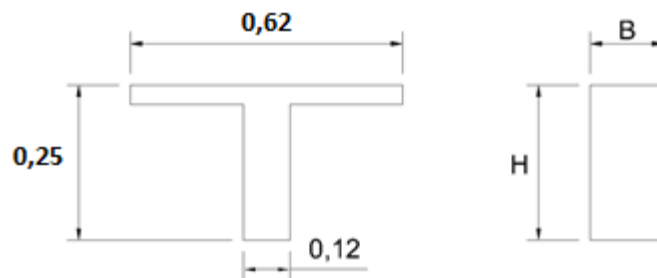
emparrillado. Si al realizar la comparación derivada de generar la estructura en los dos programas con procesos distintos de cálculo, se adquieren resultados con diferencias dentro del rango de lo aceptable, se podrá tener la certeza de que los resultados conseguidos en el programa CYPECAD son confiables y garantizaran el buen comportamiento de la estructura a lo largo de su vida útil.

A continuación, se realiza una breve descripción de la metodología aplicada para la obtención de los esfuerzos mediante el método del emparrillado:

Se modela la estructura como un sistema tridimensional compuesto por elementos lineales tipo frame y elementos superficiales tipo Shell.

Para la discretización de los forjados reticulares se empleó una malla espacial, la cual fue formada por un conjunto de barras o nervios cruzados ortogonalmente, los nervios, por su geometría son rectangulares, pero en su funcionamiento trabajan como una sección tipo T, para poder considerar los nervios como un emparrillado de vigas se utilizó el método de la sección transformada el cual consiste en cambiar los parámetros geométricos de la sección de tal manera que se contemple los efectos de su masa y rigidez, con este método se transforma la sección T del nervio en una sección rectangular de inercia equivalente Figura N° 15, para esta nueva sección analizada se calculó un nuevo peso específico para que así su peso fuera equivalente al peso de la estructura real, el procedimiento para dicho cálculo es el siguiente:

Figura N° 15
Sección transformada



Fuente: elaboración propia

$$Inercia_{seccion-T} = 29782.197cm^4$$

Asumiendo $H=2B$

$$Inercia, equivalente_{seccion-Rect.} = \frac{H/2 \cdot H^3}{12}$$

Igualando inercias se tiene: $I_{real} = I_{equiv}$

H= 29.08 cm; B= 14.54cm

El volumen se hormigón para 1m² de forjado es:

$$Volumen_{real} = 2(0.12 \cdot 1 \cdot 0.20) + 2(0.26 \cdot 0.12 \cdot 0.20) + 2(0.50 \cdot 0.12 \cdot 0.20) + (1 \cdot 1 \cdot 0.05) = 0.1345 \frac{m^3}{m^2}$$

$$P = 2400 \cdot 0.1345 = 322.75 \frac{Kg}{m^2}$$

$$Volumen_{Secc-equiv} = 2(0.29 \cdot 0.14 \cdot 1) + (0.29 \cdot 0.14 \cdot 0.75) + (0.29 \cdot 0.10 \cdot 0.75) = 0.1391 \frac{m^3}{m^2}$$

Una vez calculados el peso real de la estructura para 1 m² y el volumen de la sección transformada se encontró el peso específico equivalente:

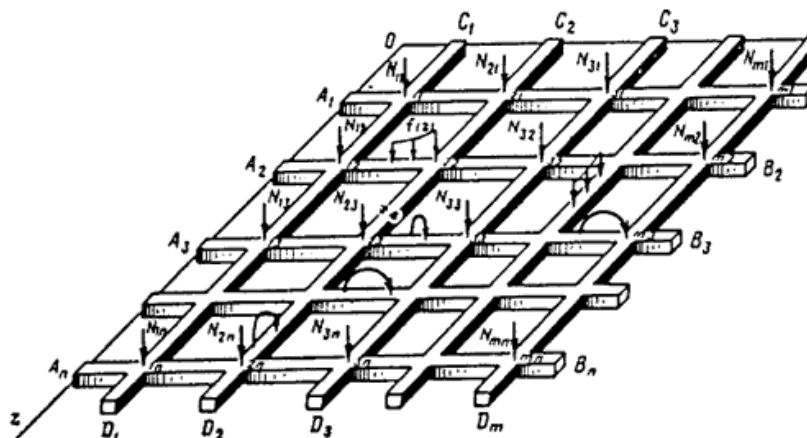
$$\gamma_{equivalente} = \frac{322.75}{0.1391} = 2320.27 \frac{Kg}{m^3}$$

Este valor fue el que se introdujo al programa para que calculara el peso propio de los nervios que componen la retícula.

Los ábacos fueron modelados con elementos tipo Shell de altura 0.25 m y con dimensiones de 0.15L a cada lado y no menor a 2H siendo L la distancia entre ejes de columnas y H el canto del forjado.

Figura N° 16

Método emparrillado de vigas



Fuente: Los Forjados Reticulares (Florentino Regalado)

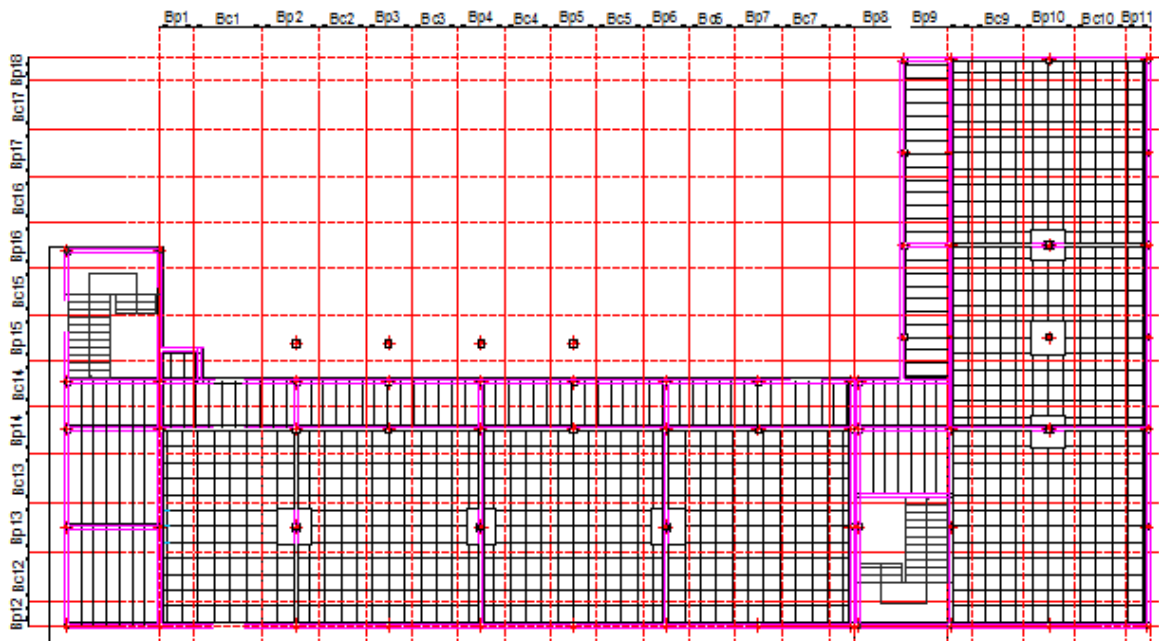
Dimensionamiento.

Con los esfuerzos adquiridos mediante el método del emparrillado se procedió al diseño de la armadura en las zonas más críticas para su posterior comprobación con los resultados obtenidos en el programa computacional CYPECAD.

Dimensionamiento de nervios

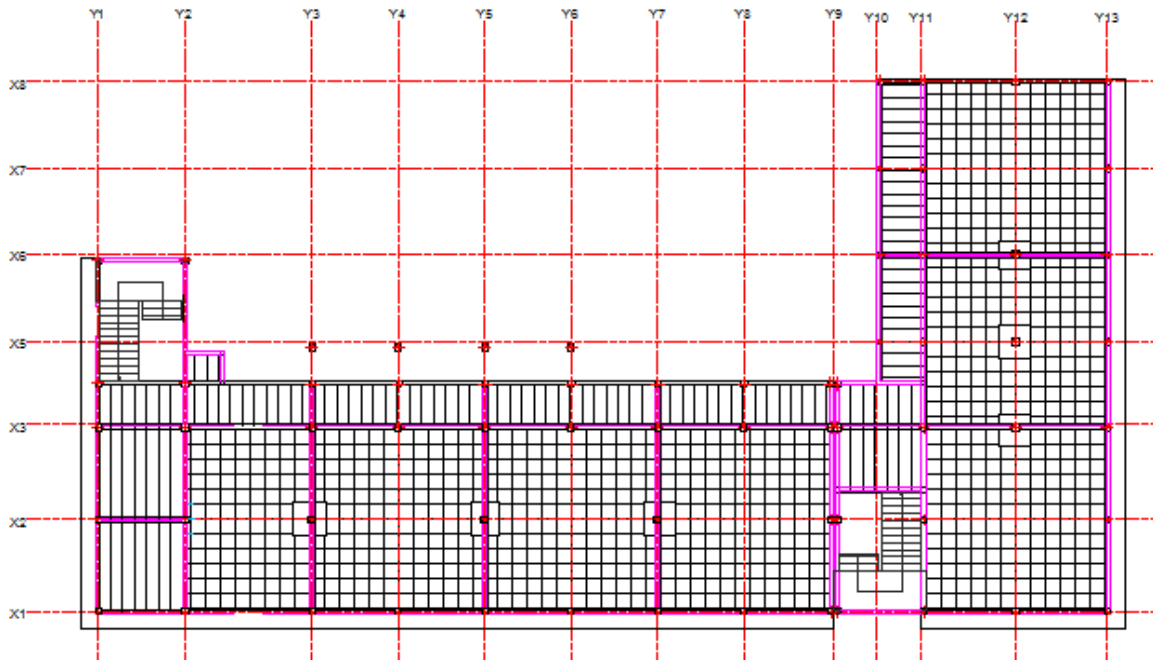
El dimensionamiento a continuación descrito se realizó para las bandas del nivel +4,40

Figura N° 17
Esquema de bandas



Fuente: elaboración propia

Figura N° 18
Esquema de tramos



Fuente: elaboración propia

Armado a flexión positiva

Se considera secciones T para los momentos positivos en el vano y para los momentos negativos en las zonas aligeradas del forjado. Previamente al diseño se verifica si estos pueden dimensionarse como secciones rectangulares, para tal efecto se tomará la banda central 1 para el tramo X1-X3 como indica la figura N° 18

El momento flector máximo de cálculo M_d para BC1 del tramo X1-X3 en la dirección X es:

Momento en BC6: $M_d^+ = 1580 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

De los cálculos anteriores se tiene:

$$f_{yd} = 3652 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \qquad f_{cd} = 140 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Procedemos a calcular el ancho eficaz del ala comprimida:

$$\frac{hf}{h} = \frac{5}{25} = 0.20 \qquad \frac{l}{bw} = \frac{496}{12} = 41.33 \qquad \frac{2l}{b-bw} = \frac{2 \cdot 496}{62-12} = 19.84$$

Con estos valores ingresamos a la tabla 9.1.2 de la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, de donde obtenemos el siguiente valor:

$$K = 1$$

$$\frac{be - bw}{b - bw} = K \quad \text{de donde despejamos } be \text{ y tenemos: } be = K(b - bw) = 1 \cdot (62 - 12) = 50 \text{ cm}$$

$$\text{El valor de } be \text{ por norma es igual a: } be = 2 \cdot (8 \cdot hf) + bw = 92 \text{ cm}$$

De ambos valores encontrados nos quedamos con el menor, por lo tanto, el ancho efectivo del ala es $be = 50 \text{ cm}$

Posteriormente calculamos el momento resistente de la losa:

$$d = h - d' = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$$

$$M_o = 0.85 \cdot fcd \cdot be \cdot hf \cdot (d - 0.5 \cdot hf)$$

$$M_o = 0.85 \cdot 140 \cdot 50 \cdot 5 \cdot (22 - 0.5 \cdot 5) = 580125 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = 5801.25 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Dado que $M_o > M_d$ el eje neutro está dentro de la losa procedemos a calcular como viga rectangular:

$$y = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot be \cdot d^2 \cdot fcd}} \right]$$

$$y = 22 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{1580 \cdot 100}{0.425 \cdot 50 \cdot 22^2 \cdot 140}} \right] = 1.24 \text{ cm}$$

Por último, calculamos la armadura necesaria y la armadura mínima

$$Ascal = 0.85 \cdot be \cdot y \cdot \frac{fcd}{fyd} = 0.85 \cdot 50 \cdot 1.24 \cdot \frac{140}{3652} = 2.02 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima traccionada en nervios aligerados según el cuadro N° 18 es:

$$As_{\min} = 0.0018 \cdot 12 \cdot 22 = 0.48 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la armadura necesaria es de 2.90 cm^2 para los nervios de la banda central 1

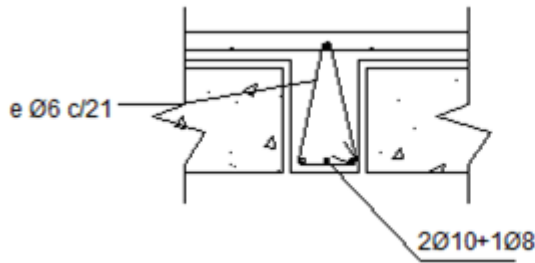
Si para el armado base inferior se tomara $2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$ faltaría refuerzo de 0.45 cm^2 , por lo tanto, para la armadura inferior se dispondrá: $2\Phi 10 + 1\Phi 8 = 2.07 \text{ cm}^2$

Sin embargo, con el programa CYPECAD se encontró una cuantía necesaria para la misma sección de 2.30 proporcionado un armado de $2\Phi 10 + 1\Phi 10 = 2.36 \text{ cm}^2$

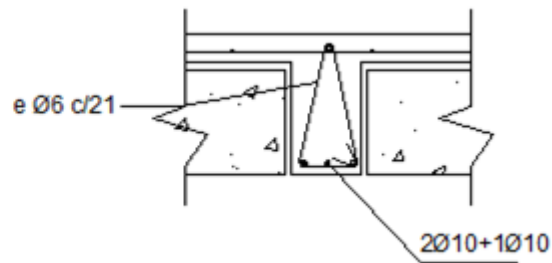
Con lo cual se adquiere una diferencia del 12.17% entre ambos programas.

Figura N° 19

Armado de nervios a flexión positiva



Método emparrillado



CYPECAD

Fuente: elaboración propia

Armado a flexión negativa

Para la verificación de la armadura negativa se tomó la banda de pilares 2 para el tramo X1-X2 del nivel+4.40. El momento flector máximo de cálculo M_d es:

Momento en BP2: $M_d = 2010 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

Procedemos a calcular el momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2010 \cdot 100}{12 \cdot 22^2 \cdot 140} = 0.2472 < 0.332$$

De tablas se obtiene que: $w_s = 0.3025$

$$A_{scal} = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.3025 \cdot 12 \cdot 22 \cdot \frac{140}{3652} = 3.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot 12 \cdot 22 = 0.48 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la armadura necesaria es 3.06 cm^2

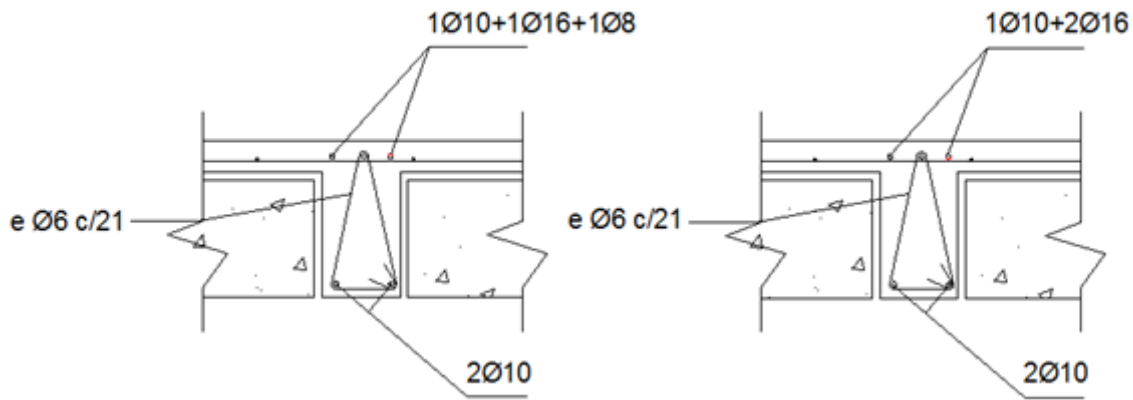
Si para el armado base superior se tomara $1\Phi 10 = 0.785 \text{ cm}^2$ faltaría refuerzo de 2.27 cm^2 , por lo tanto, para la armadura superior se dispondrá: $1\Phi 10 + 1\Phi 16 + 1\Phi 8 = 3.30 \text{ cm}^2$

Mediante el programa CYPECAD se encontró una cuantía necesaria para la misma sección de 3.53 cm^2 proporcionando un armado de $1\Phi 10 + 2\Phi 16 = 4.02 \text{ cm}^2$

Con lo cual se obtiene una diferencia entre cuantías del 13.31% entre ambos programas. En la figura 4.9 se presenta el armado para tal sección:

Figura N° 20

Armado de nervios a flexión negativa



Método del emparrillado

CYPECAD

Fuente: elaboración propia

El punto de flexión máxima negativa se encuentra la cabeza de las columnas, es por esto que el diseño se realiza para los nervios que están en los vanos y para los que acuden a los ábacos, A continuación, se detalla el procedimiento para el cálculo de la armadura negativa de los nervios que llegan a un ábaco, para tal efecto se tomara el ábaco de la columna 16

La armadura de montaje de los ábacos es una armadura adicional a la de los nervios y puede ser tenida o no en cuenta en los cálculos, aunque se aconseja que las barras finas de $\Phi 10$ no se consideren en general. En el caso del presente proyecto se armará los ábacos colocando en la base inferior 2 barras $\Phi 8$ por cuadrícula en cada dirección, y 2 barras $\Phi 10$ por cada retícula en la base superior, de cada dirección.

Abaco columna 16: $M_d = 3140 \text{ Kg}\cdot\text{m/m}$

Procedemos a calcular el momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{3140 \cdot 100}{62 \cdot 22^2 \cdot 140} = 0.0747 < 0.332$$

De tablas se obtiene que: $w_s = 0.0791$

$$A_{scal} = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0791 \cdot 62 \cdot 22 \cdot \frac{140}{3652} = 4.14 \text{ cm}^2$$

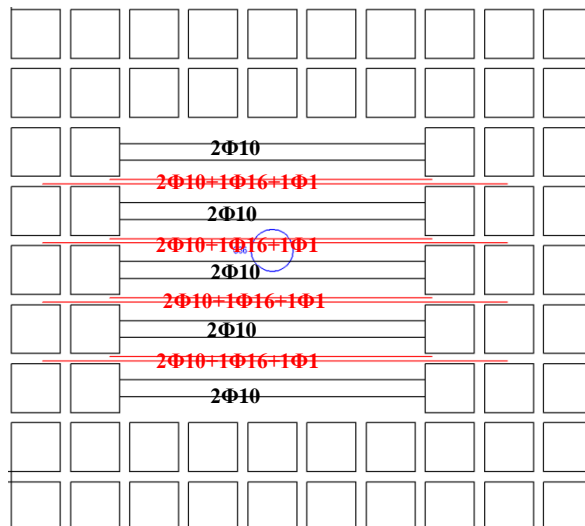
$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot 62 \cdot 22 = 2.46 \text{ cm}^2$$

La cuantía necesaria es de 4.14 cm^2 , colocando $2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$ armado base superior faltarían 2.57 cm^2 de armadura por lo tanto se dispondrá $2\Phi 10 + 1\Phi 16 + 1\Phi 10 = 4.36$

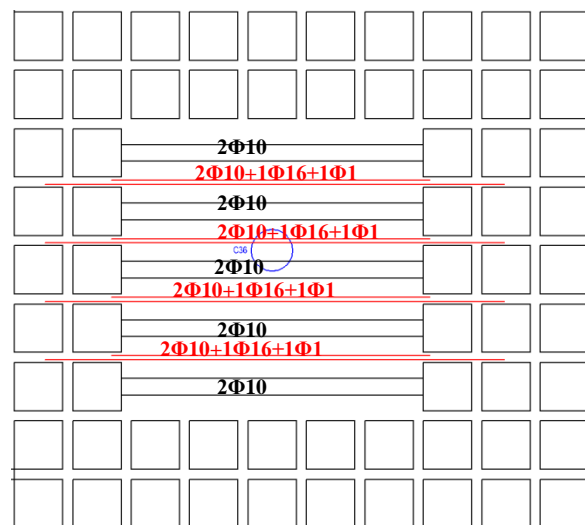
La cuantía necesaria según el programa CYPECAD es de 4.70 cm^2 con lo cual se obtiene una diferencia del 12%, y se dispone de $2\Phi 10+1\Phi 16+1\Phi 12=4.71 \text{ cm}^2$. El croquis del armado se presenta en la figura N° 19.

Figura N° 21

Armado superior en ábacos



Método del emparrillado



CYPECAD

Fuente: elaboración propia

Armado a cortante

El cortante en los nervios se analiza a la salida de los ábacos:

El cortante en la columna 16 para el Y2-Y3 es $V_d = 3440 \text{ Kg}$

Para obtener el esfuerzo cortante resistido por el hormigón, se calcula previamente:

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.997 \text{ MPa} \quad \xi = 1.6 - d = 1.6 - 0.22 = 1.38$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5.215}{12 \cdot 22} = 0.020$$

$$V_{u2} = 0.50 \cdot \xi \cdot (1 + 50\rho) \cdot f_{cv} \cdot b \cdot d = 0.50 \cdot 1.38 \cdot (1 + 50 \cdot 0.020) \cdot 9.97 \cdot 12 \cdot 22 = 3632.27 \text{ Kg}$$

$V_d < V_{cu}$ Cumple no requiere armadura transversal

Como se aprecia los nervios no necesitan armadura transversal a cortante, pero por fines constructivos se colocarán estribos de $\phi 6 \text{ mm} \times 21 \text{ cm}$ siguiendo la recomendación de la norma que la separación no debe ser mayor a:

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$$S \leq 0.85d = 21 \text{ cm}$$

$$S \leq 3b = 36 \text{ cm}$$

Dimensionamiento a punzonamiento

Se realiza la comprobación en la columna más solicitadas del nivel +0.20 al nivel +4.40

Columnas P16, sección 30x30cm (columna central)

No será necesaria Armadura a punzonamiento si:

$$\frac{Nd}{Ac} + \frac{\alpha Md \cdot u}{Jc} \leq 2 \cdot f_{cv}$$

La carga vertical Nd a comprobar en la transmisión entre el forjado y los pilares se obtiene del modelo de cálculo. La carga será la diferencia del axil entre el pilar inferior y el superior del pilar considerado.

$$Nd = 71392 - 44620 = 26772 \text{ Kg}$$

El momento flector de cálculo Md es igual a la diferencia entre los momentos flectores de cálculo que actúan a ambos lados del plano vertical que coincide con la correspondiente fibra neutra c-c de la sección que se va a comprobar.

$$Md = 85040 - 63670 = 21370 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Posteriormente calculamos el área crítica de punzonamiento y el momento de inercia polar de la sección que se va a comprobar:

$$Ac = 2((c1 + d) + (c2 + d)) \cdot d = 2((30 + 22) + (30 + 22)) \cdot 22 = 4576 \text{ cm}^2$$

$$J_c = \frac{d \cdot (c1+d)^3}{6} + \frac{(c1+d) \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot (c2+d)(c1+d)^2}{2}$$

$$J_c = \frac{22 \cdot (30+22)^3}{6} + \frac{(30+22) \cdot 22^3}{6} + \frac{22 \cdot (30+22)(30+22)^2}{2} = 2154533.33 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{c1+d}{c2+d}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{30+22}{30+22}}} = 0.40$$

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.997 \text{ MPa}$$

Por lo tanto, tenemos:

$$\frac{26772}{4576} + \frac{0.40 \cdot 21370 \cdot 100 \cdot 26}{2154533.33} \leq 2 \cdot 0.97$$

16.17 ≤ 19.94 Cumple no requiere armadura a punzonamiento

Verificación de deflexiones

Del programa de cálculo se extrajo los siguientes valores de la flecha instantánea producida por la actuación simultánea de la carga permanente y la sobrecarga de uso.

Bandas Centrales

Cuadro N° 22
Deflexiones por tramos

Banda	Tramo	F_t (cm)	L (cm)	F_{adm} (cm)	Verificación
BC1	X1-X3	-0,19	745,00	-2,48	Verifica
BC2	X1-X3	-0,15	745,00	-2,48	Verifica
BC4	X1-X3	-0,15	745,00	-2,48	Verifica
BC6	X1-X3	-0,21	745,00	-2,48	Verifica
BC12	X1-X3	-0,25	745,00	-2,48	Verifica
BC11	Y11-Y13	-0,05	745,00	-2,48	Verifica
BC15	Y11-Y13	-0,05	745,00	-2,48	Verifica
BC17	Y11-Y13	-0,22	745,00	-2,48	Verifica

Siendo $F_{adm} = L/300$

3.5.2. Diseño de las vigas

En esta etapa se realizará el cálculo de la viga más armada o más crítica, para verificar el cálculo, el funcionamiento del programa, la sección obtenida por el mismo.

Cálculo de la armadura longitudinal

El diseño de la armadura transversal de la viga que se encuentra ubicada sobre las columnas P3 y P16, en la planta baja tiene las siguientes características:

Datos de diseño

$$M = 4500 \text{ kg} \cdot \text{m} \qquad b_w = 20 \text{ cm}$$

$$M_d = 1.6 M \qquad L = 345 \text{ cm}$$

$$M_d = 7200 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Resistencia de calculo de los materiales

$$f_{yk} = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$y_s = 1.15$$

$$f_{yd} = \frac{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.15} = 3652 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ck} = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$y_c = 1.5$$

$$f_{cd} = \frac{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.15} = 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Predimensionamiento

$$d_{\min} = 2.5 \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}}$$

$$d_{\min} = 40.09 \text{ cm}$$

$$h = d_{\min} + 2 \text{ cm} = 42.09 \text{ cm}$$

Asumimos

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 48 \text{ cm}$$

Cálculo del momento reducido de cálculo

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

$$v_d = 0.1116 \quad \rightarrow \text{ingresamos al cuadro N}^\circ 18 \quad \rightarrow \quad v_{d\text{lim}} = 0.332$$

$v_d < v_{d\text{lim}}$ no requiere armadura de compresion

$$\text{ingresamos al cuadro N}^\circ 20 \quad \rightarrow \quad \omega_s = 0.12077$$

Cálculo del area de acero

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

$$A_s = 4.44 \text{ cm}^2$$

Cálculo del area de acero mínima

$$\text{ingresamos al cuadro N}^\circ 19 \quad \rightarrow \quad \omega_{s \text{ min}} = 0.0033$$

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 3.16 \text{ cm}^2$$

tomamos el area de acero mayor en este caso es $A_s = 4.44 \text{ cm}^2$

Número de barras

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

$$A_{\phi 12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 12}}$$

$$n = 4 \text{ barras}$$

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

Cálculo de la armadura mínima de compresion

$$A_{s \text{ compresion}} = 0.3 \cdot A_{s \text{ min}}$$

$$A_{s \text{ compresion}} = 0.948 \text{ cm}^2$$

Número de barras

$$\phi 10 = 10 \text{ mm}$$

$$A_{\phi 10} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 10}}$$

$$n = 2 \text{ barras}$$

2φ10 mm

Resultado obtenidos manualmente

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

$$2\phi 10 \text{ mm}$$

Resultados obtenidos CYPECAD

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

$$2\phi 12 \text{ mm}$$

Caclulo de la armadura transversal

Datos de diseño

$$V_1 = 11260 \text{ kg}$$

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

$$V_{d1} = 1.6 V_1$$

$$d = 48 \text{ cm}$$

$$V_{d1} = 18016 \text{ kg}$$

$$f_{yd} = 3652 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{cd} = 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$t = 100 \text{ cm}$$

$$f_v = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

$$f_v = 5.916 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

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

$$V_{cu} = 5679.36 \text{ kg}$$

$V_{d1} \leq V_{cu} \rightarrow$ No cumple se requiere armadura transversal

$$V_{ou} = 0.3f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{ou} = 40320 \text{ kg}$$

$$V_{cu} < V_{d1} < V_{ou}$$

$$V_{su} = V_{d1} - V_{cu}$$

$$V_{su} = 12336.64 \text{ kg}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot t}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$A_{st} = 7.819 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{para 2 piernas de estribos } A_{st} = 3.909 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.02 \cdot b_w \cdot s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{st \text{ min}} = 1.533 \text{ cm}^2$$

Tomamos el area mayor $A_{st} = 3.909 \text{ cm}^2$

Número de barras

$$\phi 8 = 8 \text{ mm}$$

$$A_{\phi 8} = 0.503 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{st}}{A_{\phi 8}}$$

$$n = 8 \text{ barras} \quad n_t = 28 \text{ barras}$$

$$s = \frac{L}{n}$$

$$s = 12.79 \text{ cm}$$

se adopta :

28 ϕ 8 mm c/13

Resultado obtenidos manualmente

28 ϕ 8 mm c/13

Resultados obtenidos CYPECAD

28 ϕ 8 mm c/13

3.5.3. Diseño de columnas

En esta etapa se realizará el cálculo de una columna (P16), una de las que tiene mayores solicitaciones del Proyecto, para verificar el cálculo, el funcionamiento del programa, la sección obtenida por el mismo.

Datos de diseño

$$M = 1600 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$M_d = 1.6 M \quad h = 30 \text{ cm}$$

$$M_d = 2560 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$N = 20250 \text{ kg} \quad b' = 20 \text{ cm}$$

$$N_d = 1.6 M \quad h' = 50 \text{ cm}$$

$$N_d = 41200 \text{ kg} \quad \beta = 1$$

Resistencia de cálculo de los materiales

$$f_{yk} = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad y_s = 1.15 \quad f_{yd} = \frac{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.15} = 3652 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ck} = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad y_c = 1.5 \quad f_{cd} = \frac{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.15} = 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$I_y = \frac{b^3 \cdot h}{12}$$

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

$$L_c = 3.50 \text{ m}$$

$$I_{y'} = \frac{b' \cdot h'^3}{12}$$

$$I_{y'} = 208333 \text{ cm}^4$$

$$L_v = 3.58 \text{ m}$$

$$\Psi_A = \frac{\frac{2 \cdot I_y}{L_c}}{\frac{2 \cdot I_{y'}}{L_v}}$$

$$\Psi_A = 0.331$$

$$\Psi_B = 0 \rightarrow \text{Empotrado}$$

$$\alpha = 1.06$$

$$l_o = \alpha \cdot L_c$$

$$l_o = 3.71 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_o}{b}$$

$$\lambda_g = 18.55 > 10$$

$$10 > \lambda_g > 29$$

Verificación al pandeo

$$\frac{e_x}{e_{x \max}} + \frac{e_y}{e_{y \max}} \leq 1$$

En la dirección Y – Y

Esbeltez geométrica

$$\lambda_{gy} = \frac{l_o}{b}$$

$$\lambda_{gy} = 18.55$$

Excentricidades

$$e_y = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_y = 6.21 \text{ cm}$$

$$e_{fy} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_y}{b + 10 \cdot e_y} \cdot \frac{l_o^2 \cdot 10^{-4}}{b}$$

$$e_{fy} = 3.25 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = 2 \text{ cm} \rightarrow \text{Excentricidad mínima}$$

$$e_{y \max} = \left(\frac{h \cdot e_y}{b} \cdot \beta \cdot e_y \right) + e_{fy} + e_{ay}$$

$$e_{y \max} = 17.66 \text{ cm}$$

En la dirección X – X

Esbeltez geométrica

$$\lambda_{gx} = \frac{l_o}{b}$$

$$\lambda_{gx} = 18.55$$

Excentricidades

$$e_x = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_x = 6.21 \text{ cm}$$

$$e_{fx} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_x}{b + 10 \cdot e_x} \cdot \frac{l_o^2 \cdot 10^{-4}}{b}$$

$$e_{fx} = 3.25 \text{ cm}$$

$$e_{ax} = 2 \text{ cm} \rightarrow \text{Excentricidad mínima}$$

$$e_{x \max} = \left(\frac{h \cdot e_x}{b} \cdot \beta \cdot e_x \right) + e_{fx} + e_{ax}$$

$$e_{x \max} = 17.66 \text{ cm}$$

$$\frac{e_x}{e_{x \max}} + \frac{e_y}{e_{y \max}} \leq 1$$

0.70 ≤ 1 → Cumple la verificación

Cálculos

$$\gamma_m = \frac{b + 6}{b}$$

$$\gamma_m = 1.2$$

$$\gamma_m > 1.15$$

$$\gamma_m \cdot N_d = 49440 \text{ kg}$$

$$N_c = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h$$

$$N_c = 107100 \text{ kg}$$

$$\gamma_m \cdot N_d < N_c$$

Armadura mínima y máxima

$$A_c = b \cdot h$$

$$0.003 \cdot A_c \leq A_s \leq 0.08 \cdot A_c$$

$$A_c = 900 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \cdot A_c$$

$$A_{\min} = 2.7 \text{ cm}^2$$

4φ12 mm

Determinación de la armadura transversal

$$\phi L = 12 \text{ mm}$$

$$\phi_e \geq \begin{cases} \frac{1}{4} \phi L = 3 \text{ mm} \\ 6 \text{ mm} = 6 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\phi = 6 \text{ mm}$$

Espaciamiento

$$S < b \quad S = 20 \text{ cm}$$

$$S \leq 15 \cdot \phi L \quad S = 18 \text{ cm}$$

$$S = 15 \text{ cm}$$

24φ6 mm c/15

Resultado obtenidos manualmente

$$4\phi 12 \text{ mm} + 2\phi 12 \text{ mm}$$

$$24\phi 6 \text{ mm c/15}$$

Resultados obtenidos CYPECAD

$$4\phi 12 \text{ mm} + 2\phi 12 \text{ mm}$$

$$30\phi 6 \text{ mm c/15}$$

3.5.4. Diseño de zapatas

En esta etapa se realizará el cálculo de una zapata intermedia (P16), una de las que tiene mayores solicitaciones del Proyecto, para verificar el cálculo, el funcionamiento del programa, la sección obtenida por el mismo.

Datos de diseño

$$\begin{aligned}M_a &= 1910 \text{ kg} \cdot \text{m} & a_o &= 30 \text{ cm} \\M_b &= 1820 \text{ kg} \cdot \text{m} & b_o &= 30 \text{ cm} \\N_h &= 36750 \text{ kg} & r &= 5 \text{ cm} \\H_a &= 2490 \text{ kg} & \sigma_{adm} &= 1.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\H_b &= 2340 \text{ kg}\end{aligned}$$

Resistencia de cálculo de los materiales

$$\begin{aligned}f_{yk} &= 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & y_s &= 1.15 & f_{yd} &= \frac{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.15} = 3652 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\f_{ck} &= 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & y_c &= 1.5 & f_{cd} &= \frac{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.15} = 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\end{aligned}$$

Predimensionamiento

$$A = \frac{1.5 \cdot N_h}{\sigma_{adm}}$$

$$A = 2.57 \text{ m}^2$$

$$a = \sqrt{A} = 1.60 \text{ m}$$

$$a = b$$

Asumimos

$$a = 195 \text{ cm}$$

$$b = 195 \text{ cm}$$

$$\sigma_{max} = \frac{1.05 \cdot N_h}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

$$\sigma_{max} = 1.27 < \sigma_{adm}$$

Cálculo de la altura útil

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

$$f_{vd} = 5.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$K = \frac{4 \cdot f_{vd}}{1.6 \cdot \sigma_{max}}$$

$$K = 9.87$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot K - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} = 0.32$$

$$d = d_1 = 0.32$$

Altura de la zapata

$$h = d + r = 37 \rightarrow \text{Asumimos } h = 50 \text{ cm}$$

Cálculo de los momentos flectores en la base

$$M'_a = M_a + H_a \cdot h$$

$$M'_a = 2695 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M'_b = M_b + H_b \cdot h$$

$$M'_b = 2160 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo del peso de la zapata

$$\gamma_H = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$P_p = \gamma_H \cdot a \cdot b \cdot h = 4563 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{P_p + N_h}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

$$\sigma_{\max} = 1.48 < \sigma_{\text{adm}}$$

Verificación al vuelco

$$\gamma_a = \frac{(N_h + P_p) \cdot \frac{a}{2}}{M'_a} = 14.95 > 1.5 \rightarrow \text{cumple}$$

Dimensiones finales

$$a = 195 \text{ cm}$$

$$b = 195 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

Cálculo de tensiones para el diseño de la zapata

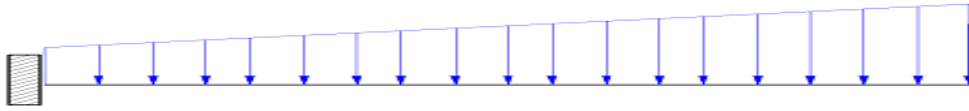
$$\sigma_1 = \frac{N_h}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} - \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2} \quad \sigma_1 = 0.5736 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_h}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} - \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2} \quad \sigma_2 = 1.01 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{N_h}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2} \quad \sigma_3 = 0.923 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{N_h}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2} \quad \sigma_4 = 1.359 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$a = 195 \text{ cm}$$



$$l' = \frac{a - a_0}{2} + 0.15 \cdot a_0 = 87 \text{ cm}$$

$$l_x = a - l' = 108 \text{ cm}$$

$$x = \frac{\sigma_{\text{mayor}} - \sigma_{\text{menor}}}{b} \cdot l_x = 0.242 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{total}} = \sigma_{\text{menor}} + x = 1.165 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$R_1 = \sigma_{\text{total}} \cdot l'$$

$$R_2 = (\sigma_{\text{total}} - \sigma_2) \cdot \frac{l'}{2}$$

$$R_1 = 101.33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$R_2 = 8.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$M_a = R_1 \cdot \frac{l'}{2} + R_2 \cdot \frac{2 \cdot l'}{3}$$

$$M_a = 4899 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \text{cm}$$

Cálculo de la armadura

$$d = h - r = 45 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{1.6 \cdot M_a \cdot b}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0276$$

$$\omega = \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0.0284$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 9.557 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = \omega_{\text{min}} \cdot b \cdot d = 15.8 \text{ cm}^2$$

escogemos el area mayor

$$A_{\text{min}} = 15.8 \text{ cm}^2$$

Número de barras

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

$$A_{\phi 12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 12}}$$

$$n = 13 \text{ barras}$$

$$S_b = \frac{b - 2 \cdot r - n \cdot \phi 12}{n - 1}$$

$$s = 14.11 \text{ cm}$$

13φ12 mm c/14

Resultado obtenidos manualmente

13φ12 mm c/14

Resultados obtenidos CYPECAD

13φ12 mm c/14

3.5.5. Diseño de estructuras complementarias

3.5.5.1. Diseño de escaleras

Por fines académicos se presenta a continuación el cálculo de una de las dos escaleras que presenta la estructura misma que cuenta con dos tramos y un descanso.

Diseño Geométrico

- ❖ Dado el diseño Arquitectónico observamos que tenemos un desnivel a salvar de $H=4.20\text{m}$.
- ❖ La huella mínima es de 28 cm según la Norma Boliviana NB 1220002
- ❖ La contrahuella mínima es de 18 cm según la Norma Boliviana NB 1220002
- ❖ Para obtener el número de escalones que necesitamos por tramo tenemos que:

$$h_{\text{tramo}} = \frac{4.20}{2} = 2.10\text{m}$$

Por lo tanto, el número de escalones por tramo es de:

$$n^{\circ}\text{escalones} = \frac{2.10}{0.18} - 1 = 11$$

- ❖ Según la Norma Boliviana NB 1220002 “Accesibilidad de las personas con discapacidad al medio físico - Edificios – Escaleras” el ancho mínimo para escaleras de uso público es de 1.20 pero por seguridad y ante cualquier eventual problema para evacuación de los estudiantes se tomó un ancho de 2.00 m, por lo tanto se cumple con esta condición.
- ❖ El espesor de la losa de la escalera viene dado por:

$$h_f = \frac{\text{luz}}{40} = \frac{390}{40} = 10\text{cm}$$

Inicialmente se realizó el diseño con un espesor de 10 cm pero, para optimizar armadura se recalculo la losa con un espesor de 15 cm.

- ❖ Las dimensiones del descanso son de 1.60mx4.00m

Análisis de cargas

a) Para los tramos inclinados se tienen las siguientes cargas:

- ❖ Del cuadro número 11 en capítulo 2 del presente proyecto tenemos que, la carga accidental para escaleras con acceso público debe ser de $q= 400 \text{ Kg/m}^2$
- ❖ El peso propio de la losa es de:

$$g = \gamma \cdot h_f = 2400 \cdot 0.15 = 360 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$
$$\frac{g}{\cos \alpha} = \frac{360}{\cos 54.31} = 617.07 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

❖ El peso propio de los peldaños es de:

$$g_1 = \frac{2400 \cdot 0.18 \cdot 2.0}{2} = 432 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

❖ El peso propio de los acabados es de: $g_2 = 120 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$

❖ Por lo tanto, la carga muerta total es de:

$$g_t = g + g_1 + g_2 = 617.07 + 432 + 120 = 1169.07 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Se tiene una carga de diseño de:

$$q_d = \gamma_f \cdot (q_t + g_t) = 1.6 \cdot (1169.07 + 400) = 2510.51 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

b) Para el descanso se tiene las siguientes cargas:

El peso propio de la losa es de:

$$g = \gamma \cdot h_f = 2400 \cdot 0.15 = 360 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

❖ El peso propio de los acabados es de: $g_2 = 120 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$

❖ Por lo tanto, la carga muerta total es de:

$$g_t = g + g_2 = 360 + 120 = 480 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

❖ La carga accidental es de $q = 400 \text{ Kg/m}^2$

Se tiene una carga de diseño de:

$$q_d = \gamma_f \cdot (q_t + g_t) = 1.6 \cdot (480 + 400) = 1408 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Asumiendo una viga biapoyada se calcula un momento de diseño de: $M_d = 9845.34 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$

Diseño a flexión

❖ Resistencia de cálculo de los materiales

$$f_{yd} = \frac{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.15} = 3652 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{cd} = \frac{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.50} = 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

❖ Altura efectiva

$$d = 15\text{cm} - 3\text{cm} = 12\text{cm}$$

❖ Altura del bloque de compresiones ficticio

$$y = 12 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{984534}{0.425 \cdot 200 \cdot 12^2 \cdot 140}} \right] = 4.17 \text{cm}$$

❖ El área de acero necesaria es de:

$$A_{scal} = 0.85 \cdot 200 \cdot 4.17 \cdot \frac{140}{3652} = 27.17 \text{cm}^2$$

❖ El área de acero mínima es de:

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot 200 \cdot 15 = 5.4 \text{cm}^2$$

❖ El número de barras para armadura de $\phi=16\text{mm}$ es

$$n = \frac{27.17}{2.01} = 13.52 = 14$$

❖ La separación entre barras es de:

$$s = \frac{200 \text{cm}}{14} = 15 \text{cm}$$

Por lo tanto, se tiene una armadura a flexión positiva de $\phi 16\text{c}/15\text{cm}$

❖ Para el acero negativo se adopta el 25% de la cuantía del acero positivo

$$A_s = 24.44 \cdot 25\% = 6.11 \text{cm}^2$$

❖ El número de barras para armadura de $\phi=10\text{mm}$ es

$$n = \frac{6.79}{0.78} = 8.70 = 9$$

❖ La separación entre barras es de:

$$s = \frac{200 \text{cm}}{9} = 22 \text{cm}$$

$\phi 8 \text{ mm c}/22\text{cm}$

Resultado obtenidos manualmente

$\phi 8 \text{ mm c}/22\text{cm}$

Resultados obtenidos CYPECAD

$\phi 8 \text{ mm c}/20\text{cm}$

❖ Se debe disponer una armadura transversal de reparto igual al 25% de la armadura longitudinal principal

$$A_{Srep} = 24.44 \cdot 25\% = 6.11 \text{cm}^2$$

❖ El número de barras para armadura de $\phi=8\text{mm}$ es

$$n = \frac{6.11}{0.50} = 12.22 = 13$$

❖ La separación entre barras es de:

$$s = \frac{200\text{cm}}{13} = 16\text{cm}$$

φ8 mm c/16cm

Resultado obtenidos manualmente

φ8 mm c/16cm

Resultados obtenidos CYPECAD

φ8 mm c/20cm

3.5.5.2. Diseño de rampla

Se observa que la rampla está conformada por un conjunto de losas macizas apoyadas sobre las vigas que salen de las columnas centrales mismas que sirven de sostén de la rampla, se muestra a continuación el cálculo de un sector de la rampla:

Diseño Geométrico

- ❖ Dado el diseño Arquitectónico observamos que tenemos un desnivel a salvar de $H=4.20\text{m}$.
- ❖ El diseño arquitectónico inicial contaba con un espacio reducido para la ubicación de la rampla, mismo que generaba una fuerte pendiente para salvar el desnivel y no cumplía con las pendientes máximas aconsejables para el tránsito de minusválidos, es por eso que se vio la necesidad de ubicar la rampla en el exterior de la estructura, para reducir la pendiente se planteó la misma con dos tramos y un descanso generando un ángulo de inclinación de 3.26°
- ❖ Según la Norma Boliviana NB 1220005 “Accesibilidad de las personas con discapacidad al medio físico - Edificios y espacios urbanos - Rampas fijas adecuadas y básicas” el ancho mínimo para rampas ubicadas en edificios y espacios urbanos es 0.90m pero por seguridad y ante cualquier eventual problema para evacuación de los estudiantes se tomó un ancho de 2.00 m , por lo tanto se cumple con esta condición.
- ❖ El espesor de la losa de la escalera viene dado por:

$$h_f = \frac{\text{luz}}{40} = \frac{370}{40} = 10\text{cm}$$

Inicialmente se realizó el diseño con un espesor de 10 cm , pero para optimizar armadura se recalculo la losa con un espesor de 12 cm .

- ❖ Las dimensiones del descanso son de $1.20\text{m} \times 4.00\text{m}$

Análisis de cargas

a) Para los tramos inclinados se tienen las siguientes cargas:

- ❖ Se considerará una carga accidental de $q= 400\text{ Kg/m}^2$
- ❖ El peso propio de la losa es de:

$$g = \gamma \cdot h_f = 2400 \cdot 0.12 = 288 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$
$$\frac{g}{\cos \alpha} = \frac{288}{\cos 6.51} = 289.87 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

❖ El peso propio de los acabados es de: $g_1 = 120 \frac{Kg}{m^2}$

❖ Por lo tanto, la carga muerta total es de:

$$g_t = g + g_1 = 289.87 + 120 = 409.87 \frac{Kg}{m^2}$$

Se tiene una carga de diseño de:

$$q_d = \gamma_f \cdot (q_t + g_t) = 1.6 \cdot (409.87 + 400) = 1295.79 \frac{kg}{m^2}$$

b) Para el descanso se tiene las siguientes cargas:

$$g_t = g + g_1 = 288 + 120 = 408 \frac{Kg}{m^2}$$

❖ La carga accidental es de $q = 400 \text{ Kg/m}^2$

Se tiene una carga de diseño de:

$$q_d = \gamma_f \cdot (q_t + g_t) = 1.6 \cdot (408 + 400) = 1292.8 \frac{kg}{m^2}$$

Del programa se obtienen los siguientes momentos de diseño:

$$M_{xi+} = 932.12 \text{ Kg.m/m}$$

$$M_{yi+} = 811.34 \text{ Kg.m/m}$$

$$M_{xi-} = 624.26 \text{ Kg.m/m}$$

Diseño a flexión

❖ Resistencia de cálculo de los materiales

$$f_{yd} = \frac{4200 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 3652 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{cd} = \frac{210 \frac{kg}{cm^2}}{1.50} = 140 \frac{kg}{cm^2}$$

❖ Para la armadura longitudinal inferior se tiene:

Altura efectiva

$$d = 12\text{cm} - 3\text{cm} = 9\text{cm}$$

Altura del bloque de compresiones ficticio

$$y = 9 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{93212}{0.425 \cdot 100 \cdot 9^2 \cdot 140}} \right] = 0.92\text{cm}$$

El área de acero necesaria es de:

$$A_{scal} = 0.85 \cdot 100 \cdot 0.92 \cdot \frac{140}{3652} = 3.00 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínima es de:

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 12 = 2.16 \text{ cm}^2$$

El número de barras para armadura de $\phi=8\text{mm}$ es

$$n = \frac{3.00}{0.502} = 5.98 = 6$$

La separación entre barras es de:

$$s = \frac{100\text{cm}}{6} = 16\text{cm}$$

Por lo tanto, se tiene una armadura longitudinal inferior de $\phi 8\text{c}/16\text{cm}$ cabe resaltar que mediante el programa Cypecad se obtiene una armadura de $\phi 8\text{c}/15\text{cm}$

❖ Para la armadura transversal inferior se tiene:

Altura del bloque de compresiones ficticio

$$y = 9 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{81134}{0.425 \cdot 100 \cdot 9^2 \cdot 140}} \right] = 0.79\text{cm}$$

El área de acero necesaria es de:

$$A_{scal} = 0.85 \cdot 100 \cdot 0.79 \cdot \frac{140}{3652} = 2.57 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínima es de:

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 12 = 2.16 \text{ cm}^2$$

El número de barras para armadura de $\Phi=8\text{mm}$ es

$$n = \frac{2.57}{0.502} = 5.12 = 6$$

La separación entre barras es de:

$$s = \frac{100\text{cm}}{6} = 16\text{cm}$$

$\phi 8 \text{ mm c}/16\text{cm}$

Resultado obtenidos manualmente

$\phi 8 \text{ mm c}/16\text{cm}$

Resultados obtenidos CYPECAD

$\phi 8 \text{ mm c}/15\text{cm}$

❖ Para la armadura longitudinal superior se tiene:

Altura del bloque de compresiones ficticio

$$y = 9 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{62426}{0.425 \cdot 100 \cdot 9^2 \cdot 140}} \right] = 0.60 \text{ cm}$$

El área de acero necesaria es de:

$$A_{scal} = 0.85 \cdot 100 \cdot 0.59 \cdot \frac{140}{3652} = 1.95 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínima es de:

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 12 = 2.16 \text{ cm}^2$$

El número de barras para armadura de $\phi=6\text{mm}$ es

$$n = \frac{2.16}{0.283} = 7.63 = 8$$

La separación entre barras es de:

$$s = \frac{100 \text{ cm}}{8} = 12.5 \text{ cm}$$

$\phi 6 \text{ mm c}/13 \text{ cm}$

Resultado obtenidos manualmente

$\phi 6 \text{ mm c}/13 \text{ cm}$

Resultados obtenidos CYPECAD

$\phi 6 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$

3.6. ESTRATEGIA PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO

3.6.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas ya se definieron en el punto 2.5.1, las mismas se realizaron para cada actividad en particular y están conformadas por:

- ❖ Nombre y número del ítem.
- ❖ Unidad.
- ❖ Descripción de la actividad.
- ❖ Materiales, herramientas y equipo a utilizar.
- ❖ Forma de ejecución.
- ❖ Medición y pago.

Todas las especificaciones técnicas, realizadas para cada actividad se encuentran en el Anexo N°2.

3.6.2. Precios unitarios

Los precios unitarios ya se definieron en el punto 2.5.2, los mismos se realizaron para cada actividad en particular empleando el formulario B-2 y están conformados por:

El precio Unitario, consecuentemente, se compone de los costos unitarios directos (CD), más los costos Indirectos (CI) en relación con el volumen de obra y, por lo tanto, la expresión matemática del precio unitario puede escribirse de la siguiente manera:

$$PU = CD + CI$$

- ❖ Los costos directos “CD” son los que engloban el costo de:
 - 1) Material.
 - 2) Mano de obra. -Conformada por la suma de:
 - 2.1) Mano de obra
 - 2.2) Cargas sociales. -Porcentaje de “2.1” el cual puede adoptarse entre 55 a 71.18%, en el proyecto se asumió 57%.
 - 2.3) Impuestos IVA. - Porcentaje de la suma entre “2.1+2.2”, el cual en el proyecto se asumió 14.94%.
 - 3) Equipo, maquinaria y herramientas
 - 3.1) Herramientas. -Es un porcentaje de “2” que se asumió 4%.
- ❖ Los costos indirectos “CI” son todos aquellos gastos que no son integrantes de los costos directos, tales como:

- 4) Gastos generales y administrativos. - Es un porcentaje de “1+2+3” el cual en el proyecto se asumió 7%.
- 5) Utilidad. - Es un porcentaje de “1+2+3+4” el cual en el proyecto se asumió como 7%.
- 6) Impuestos. - Es un porcentaje de “1+2+3+4+5” el cual en el proyecto se asumió como 3.09%.

Por tanto, el precio unitario de cada actividad sería la suma de los costos directos más los costos indirectos o sea “ $PU=1+2+3+4+5+6$ ”.

Todos los precios unitarios, realizados para cada actividad se encuentran en el Anexo N°4.

3.6.3. Cómputos métricos

Los cómputos métricos ya se definieron en el punto 2.5.3, los mismos se realizaron para cada actividad en particular.

El trabajo de medición fue ejecutado sobre los planos con la ayuda de un escalímetro teniendo mucho cuidado en la observación de las escalas.

Todos los cómputos métricos, realizados para cada actividad se encuentran en el Anexo N°3.

3.6.4. Presupuesto general de la obra

El presupuesto de la obra ya se definió en el punto 2.5.4, el mismo fue estimado mediante la multiplicación de cada una de las actividades por su correspondiente precio unitario, lo cual nos determina el costo parcial de la misma y mediante la suma del costo parcial de todas las actividades tenemos el presupuesto total de la obra, el cual es aproximadamente 4023533.01 bs, lo que es igual a 578093.82 \$u\$.

PRESUPUESTO POR ITEMS Y GENERAL DE LA OBRA					
N°	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	REPLANTEO Y TRAZADO	m²	554,62	4,66	2.584,53
2	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA	m³	207,88	22,56	4.689,77
3	RELLENO Y COMPACTACIÓN S/MATERIAL	m³	150,53	132,72	19.978,34
4	HORMIGÓN SIMPLE DE NIVELACION	m³	6,73	877,91	5.908,33
5	HORMIGÓN ARMADO P/ZAPATAS	m³	46,03	3.081,83	141.856,63
6	HORMIGÓN ARMADO P/COLUMNA	m³	43,37	4.693,25	203.546,25
7	HORMIGÓN ARMADO P/SOBRECIMIENTO	m³	23,17	2.850,51	66.046,32
8	CIMIENTO DE H° C° 1:2:4 60% PD	m³	4,08	669,35	2.730,95
9	IMPERMEABILIZACIÓN DE SOBRECIMENTOS	m²	58,17	30,44	1.770,69
10	MURO LADRILLO 6 HUECOS E=15 CM	m²	45,76	163,04	7.460,71
11	MURO DE LADRILLO 6 HUECOS E=18 CM	m²	1.152,80	163,04	187.952,51
12	HORMIGÓN ARMADO P/VIGA	m³	54,78	4.541,10	248.761,46
13	LOSA RETICULAR H° H=25CM	m²	695,66	2.143,02	1.490.813,29
14	ÁBACOS DE H°A°	m³	3,92	4.155,24	16.288,54
15	LOSA ALIVIANADA DE H°A° C/PLASTOFORM H=20CM	m²	245,52	442,66	108.681,88
16	ESCALERA	m³	7,58	4.178,87	31.675,83
17	RAMPA DE H°A°	m³	5,86	2.895,50	16.967,63
18	PUERTA TABLERO C/MARCO	pza	61,11	1.201,09	73.398,61
19	DINTEL DE LADRILLO ARMADO	m	27,10	88,83	2.407,29
20	VENTANA ALUMINIO C/VIDRIO 6MM	m²	308,24	673,20	207.507,17
21	REVOQUE INTERIOR CAL-CEMENTO-YESO	m²	1.860,02	153,90	286.257,08
22	REVOQUE EXTERIOR CAL-CEMENTO	m²	764,19	157,15	120.092,46
23	PINTURA LATEX INTERIOR	m²	2.854,93	37,92	108.258,95
24	PINTURA LATEX EXTERIOR	m²	861,43	40,35	34.758,70
25	PISO CERÁMICO SOBRE LOSA O CONTRAPISO	m²	564,44	209,56	118.284,05
26	PISO CERÁMICA CON CONTRAPISO	m²	516,79	343,84	177.693,07
27	ZÓCALO DE CERÁMICA	m	612,40	54,47	33.357,43
28	CIELO RAZO SOBRE LOSA	m²	1.092,15	117,83	128.688,03
29	REVESTIMIENTO CERÁMICA	m²	258,82	247,77	64.127,83
30	BARANDA METALICA CON TUBO REDONDO	m	59,94	720,02	43.158,00
31	IMPERMEABILIZACION DE PISO C/MENBRANA AS	m²	542,38	114,09	61.880,13
32	LIMPIEZA GENERAL DE OBRA	glb	1,00	5.950,55	5.950,55
	Total presupuesto:				4.023.533,01
Son: Cuatro Millon(es) Veintitres Mil Quinientos Treinta y Tres con 01/100 Bolivianos					

Para una mayor referencia véase el Anexo N°4 Presupuesto General de la obra y Precios Unitarios.

3.6.5. Cronograma de ejecución de la obra

El cronograma de la obra fue definido en el punto 2.5.5, el mismo fue desarrollado en función de los rendimientos de la mano de obra y la cantidad del personal disponible para efectuar las diferentes actividades. Dicho cronograma consiste en un Diagrama de Gantt elaborado mediante el programa computarizado Microsoft Project en su versión 2010.

Teniendo como resultado un cronograma de ejecución, con una duración aproximada de 350 días calendario.

El cronograma de ejecución de la obra se encuentra en el Anexo N°5 y también el cálculo de los días de ejecución de cada ítem.

CAPÍTULO IV

4. APORTE ACADÉMICO

4.1. GENERALIDADES

Como aporte académico por parte del estudiante, se realizará un análisis técnico-económico de los encofrados para losas, a través del cual se pretende obtener la mejor alternativa, el primero de madera, el segundo metálico y el tercero mixto (madera-metálico), a partir de estos diseños se pretende demostrar las ventajas y desventajas de cada diseño, además de efectuar una comparativa entre costo y tiempo

4.2. MARCO TEÓRICO

Un encofrado es el sistema de moldes temporales o permanentes que se utilizan para dar forma al hormigón u otros materiales similares.

4.2.1. Encofrados

4.2.1.1. Encontrados de madera

Los encofrados de madera son revestimientos para la obra falsa, hecho generalmente en el sitio, que para su fabricación se utiliza láminas de madera aglomerada o contrachapada o tablas de material tradicional, la madera utilizada debe tener resistencia a la humedad, los encofrados de madera son elementos muy simples de fabricar solo mirando los planos, es usado en edificaciones muy pequeñas o construcciones que requieren diseños especiales o difíciles de encontrar pre fabricados

4.2.1.2. Encofrados metálicos

El encofrado metálico, como su nombre lo indica, está compuesto por cierto número de piezas rígidas, que solo pueden adaptarse a una forma exclusiva. De ahí su limitación en cuanto a la multiplicidad de formas a dar con un solo elemento o tablero, tal como ya vimos en los encofrados de madera, que son susceptibles de emplearlos en diversidad de piezas, cortando, añadiendo, clavando, etc

En cambio, en el encofrado metálico, por su naturaleza cada pieza solo sirve para la clase de molde para la cual ha sido proyectada, no pudiendo aprovecharla, salvo algún caso excepcional.

4.2.2. Dimensionamiento de encofrados de madera

4.2.2.1. Dimensionamiento de los listones

Bases de calculo

- ❖ Se utilizará madera tipo C

Cargas permanentes

- ❖ Peso propio del hormigón
- ❖ Peso propio del tablero (losa reticular)

Sobrecargas

- ❖ Impacto del hormigón (25% del peso específico del hormigón)
- ❖ Albañiles

Deflexiones admisibles

- ❖ Carga total
- ❖ Sobrecarga permanente

Cuadro N° 23

Deflexiones máximas admisibles

CARGA ACTUANTE	Con cielo raso de yeso (a)	Sin cielo raso de yeso (b)
Cargas permanentes más sobrecargas	L/300	L/250
Sobrecargas	L/350	L/350

Fuente: Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino

- ❖ Carga total $\Delta=L/250$
- ❖ Sobrecarga permanente $\Delta=L/350$

Condiciones de apoyo y luz de cálculo

- ❖ Se adoptan una separación de listones
- ❖ Se suponen listones simplemente apoyados en los puntales entonces debemos restar la mitad del diámetro del puntal a cada apoyo y esa será nuestro L_c para calcular como una viga simplemente apoyada

Efectos máximos

- ❖ La carga total la distribuiremos sobre toda la viga simplemente apoyada

Momento máximo $\frac{qlc^2}{8}$

Cortante máximo $\frac{qlc}{2}$

Efectos admisibles

- ❖ Como existe una redistribución de cargas se utilizará E_{prom} y se mayoraría los esfuerzos de corte y flexión un 10% por seguridad

Momento de inercia por flexión

$$\Delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} < \frac{L}{K}$$

$$I > \frac{5 \cdot q \cdot L^3 \cdot K}{384 \cdot E}$$

Módulo de sección

$$Z = \frac{M_{max}}{f_m}$$

Selección de una sección de los listones

- ❖ Se debe verificar que la sección elegida el módulo de sección y la inercia sea mayor a los calculados

Verificación del esfuerzo cortante

El corte se produce a una distancia $h = 5\frac{5}{8}$ " por qué en escuadras pequeñas de 2"-6" se reduce $\frac{3}{8}$ " por efecto aserradero

$$Q = V_{max} - q \cdot h$$

$$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{b \cdot h} < f_c$$

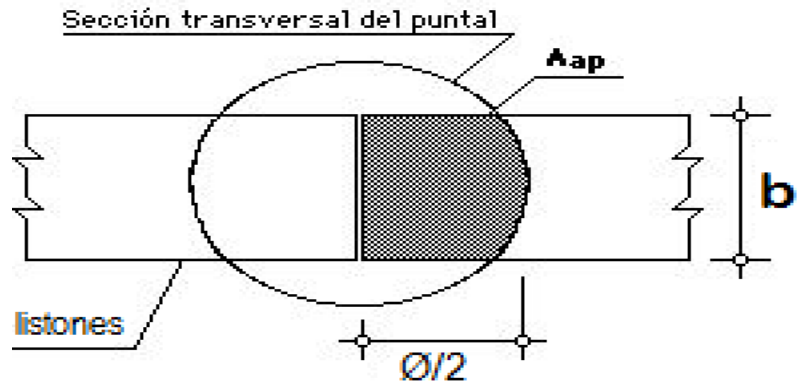
verificación de la estabilidad lateral

- ❖ Como se utilizan listones de 2" x 3" y 2" x 4" en la tabla 8.6 del Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino nos recomienda que para relaciones alto-ancho de 2 o menores no se necesita verificación de estabilidad lateral por esta razón no calculamos esta verificación.

Determinación de área de apoyo

Figura N° 22

Área de apoyo del puntal



Fuente: elaboración propia

$$A_{ap} = \frac{\phi}{2} \cdot b$$

$$\sigma = \frac{R}{A_{ap}} < f_c \neq$$

❖ Finalmente, si cumplen todos estos requisitos se utilizará la sección escogida anteriormente

4.2.2.2. Dimensionamiento de puntales

4.2.2.2.1. Puntales de madera

Bases de cálculo

- ❖ Se utilizará madera tipo A
- ❖ La carga axial aplicada será la reacción de dos listones
- ❖ Se supone que el puntal es una columna que está articulada en sus extremos, en consecuencia, $f_{ef}=L$

Esfuerzos máximos

- ❖ La carga axial máxima es igual a $2Q$

Esfuerzos admisibles

- ❖ Cálculo de $C_k = 0.7025 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_c}}$

Cálculo de la esbeltez

- ❖ $\lambda = \frac{L}{d}$ tiene que ser mayor al C_k si es así entonces es una columna larga caso contrario se debe cambiar el diámetro del puntal

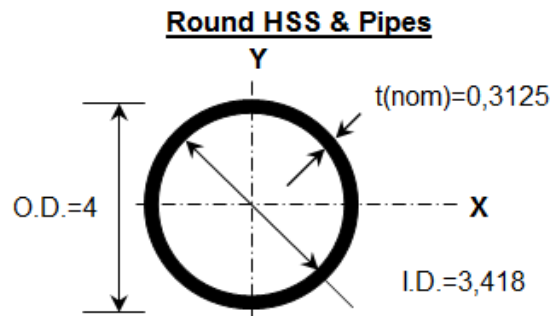
Carga admisible

- ❖ $N_{adm} = \frac{0.329 \cdot E \cdot A}{\lambda^2}$ tiene que ser mayor a la carga axial máxima, si cumple entonces utilizamos el diámetro del puntal seleccionado

4.2.2.2. Puntales metálicos

Bases de cálculo

- ❖ Para obtener las propiedades del puntal se utilizó una tabla de perfiles donde se usó un perfil hueco HSS4X0.313 que tenía un diámetro similar al del puntal metálico para fines de calculo



HSS4X0.313	
A =	3,39 in. ²
O.D. =	4 in.
I.D. =	3,418 in.
t(nom) =	0,3125 in.
t(des) =	0,291 in.
wt./ft. =	12,34 plf.
I _x = I _y =	5,87 in. ⁴
S _x = S _y =	2,93 in. ³
r _x = r _y =	1,32 in.
Z _x = Z _y =	4,01 in. ³
J =	11,7 in. ⁴
C =	5,87 in. ³

Cálculo de la esbeltez

- ❖ $\lambda = \frac{L}{d}$ tiene que ser mayor a 100 si es así entonces está dentro de la curva de Euler

Esfuerzo elástico o pandeo

❖ $F_e = \frac{\pi \cdot E}{\lambda}$ tiene que ser menor a P_{adm} y si se cumplen todos los puntos anteriores el puntal metálico resistirá todas las cargas

4.2.3. Dimensionamiento de encofrados metálicos

Los encofrados metálicos se calculan mediante una serie de tablas provistas por la empresa constructora de estos encofrados, en este caso se utilizaron encofrados metálicos de la empresa “PERI S.A.”

Todos los cálculos realizados para los diferentes tipos de encofrados están detallados en el Anexo N° 6

4.2.4. Comparación técnica y económica

4.2.4.1. Comparación técnica

Se pudo evidenciar los siguientes resultados

Cuadro N° 24

Comparación técnica de losa reticular

Encofrado de madera		Encofrado de mixto		Encofrado metálico		
Espaciamiento puntales (m)	Espaciamiento listones (m)	Espaciamiento puntales (m)	Espaciamiento listones (m)	Espaciamiento puntales (m)	Vigas princ. (m)	Vigas sec. (m)
2"x3"		2"x3"				
0.90	0.90	0.90	0.90	2.40	1.08	0.625
0.95	0.85	0.95	0.85	0.60	3.50	0.40
1.00	0.80	1.00	0.75			
2"x4"		2"x4"				
1.10	1.10	1.10	1.10			
1.15	1.10	1.15	1.10			
1.25	0.95	1.25	0.90			
1.30	0.85	1.30	0.85			

Fuente: elaboración propia

Cuadro N° 25

Comparación técnica de losa alivianada

Encofrado de madera		Encofrado de mixto		Encofrado metálico	
Espaciamiento puntales (m)	Espaciamiento listones (m)	Espaciamiento puntales (m)	Espaciamiento listones (m)	Espaciamiento puntales (m)	Vigas princ. (m)
2"x3"		2"x3"			
1.00	1.00	1.00	1.00	2.40	1.31
1.10	0.90	1.05	0.90	0.60	3.53
		1.10	0.80		
2"x4"		2"x4"			
1.25	1.25	1.20	1.20		
1.40	1.10	1.40	1.10		
1.30	1.15	1.30	1.15		
1.35	1.10	1.35	1.05		

Fuente: elaboración propia

- ❖ Los resultados obtenidos para la losa reticular con un encofrado netamente de madera se observa que con un espaciamiento de 90 cm tanto para puntales y listones de 2"x3" se cumple con las solicitudes requeridas, se evidencia también que al incrementar el espaciamiento de los puntales cada 5cm se debe disminuir de igual manera el espaciamiento de los listones para que la carga que resista cada uno sea menor y no permita el mayor espaciamiento, esto no es aconsejable desde el punto de vista técnico ya que si por una parte ahorramos puntales el esfuerzo que llegaría a cada uno de ellos sería diferente en las dos direcciones. En el caso de los listones de 2"x4" podemos obtener un mayor espaciamiento llegando a 1.10 m en ambas direcciones, ya que al ser de mayor sección el listón tiene mayores propiedades geométricas que resisten una mayor separación
- ❖ Los resultados obtenidos para la losa alivianada con un encofrado netamente de madera se observan que con un espaciamiento de 1 m tanto para puntales y listones de 2"x3" se cumple con las solicitudes requeridas, al incrementar el espaciamiento de los puntales se debe disminuir el espaciamiento de los listones. En el caso de los listones de 2"x4" la separación de los puntales puede llegar de 1.25 a 1.40 m

- ❖ En el caso del encofrado mixto tanto para la losa alivianada y losa reticular, es decir un híbrido entre listones de madera y puntales metálicos que es lo utilizado en el medio, se obtuvieron resultados similares al encofrado de madera, ya que a pesar de que el puntal metálico resiste aproximadamente el triple de carga que el puntal de madera, la gran condicionante viene dada por las propiedades físico mecánicas del listón, ya que a pesar de que se puede obtener una mayor separación en puntales el listón no cumple todas las verificaciones requeridas.
- ❖ Para el caso de encofrados netamente metálicos en losa reticular se tienen tres variantes: puntales metálicos, vigas principales, vigas secundarias se distingue que a mayor separación de puntales menor debe ser la separación de las vigas principales y secundarias, situación inversa a menor separación de puntales mayor será la separación de vigas principales y secundarias, caso similar sucede para la losa alivianada
- ❖ Realizando una comparación entre los tres tipos de encofrados, partiendo de la base que entre el encofrado mixto y el de madera no se pueden optimizar puntales diríamos que la elección entre uno y otro desde el punto de vista técnico viene ligada; por la facilidad de montaje y desmontaje, por la estructura a la cual van a ser aplicados y por la durabilidad
- ❖ En el encofrado de madera no se pudo utilizar puntales de $\phi 3''$ debido a que la esbeltez es mayor a 50 por lo tanto debemos cambiar la sección del puntal

4.2.4.2. Comparación económica

Se pudo evidenciar los siguientes resultados

Cuadro N° 26

Presupuesto de losa reticular con encofrado de madera

N°	Material	Unidad	Cantidad	Precio Unitario(Bs)	Precio Total(Bs)
1	LISTONES 2"x4"	ml	291.6	11.5	3353.4
2	PUNTALES MADERA D=4" H=4m	pza	306	140	42840
3	TABLAS 30cmx3m e=1"	m ²	353.25	45	15896.25
4	CLAVOS	Kg	5.7	16	91.2
5	ALAMBRE	Kg	5.7	15	85.5
				Total	62266.35

Fuente: elaboración propia

Cuadro N° 27**Presupuesto de losa reticular con encofrado mixto**

N°	Material	Unidad	Cantidad	Precio Unitario(Bs)	Precio Total(Bs)
1	LISTONES 2"x4"	ml	291.6	11.5	3353.4
2	PUNTALES METÁLICOS D=84mm	pza	324	185	59940
3	TABLAS 30cmx3m e=1"	m ²	353.25	45	15896.25
4	CLAVOS	Kg	5.7	16	91.2
5	ALAMBRE	Kg	5.7	15	85.5
				Total	79366.35

Fuente: elaboración propia**Cuadro N° 28****Presupuesto de losa alivianada con encofrado de madera**

N°	Material	Unidad	Cantidad	Precio Unitario(Bs)	Precio Total(Bs)
1	LISTONES 2"x4"	ml	83.41	11.5	959.22
2	PUNTALES MADERA D=4" H=4m	pza	84	140	11760
4	CLAVOS	Kg	5.7	16	91.2
5	ALAMBRE	Kg	5.7	15	85.5
				Total	12895.92

Fuente: elaboración propia**Cuadro N° 29****Presupuesto de losa alivianada con encofrado mixto**

N°	Material	Unidad	Cantidad	Precio Unitario(Bs)	Precio Total(Bs)
1	LISTONES 2"x4"	ml	83.41	11.5	959.22
2	PUNTALES METÁLICOS D=84mm	pza	84	185	15540
4	CLAVOS	Kg	5.7	16	91.2
5	ALAMBRE	Kg	5.7	15	85.5
				Total	16675.92

Fuente: elaboración propia

Cuadro N° 30

Presupuesto de losa reticular con encofrado metálico

N°	Material	Unidad	Cantidad	Precio Unitario(Bs)	Precio Total(Bs)
1	VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS	pza	900	96.62	86957.5
2	PUNTALES METÁLICOS D=84mm	pza	122	185	22570
3	TABLAS 30cmx3m e=1"	m ²	353.25	45	15896.25
				Total	125423.75

Fuente: elaboración propia

Cuadro N° 31

Presupuesto de losa alivianada con encofrado metálico

N°	Material	Unidad	Cantidad	Precio Unitario(Bs)	Precio Total(Bs)
1	VIGAS PRINCIPALES	pza	24	320	7680
2	PUNTALES METÁLICOS D=84mm	pza	84	185	15540
				Total	23220

Fuente: elaboración propia

- ❖ El encofrado mixto para losa reticular tiene un costo superior de alrededor de un 27% con el encofrado de madera
- ❖ El encofrado mixto para losa alivianada tiene un costo superior de alrededor de un 29% con el encofrado de madera
- ❖ El encofrado metálico para losa reticular tiene un costo superior de alrededor de un 50% con el encofrado de madera y del 37% con relación al encofrado mixto
- ❖ El encofrado metálico para losa alivianada tiene un costo superior de alrededor de un 44% con el encofrado de madera y del 28% con relación al encofrado mixto

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- ❖ Se logró diseñar los elementos estructurales en base a los lineamientos de la Norma Boliviana del Hormigón CBH-87 que continúa vigente en nuestro país.
- ❖ Para el diseño de la estructura de sustentación de la edificación se utilizó el paquete computacional CYPECAD en su versión 2014. Los resultados obtenidos de los elementos estructurales, que arroja el programa, fueron verificados realizando el diseño en forma manual, obteniéndose resultados en su mayoría parecidos.
- ❖ El diseño estructural fue realizado con el valor más desfavorable proveniente del estudio de suelos de 1.5 Kg/cm^2 , dando de esta manera un margen de seguridad previniendo asentamientos diferenciados en la estructura.
- ❖ Dado los nuevos requerimientos para colegios y escuelas de introducir ramplas y accesos para discapacitados, es importante darle la correcta pendiente a los mismos, en nuestro caso se tomó de 5.65% sin sobrepasar la máxima de 6% que indica la norma NB 1220005 y es importante también una ubicación adecuada para que no halla dificultades en el tránsito.
- ❖ Para la cimentación se optó por zapatas asiladas troncopiramidales, ya que, dadas las condiciones del terreno, no se vio la necesidad de aplicar otro sistema de cimentación, la más solicitada tiene una dimensión de 1.90m x 190 m, las zapatas troncopiramidales por su forma permiten el ahorro de hormigón, no requieren encofrado especial y el incremento de la mano de obra es despreciable, haciéndolas más económicas.
- ❖ Para el cálculo de los esfuerzos en escaleras se puede asumir la losa como viga biapoyada, ya que trabaja como losa en una sola dirección lo cual permite esta discretización.
- ❖ En el diseño estructural se optó por trabajar con losa aliviada con vigas pretensada en los pasillos ya que tienen luces cortas, esta losa se diseñó con un espesor de 20 cm y con losa reticular en las aulas y oficinas cuyas luces son de alrededor de 7.5m con un espesor de 25 cm, para la losa reticular se trabajó con vigas de mayor peralte a su sección, reduciendo de esta manera la utilización de ábacos que incrementan el volumen de hormigón y acero encareciendo al proyecto. En los lugares donde hubo fuerte concentración de momentos negativos si se vio la necesidad de disponer ábacos encima de las columnas para contrarrestar estos esfuerzos.

- ❖ Es importante dar la sección adecuada a los diferentes elementos de la estructura, ya que de esta manera se consigue la máxima economía en cuanto a optimización de volúmenes de hormigón y acero, y se evitan esfuerzos indeseados que generen posibles problemas, para esto se deben analizar los esfuerzos obtenidos reducir o aumentar la sección en donde se requiera o incrementar acero, no perdiendo de vista también el aspecto constructivo.
- ❖ Del análisis técnico económico realizado sobre los tipos de encofrado en el aporte académico, se puede concluir: que a pesar que el encofrado de madera es el más económico lo limita su corta vida útil, el alto coste en mano de obra y el daño que se genera al medio ambiente con la extracción de la madera, al contrario del encofrado netamente metálico en donde el costo es más elevado de alrededor el 44-50%, tiene larga vida útil y el costo en la mano de obra es menor, sin embargo el intermedio que es un encofrado mixto sería una de las mejores opciones, su costo del 27-29% mayor que el encofrado de madera lo compensa con la mayor vida útil de sus puntales además de que estos se regulan a diferentes alturas haciéndolos adaptables, no padecen los problemas que tiene la madera al exponerse al medio ambiente y a largo plazo las diferencias económicas son compensadas.

RECOMENDACIONES

- ❖ Al realizar el diseño de las estructuras de hormigón armado como es el caso de las vigas, columnas, zapatas y losas; se recomienda cumplir con los recubrimientos mínimos indicados en el cuadro N°6 como indica la Norma Boliviana del Hormigón Armado, para evitar la posible oxidación de la armadura que pueda disminuir considerablemente su resistencia.
- ❖ Se recomienda usar varillas de diámetro menor de 6mm, 8mm, 10mm y 12mm por varias razones, la primera porque una varilla de menor diámetro resulta más económica, fácil de adquirir, es más maleable o manejable, y porque posee más propiedades de adherencia con el concreto que una varilla de diámetro mayor.
- ❖ Se recomienda dar la sección adecuada a los diferentes elementos de la estructura recalculando la misma las veces que sea necesario para obtener finalmente las mejores condiciones técnicas y económicas
- ❖ Si se desea proyectar estructuras con luces de alrededor de 7 a 8 metros, y a la vez economizar gastos la mejor opción es el forjado reticular con vigas, mismo que permite abarcar estas luces proporcionando espacios amplios como en el caso del edificio en estudio aulas amplias y cómodas sin la necesidad de colocar columnas intermedias que quitan la visibilidad y obstruyen el tránsito.
- ❖ Se recomienda dejar los huecos para las bajantes sanitarias, montantes de agua potable o ductaje de la red trifásica en lugar donde no exista ábacos ni vigas preferentemente ubicarlos en la zona aligera de la losa, donde halla plastoform para evitar debilitar la estructura.
- ❖ Para la construcción de toda losa el encofrado tiene una gran incidencia en el coste final de la misma como se observa en los precios unitarios, además de que el tiempo que demora en ejecutarse el mismo en el caso de los encofrados de madera y mixtos representa hasta un 80% del tiempo total que se tarda en encofrar, armar y vaciar una losa, por lo tanto se recomienda elegir con cuidado el sistema de encofrado a utilizarse en cualquier construcción, tomando en cuenta factores como el tipo de estructura, las luces de la misma, el modulado que presenta la proyección de cada empresa y la disponibilidad de los materiales.