

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1.- El problema.-

El municipio de Bermejo actualmente no cuenta con la suficiente infraestructura para albergar a los distintos estudiantes en las zonas alejadas del centro de la ciudad más precisamente en el barrio San Juan en el distrito 7 donde el sector sufre de un excesivo número de población estudiantil ya que tienen que asistir a otros establecimientos que ya cuentan con una gran número de estudiantes.

El problema central pasa por la demanda de infraestructura debido a la gran cantidad de estudiantes que viven en el barrio San Juan y barrios cercanos que no cuentan con una infraestructura.

Esta situación provoca la falta de cupos para estudiantes lo que genera la deserción estudiantil y la falta de conclusión de estudios por parte de los mismos.

Así mismo el personal docente no puede desempeñar sus funciones eficientemente para un gran número de alumnos que presenta los distintos establecimientos cercanos a esa zona.

En consecuencia el proyecto plantea la realización del diseño del auditorio del colegio Simón Bolívar.

1.2.- Objetivos

El proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1 General.-

Realizar el diseño estructural del AUDITORIO de la unidad educativa Simón Bolívar del municipio de Bermejo aplicando el programa de cypecad 2016.

1.2.2 Específicos.-

Como objetivos específicos tenemos los siguientes:

- Establecer las normativas de construcción con las que se realiza el diseño estructural.
- Estimar el costo económico aproximado para el emplazamiento físico del proyecto estructural.

- Diseñar las zapatas, columnas, vigas.
- Diseñar la estructura de sustentación de cubierta (APORTE ACADEMICO)

1.3.-Justificación

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

1.3.1 Académica.

Profundizar los conocimientos adquiridos por el estudiante durante su formación académica, además que permite desarrollar en el estudiante conocimientos destrezas y habilidades en el diseño de propuestas del proyecto.

1.3.2 Técnica.-

El lugar de construcción del AUDITORIO de la Unidad Educativa SIMON BOLIVAR, cumple con todas las características técnicas requeridas para este tipo de obras, afirmación que se hace en base a la información tanto topográfica como al estudio de suelos del lugar de emplazamiento de la obra.

1.3.3 Social

Este proyecto se realizara con el fin de mejorar la calidad de formación de estudiantes en el barrio San Juan que tendrá una estructura moderna, también para disminuir la deserción escolar y el alfabetismo.

1.4.- Alcance del proyecto

Comprende el análisis y dimensionamiento de la estructura mediante la norma boliviana del hormigón CBH-87 y el cálculo estructural.

En consecuencia con el análisis de alternativas realizado en la propuesta se establece que se eligió la alternativa N 1 en ambos casos como en el salón y en el auditorio, que consta en los siguientes elementos estructurales.

Estructura de sustentación de la cubierta diseñada con armaduras metálicas reticuladas curvadas con perfiles de sección canal y sección cajón (APORTE ACADEMICO)

Estructura de sustentación de la edificación, estructura con pórticos conformados por vigas y columnas de hormigón armado

Fundaciones.- zapatas aisladas de hormigón armado

1.5.-Localización.

El proyecto está ubicado en la ciudad de Bermejo consolidadas como son la Calle Los parrales y la Calle 4 de julio; y dos a consolidar como son la Calle Lapacho y la Calle Sin nombre.

Vista en planta del lugar de emplazamiento de la Unidad Educativa Simón Bolívar



Figura 1.1 localización del proyecto en la ciudad de Bermejo

Vista en planta del lugar de emplazamiento de la Unidad Educativa Simón Bolívar, tomada con el programa Google Earth Pro.

En un terreno de **13.583,12 m²**, formando un manzano

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Levantamiento Topográfico

La topografía se la planifica y se la realiza considerando los siguientes aspectos importantes:

Los trabajos se encaran de la siguiente forma:

- Trabajo de Campo
- Trabajo de gabinete

2.1.1 Trabajo de campo.

Los trabajos de campo se realizaran con la conformación de una brigada topográfica: integrada por un topógrafo, un alarife.

La tarea preliminar consistió en el reconocimiento del terreno con el objetivo de que se señalara los criterios para realizar el levantamiento topográfico.

El área elegida ya se planteó en el municipio, se realizó un levantamiento con el objetivo de proporcionarnos todo los datos necesarios para la confección del plano de planta, perfil longitudinal y perfiles transversales para trazar el colegio, calcular el movimiento de tierras, etc.

2.1.2 Trabajo de gabinete.

Dibujo y plano

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

Levantamiento con estación total

Una de las grandes ventajas de levantamiento con estación total es la que toma y registro de datos es automático, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo; ya que con estas estaciones la toma de daros es automática (en forma digital) y los cálculos de coordenadas se realizan por medio de programas de computación incorporados a dichas estaciones.

Generalmente estos datos son archivados en formato ASCII para poder ser leídos por diferentes programas de topografía, diseño geométrico y edición gráfica.

Las curvas de nivel es el método más empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie de terreno, ya que permite determinar en forma sencilla y rápida, la cota o la elevación de cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno, etc.

Una curva de nivel es la traza de la superficie de terreno marcado en un plano horizontal que la intercepta, por lo que podríamos definirla como línea continua que une puntos de igual cota o elevación.

Si una superficie de terreno es cortada o interceptada por diferentes planos horizontales, a diferentes elevaciones equidistantes entre sí, se obtendrán igual número de curvas de nivel, las cuales al ser proyectada y superpuestas sobre un plano común, representan el relieve del terreno. El concepto de curva de nivel se ilustra en la figura 2.1.

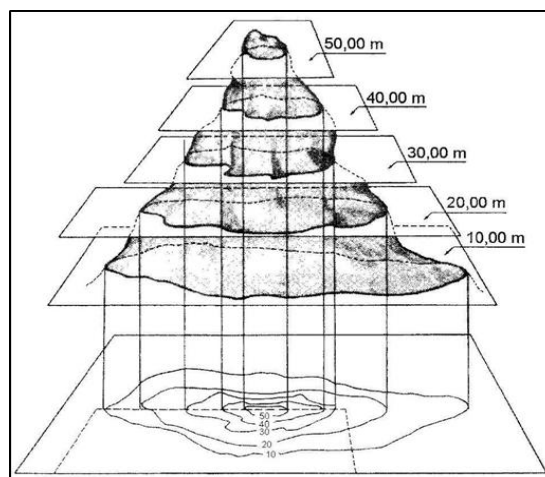


Figura 2.1 representación del concepto de curva de nivel

2.2 El estudio de suelos

Correspondiente al lugar de emplazamiento de la obra, se obtendrá usando el método SPT método de penetración estándar, que consiste en medir el número de golpes necesario para que se introduzca una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta la cual permite tomar una muestra naturalmente alterada en su interior.

2.2.1 Prueba de penetración estándar - SPT

El ensayo SPT consiste en hincar en el subsuelo un toma-muestras del tipo cuchara partida de dos pulgadas (5 cm) de diámetro, mediante golpes de un martillo de rosca de 140 lbs (63,5 kgs) de peso en caída libre de 30 pulgadas (76,2 cm). El número de golpes (N) del martillo necesario para hincar la muestra 1 pie (30 cm), se registra como la resistencia a la penetración normal del suelo. Este valor suministra una indicación de la densidad relativa, en suelos granulares o de la consistencia, en suelos cohesivos.

En suelos granulares, existen correlaciones entre el número de golpes (N) y la densidad relativa ó el ángulo de fricción efectivo (f) de éstos (Peck et al., 1974). De igual manera, N puede relacionarse con la consistencia de los suelos cohesivos, aún cuando ésta no sea la propiedad más indicativa de la resistencia de éstos.

2.2.2 Ensayos de laboratorio

En el laboratorio se busca, primeramente, identificar el tipo de material con el que se está tratando; luego, establecer los parámetros del suelo (la resistencia) requeridos para realizar los análisis posteriores.

2.2.3 Ensayos de clasificación

Lo primero que se debe realizar en el laboratorio es identificar visualmente las muestras de suelo obtenidas de las perforaciones y calicatas, para tener una buena idea acerca del tipo y número de ensayos a realizar posteriormente. Algunos de los ensayos más frecuentemente realizados para clasificar el suelo se nombran a continuación junto con una breve descripción de los mismos:

Granulometría por tamizado: Consiste en hacer pasar una muestra de suelo por tamices de diferente área de apertura, para determinar la proporción de los diferentes tamaños de partículas que componen dicha muestra.

2.2.3.1 Sistema de clasificación AASTHO

Esta clasificación fue creada por los organismos viales de Estados Unidos y como se mencionó anteriormente, fue uno de los que generalizaron su utilización a casi todo tipo de construcción civil.

Un enfoque general, se basa en que esta clasificación toma de mano la granulometría y la plasticidad de un suelo como las características principales para poder definir asociaciones que obedecen a rangos empíricos de clasificación.

En esta clasificación los suelos se dividen en siete grupos, de acuerdo a la composición granulométrica, el límite líquido y el índice de plasticidad de un suelo.

2.2.3.2 Índice de grupo. –

Es un factor de evaluación, que determina la calidad del suelo a través de características similares en grupos de suelos, el índice de grupo es muy importante en el diseño de espesores. La siguiente fórmula determina el índice de grupo.

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$$

Donde:

$a = \% \text{pasa } N^{\circ}200 - 35\% \text{ (Si } \%N^{\circ}200 > 75, \text{ se anota } 75, \text{ si es } < 35, \text{ se anota } 0)$

$b = \% \text{pasa } N^{\circ} 200 - 15\% \text{ (Si } \%N^{\circ}200 > 55, \text{ se anota } 55, \text{ si es } < 15, \text{ se anota } 0)$

$c = \text{Límite líquido} - 40 \% \text{ (Si } LL > 60, \text{ se anota } 60, \text{ si es } < 40, \text{ se anota } 0)$

$d = \text{Índice de plasticidad} - 10\% \text{ (Si } IP > 30, \text{ se anota } 30, \text{ si es } < 10, \text{ se anota } 0)$

2.3.3.3 Límites de Atterberg:

Arbitrariamente definidos, son los contenidos de humedad que corresponden a los estados frontera del comportamiento del suelo. El límite líquido separa el comportamiento plástico del suelo, del líquido; el límite plástico separa el comportamiento plástico del suelo del semi-sólido y el límite de contracción es el contenido de humedad al que un determinado suelo no puede reducir más de su volumen.

2.3 Diseño Arquitectónico

Que el profesional competente para realizar el diseño es el arquitecto que dicho profesional considera la morfología, la funcionalidad y la estética del proyecto.

2.3.1 Introducción

En el campo de la arquitectura, un proyecto arquitectónico es el conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos utilizados para plasmar (en papel, digitalmente en maqueta o por otros medios de representación) el diseño de una edificación antes de ser construida. En un concepto más amplio, el proyecto arquitectónico completo comprende el desarrollo del diseño de una edificación la distribución de usos y espacios, la manera de utilizar los materiales y tecnologías, y la elaboración del conjunto de planos con detalles y perspectivas.

2.3.2 Etapas del Diseño Arquitectónico

En el diseño arquitectónico intervienen ciertas etapas.

- El programa de diseño arquitectónico:

Se trata de una lista que identifica los componentes del sistema y sus requerimientos particulares.

- Diseño arquitectónico básico:

Es el proceso donde se traduce la formas útiles todo lo estipulado en el programa de diseño arquitectónico.

- Hipótesis de diseño:

Es una aproximación conceptual al objeto que se diseñara, puede ser modificado posteriormente. Se considera como aspectos relevantes el contexto arquitectonico, los criterios estructurales, el presupuesto, la función, la forma y también tomarse la moda.

- Zonificación:

Es el ordenamiento de los elementos del diseño, que se establecieron previamente en el programa de diseño, de forma lógica y funcional.

- El proyecto arquitectónico:

Es el fin del proceso de diseño arquitectónico, y es el conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos, empleados para plasmar el diseño arquitectónico de una edificación.

2.3.3 El proceso del diseño arquitectónico

Previo al comienzo del diseño arquitectónico, existe consideraciones que deben ser contempladas. La situación del terreno, las dimensiones, características topográficas, orientación cardinal, los servicios (energía eléctrica, agua, drenajes, la vista). Luego de solucionar los aspectos anteriores, se valoran las necesidades idflicas: superficie constructiva, altura de pisos o plantas, relaciones entre los espacios, los usos, etc. (esto es el programa arquitectónico). Otro elemento a tener en cuenta es el presupuesto disponible para la construcción, es determinante para el diseño arquitectónico.

2.4 La idealización de la estructura

Teniendo en cuenta los responsables para la idealización estructural los cuales son topografía del lugar, estudio del suelo de fundación, materiales de construcción y vinculación de la estructura y la arquitectura del proyecto se pueden realizar un análisis minucioso de las estructuras que contempla el proyecto como sigue a continuación:

2.4.1 Sustentación de la Cubierta (Aporte Académico)

La estructura de sustentación de la cubierta está constituida por armaduras metálicas reticuladas curvadas así también con correas metálicas (se considera que este tipo de estructura no fue impartida en clase o dentro de la malla curricular de la carrera de Ing Civil, se plantea como aporte académico del estudiante).

Para poder realizar el cálculo de los esfuerzos actuantes en una estructura reticulada curvada se idealizará la misma tomando los nodos como articulaciones y las barras como elementos lineales, asimismo los apoyos de la cubierta serán fijos articulados.

Una vez que se tiene ya establecidas las cargas actuantes sobre la armadura, surge lo que se llama:

La obtención de las fuerzas internas en cada barra nos permite realizar el dimensionamiento de las mismas.

El diseño de la cubierta se la realizó con una combinación de armaduras metálicas reticuladas curvadas teniendo apoyos fijos articulados.

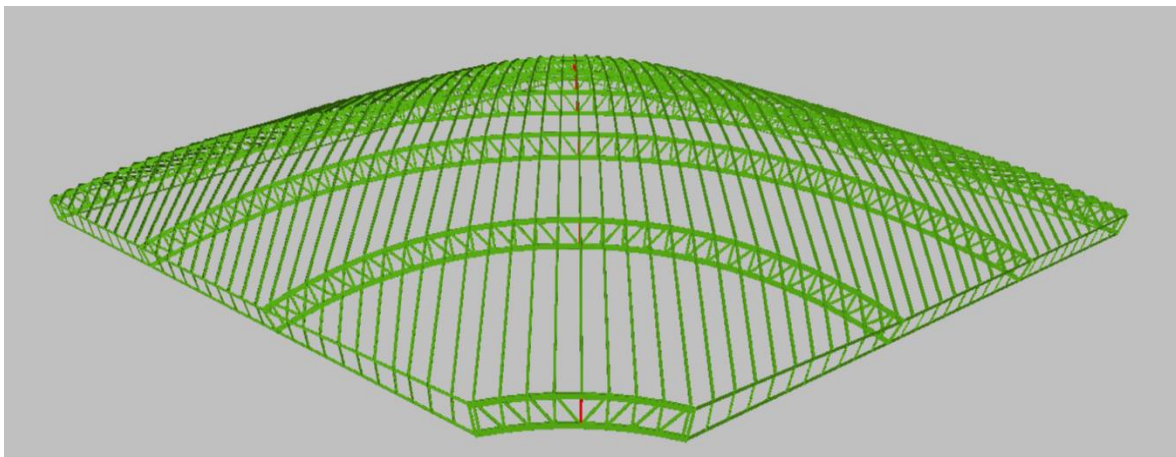


Figura 2.2 estructura metálica

2.4.2 Sustentación de la edificación (viga, columna)

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos así mismo los cuales están constituidos por columnas de sección cuadradas, rectangulares y vigas de sección rectangular, ambas de H°A° así como también de forjado compuesto por viguetas pretensadas. Se dispuso de sobre cemento armado para evitar el pandeo en las columnas de la planta baja dada su longitud de éstas. Por consiguiente de acuerdo a los

planos arquitectónicos del proyecto se establece la estructura a porticada como se muestra a continuación.

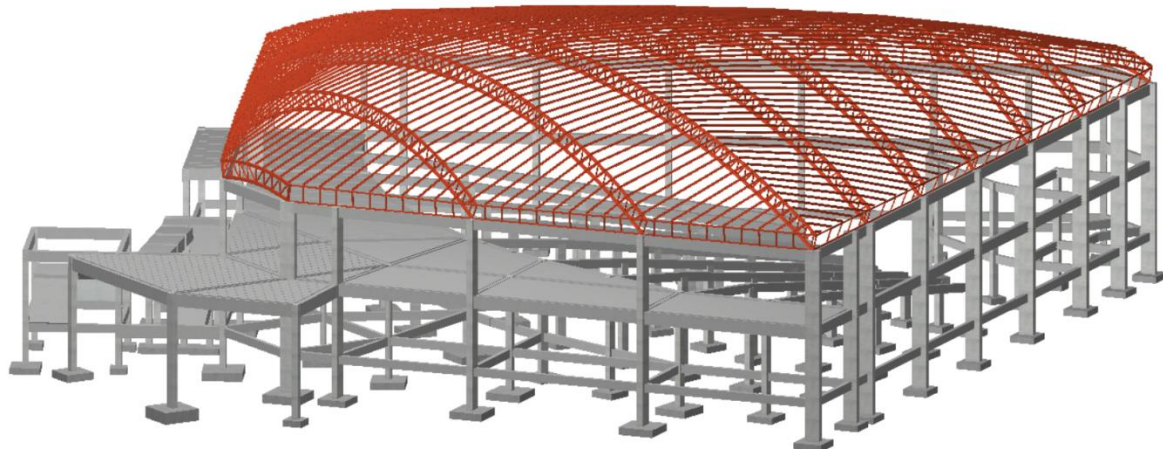


Figura 2.3 estructura completa 3d

Viga más crítica (entre los pilares 55-50)

Columna más crítica (pilar 106)

Zapata más crítica (zapata 106)

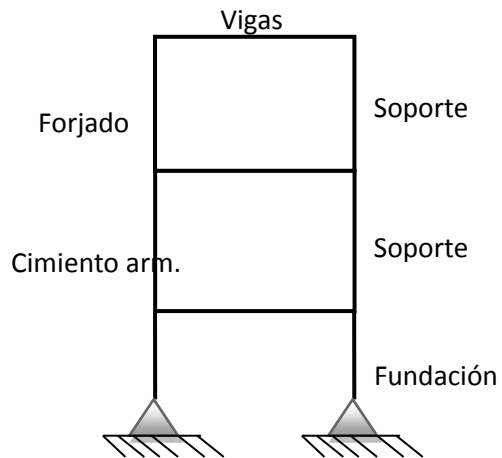


Figura 2.4 Estructura a porticada.

2.4.3 Fundaciones

Las fundaciones o cimentaciones de la estructura están en función principalmente del tipo de suelo de fundación el cual según los análisis de campo en tanto como los de laboratorio hacen conocer que se trata de un buen suelo de fundación en cuanto a resistencia se refiere

por lo tanto se establece que el tipo de fundación apropiada tanto técnica como económicamente es zapatas aisladas como se observa en la siguiente figura.

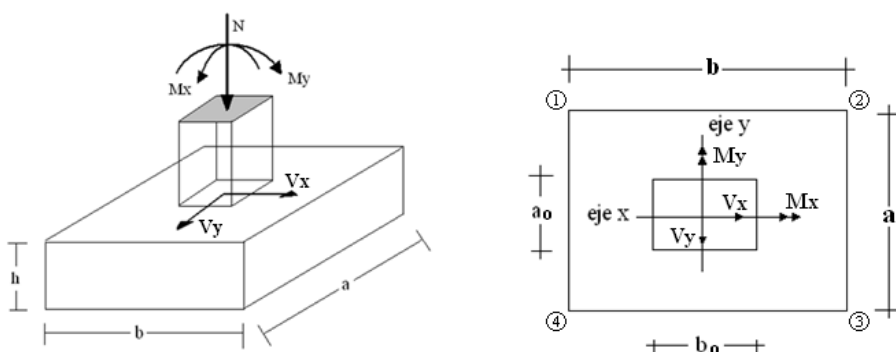


Figura 2.5 zapata aislada

2.5 Diseño estructural (normas, métodos, análisis de carga, etc.)

El proyecto comprende un análisis técnico siguiendo las normas de construcción bolivianas CBH-87 para el hormigón armado y AISI S100-2007 LRFD (Factor de carga y Resistencia de Diseño) para la cubierta, sin embargo para el análisis de la carga de viento se tomara en cuenta las recomendaciones del reglamento argentino CIRSOC 102-1 (Centro de investigación de los reglamentos nacionales de seguridad para las obras civiles) por que se adecua mejor a nuestra realidad climatológica al encontrarse cerca de nuestro, y se realizara una comparación con el análisis de la carga de viento según el Jiménez Montoya.

Guiándonos en la teoría de aplicación de la norma boliviana (CBH-87) se señala:

Que se ara empleo del programa estructural Cypecad-version 2016 el mismo que si contempla en su diseño la norma boliviana.

2.5.1 Estructura de sustentación de la cubierta (Aporte Académico)

El método adoptado para el diseño de la armadura metálica reticulada curvada es el método de **Diseño por factores de carga y resistencia o LRFD**, norma que se utilizó para el diseño(Aceros conformados en frio: AISI S100-2007 (LRFD) que se basa en los conceptos de estados límite y pretende más que obtener soluciones más económicas el proporcionar una confiabilidad uniforme para todas las estructuras de acero.

Debido que para el LRFD se emplea un coeficiente de seguridad o factor de carga para las solicitaciones permanentes menor que para las demás acciones, por cuanto se encuentran determinadas con mayor precisión y además las cargas que permanecen actuando sobre la estructura durante largos periodos de tiempo varían menos en magnitud que aquellas que se aplican durante periodos cortos, igualmente los coeficientes de seguridad aplicados a la capacidad de resistencia de los materiales es sensiblemente inferior al factor de carga.

2.5.1.1 Combinaciones de carga para la cubierta

La nomenclatura a utilizarse en la especificación LRFD es la mostrada a continuación:

- Carga Permanentes = D
- Carga no Permanentes = L
- Carga variables de techo = L_r
- Carga viento = W
- Carga por sismo = E
- Carga de nieve = S
- Carga de lluvia o hielo sin incluir encharcamiento = R

La norma LRFD nos muestra las siguientes combinaciones

Tabla 2.1. Fuente: lrfd-93

$1.4D$	(1)
$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(2)

Las cargas de impacto se incluyen sólo en la segunda de esas combinaciones.

Si comprende las fuerzas de viento (W) y sismo (E) es necesario realizar las siguientes combinaciones

Tabla 2.2. Fuente: lrfd-93

$1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$	(3)
$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(4)

$1.2D +o- 1.0E + 0.5L + 0.2 S$	(5)
--------------------------------	-----

Es necesario considerar sólo la carga de impacto en la combinación (3) de este grupo. Existe un cambio en el valor del factor de carga para L en las combinaciones (3), (4), (5) cuando se trata de garajes, áreas de reuniones públicas, y en todas las áreas donde la sobrecarga exceda 100 psi. En tal caso se debe utilizar el valor de 1 y las combinaciones resultan ser:

Tabla 2.3. Fuente: lrfd-93

$1.2D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.8W)$	(3)
$1.2D + 1.3W + 1.0L +0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	(4)
$1.2D +o- 1.0E + 1.0L + 0.2 S$	(5)

Es necesario considerar otra combinación para tomar en cuenta la posibilidad de levantamiento. Esta combinación se incluye en los casos donde se incluyen las fuerzas de tensión debido a momentos de volteo, que regirá en edificios altos con fuertes cargas laterales. En esta combinación las cargas muertas se reducen en un 10% para tomar en cuenta situaciones en las que se hayan sobreestimado.

Tabla 2.4. Fuente: lrfd-93

$0.9D +o- (1.3W \text{ o } Lo E)$

2.5.1.2 Factores de Resistencia

Para estimar con precisión la resistencia última de una estructura es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tiene en la resistencia de los materiales, en las dimensiones y en la mano de obra. Con el factor de resistencia, el proyectista reconoce implícitamente que la resistencia de un miembro no puede calcularse exactamente, debido a imperfecciones en las teorías de análisis, a variaciones en las propiedades de los materiales y a las imperfecciones en las dimensiones de los elementos estructurales.

Para hacer esta estimación, se multiplica la resistencia última teórica (llamada aquí resistencia nominal) de cada elemento por un factor ϕ , de resistencia o de sobrecapacidad que es casi siempre menor que la unidad.

TABLA 2.5: Factores de reducción de resistencia

Factor de Reducción (ϕ)	SITUACIÓN
1	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo de cargas concentradas, cortante en tornillo en juntas tipo fricción.
0.9	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldaduras con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal de base, fluencia de la sección total de miembros a tensión.
0.85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento de agujeros.
0.80	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal ala área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.
0.75	Tornillos a tensión, soldadura de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión.
0.65	Aplastamiento en tornillos (que no sea tipo A307).
0.60	Aplastamiento en cimentaciones de concreto.

FUENTE: LRFD-93

2.5.1.3 Diseños de Uniones

Diseño por cortante simple

La resistencia al cortante simple se determina por la expresión:

$$p_u = \phi_c * \sigma_n * A_p$$

\emptyset : Factor de reducción al cortante del perno de la resistencia (0.656)

Ap: área de la sección transversal del perno.

σ_n : esfuerzo al cortante del perno

Pu: fuerza máxima al cortante

Las resistencias nominales a cortante de los pernos según LRFD para pernos A325 son 3800 Kg/cm^2 y máximo A325 4080 Kg/cm^2 si las cuerdas están excluidas de los planos de cortante y 5060 Kg/cm^2 si las cuerdas no están excluidas.

Diseño por Aplastamiento

La resistencia de diseño por aplastamiento de un perno, es otro factor importante para determinar las dimensiones del elemento conector, y se determina con la expresión.

$$p_a = \emptyset_A * 2.4 * D_p * t * \sigma_u$$

\emptyset_A : Factor de reducción al aplastamiento para agujeros estándar (0.75)

Dp: diámetro del perno

t: espesor de la plancha o tubo aplastado

σ_u : Esfuerzo de la tensión del acero o material de la plancha (A36)

Pa: fuerza máxima axial por aplastamiento en el extremo del tubo.

Diseño por Desgarramiento

Se debe realizar la comprobación al desgarramiento por cortante de la placa detrás del tornillo, para definir las dimensiones a los bordes, esta operación se realiza con la expresión:

$$v_u = \tau_A * g * t * \emptyset_c$$

Vu: fuerza máxima axial por cortante o desgarramiento

t: espesor del tubo aplastado

g: longitud de la plancha sometida a cortante (entre el agujero al borde del tubo aplastado en dirección axial o longitudinal)

τ_A : Esfuerzo cortante del acero del tubo aplastado (A36)

ϕ_c : Factor de minoración para el diseño al corte (0.90)

Esta comprobación es necesaria debido que con ella se determina que se necesita al borde del tubo aplastado. El esfuerzo cortante para el acero A36 en el diseño plástico es

$$\tau_A = 0.55 * \sigma_{yp} = 1390 \text{ Kg/cm}^2$$

Diseño por tensión

Por último, se realiza la verificación para la resistencia de diseño por tensión para tornillo o pernos de alta resistencia, que está dada por la siguiente expresión.

$$p_u = \phi_t * \sigma_t * A_p$$

Pu: la máxima fuerza que resiste el perno a tensión.

ϕ_t : Coeficiente de minoración para el diseño de pernos a la tensión (0.75)

σ_t : Esfuerzo a la tensión del perno

Ap: Área de la sección transversal del perno.

Los esfuerzos a tensión para pernos de alta resistencia proporcionados por las normas son:

A325 es de 6330 Kg/cm^2 y para el A490 es de 7900 Kg/cm^2

2.5.2 Estructura de sustentación de la edificación

La estructura a porticada de hormigón armado se diseñará y analizará en base al código boliviano del hormigón **CBH-87**.

2.5.2.1 El Hormigón Armado

➤ Adherencia entre el hormigón y el acero.-

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

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

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

➤ **Resistencia a compresión.-**

Es la característica fundamental del hormigón y de hecho la mayoría de sus cualidades crece paralelamente a la resistencia y se miden y controlan a través de ella.

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

Se emplea como probeta normalizada la cilíndrica de 15 cm. de diámetro y 30 cm. de altura, curada a una humedad relativa no inferior al 95% y a 20 ± 2 °C y rota en estado húmedo a los 28 días de edad.

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

Tabla 2.6 coeficientes de conversión de la resistencia a la compresión respecto a probetas del mismo tipo a diferentes edades

Edad del hormigón (días)	3	7	28	90	360
Cemento Portland común	0,4	0,65	1	1,2	1,35
Cemento Portland de alta resistencia	0,55	0,75	1	1,15	1,2

FUENTE: NORMA BOLIVIANA DEL HORMIGÓN ARMADO CBH-87

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

Una vez adoptado en el proyecto un valor de la resistencia característica, la instrucción establece el correspondiente sistema de control de calidad para verificar que se mantiene en el suministro del hormigón un valor de la resistencia característica no inferior al establecido en el proyecto. Es claro que el valor de la resistencia característica del hormigón suministrado no coincidirá con el especificado en el proyecto, superándolo como norma habitual.

El proyectista debe tener clara la idea de que el hormigón de la estructura es de inferior resistencia, a igual edad que el de las probetas y, por lo tanto que el valor especificado en el proyecto. De hecho, no se afirma que el hormigón de la estructura esté correctamente representado por el de las probetas moldeadas.

Lo que sí puede afirmarse es que de acuerdo con los análisis teóricos, las investigaciones de laboratorio y la experiencia práctica, con los coeficientes de seguridad reglamentarios y basándose en la resistencia del hormigón en probetas moldeadas, los métodos actuales de cálculo conducen a estructuras satisfactorias y razonablemente económicas.

➤ **Resistencia a tracción.-**

La resistencia a tracción del hormigón varía entre 8% y 15% de su resistencia a la compresión. Una razón principal para esta baja resistencia, es que el concreto contiene un gran número de grietas muy finas.

La resistencia a tracción es determinada a partir de ensayos con probetas. Esta resistencia bien puede determinarse mediante:

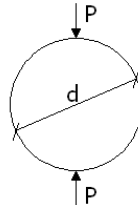
- **Prueba del módulo de ruptura:**

Este módulo se mide al cargar una viga rectangular de hormigón de 6 pulg. x 6 pulg. x 30 pulg. (Con apoyos simples a 24 pulg entre centros) a la falla de cargas concentradas iguales en los tercios del claro, de acuerdo con el método ASTM C-78.

- **Prueba radial de cilindro:**

La prueba radial de cilindro, que utiliza probetas cilíndricas, de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, de veintiocho días de edad, el ensayo se realiza según la disposición indicada en la siguiente figura, por lo que la rotura se produce por hendimiento.

El cilindro se fracturará a la mitad de extremo a extremo cuando se alcance su resistencia a la tracción



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

Tabla 2.7 coeficientes de conversión de la resistencia a la tracción respecto a probetas del mismo tipo a diferentes edades

Edad del hormigón (días)	3	7	28	90	360
Cemento Portland común	0,4	0,7	1	1,05	1,1

FUENTE: NORMA BOLIVIANA DEL HORMIGÓN ARMADO CBH-87

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

➤ Clasificación de los hormigones, según su resistencia.-

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

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

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

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

➤ Disposición de las armaduras

- Generalidades

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

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

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

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

- **Distancia entre barras**

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

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

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

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

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

- **Distancia a los paramentos**

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

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

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

b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

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

Tabla 2.8: Recubrimientos Mínimos

Para losas y paredes en el interior de los edificios	1.5 cm.
Para losas y paredes al aire libre	1.5 cm.
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1.5 cm.
Para vigas y pilares al aire libre	2 cm.
Para piezas en contacto con el suelo	3 cm.
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4 cm.

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

➤ **Doblado de las armaduras**

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

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

Tabla 2.9: Radios de curvatura para ganchos y estribos

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

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

\emptyset = Diámetro de la barra (mm.).

- En el caso de estribos con $\emptyset < 10$ mm. los radios de curvatura internos podrán ser adoptados igual a 1.50 \emptyset cualquiera que sea el acero
- Para barras de acero liso fraccionadas de acero CA-25 y CA-32 con $\emptyset > 6$ mm. es obligatorio colocar gancho en las extremidades del anclaje.

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

Tabla 2.10: Radios de curvatura de la armadura principal

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

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

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

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

➤ Anclaje de las armaduras

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

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

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

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

Para aceros lisos

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

Para aceros corrugados

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

Cuando la armadura real es mayor que la necesaria.

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

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

Donde:

ϕ = Diámetro de la armadura

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

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

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

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

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

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

Para aceros lisos

$$l_{b_1} = lb - \Delta lb = (lb - 15 * \phi) \geq \begin{bmatrix} lb/3 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

Para aceros corrugados

$$l_{b_1} = lb - \Delta lb = (lb - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} lb/3 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

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

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

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

➤ Empalme de las armaduras

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

• Empalme por traslapo o solapo

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

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

Ecuación para poder determinar el empalme por traslapeo o solape:

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

Con ganchos para aceros lisos

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

Con ganchos para aceros corrugados

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

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

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

Figura 2.6 Empalme por traslapeo

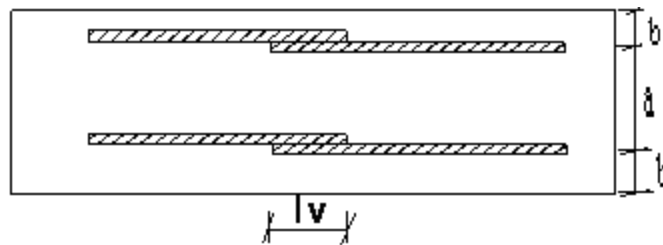


Tabla 2.11: Para obtener los coeficientes Ψ

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

a>10*Ø	b>5*Ø	1.00	1.00	1.20	1.30	1.40
--------	-------	------	------	------	------	------

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

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

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

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

2.5.2.2 Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas

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

Tabla 2.12: Coeficientes de minoración

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	+0.20
		Normal	0
		intenso	-0.10

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

Tabla 2.13: Coeficientes de mayoración

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

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

2.5.2.3 Hipótesis de carga

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

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

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

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

Dónde:

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

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

W= Valor característico de la carga del viento.

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

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

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

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

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

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

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

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

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.5.2.4 Vigas

Método de la parábola rectángulo

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

– Cálculo a flexión simple

- Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s que se obtiene de la tabla 2.13.

$$M_d = \gamma_s * M$$

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

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

Dónde:

b_w = Ancho de la viga.

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

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón.

- Se calculará el valor μ_{lim} , donde:

$$si : \mu_{lim} \geq \mu_d \text{ no necesita armadura a compresión}$$

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, sólo 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 a la tabla 2.16 tabla universal para flexión simple o compuesta y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura
- 2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo

Dónde:

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

w = Cuantía mecánica de la armadura.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

A_s = Área de la armadura a tracción.

- 3) Calcular la armadura mínima y el valor de w_{min} se obtiene de la tabla 2.15

$$A_{min} = w_{min} * b_w * d$$

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

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

- Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo

$$si \rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d \text{ necesita armadura a compresion}$$

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

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

$$f = r / d$$

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

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

Donde:

w_{lim} = Este valor se obtiene de la tabla 2.14.

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

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

f = Relación entre el recubrimiento y el canto útil.

r = Recubrimiento geométrico.

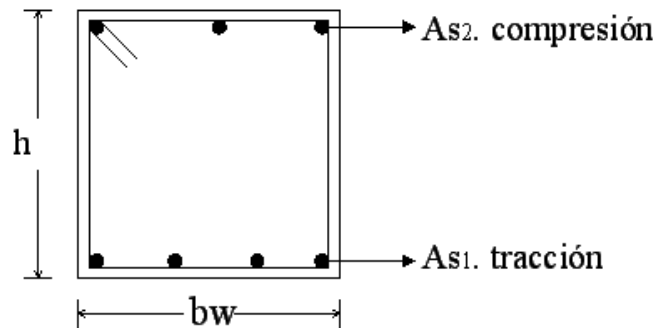


Figura 2.7 Viga de hormigón armado

- 2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

$$A_{s1} = \frac{w_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_{s2} = \frac{w_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

As1= Área de la armadura a tracción.

As2= Área de la armadura a compresión.

3) Calcular la armadura mínima, y el valor de Wmin se obtiene de la tabla 2.15

$$A_{min} = w_{min} * b_w * d$$

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

Tabla 2.14: Valores límites

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

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

Tabla 2.15: Cuantías geométricas mínimas

ELEMENTO ESTRUCTURAL		AE-22	AE-42	AE-50	AE-60
Soportes	Armadura total	0.008	0.006	0.005	0.004
	Con 2 armaduras A1 y A2	0.004	0.003	0.0025	0.002
Vigas	Armadura en tracción	0.005	0.0033	0.0028	0.0023
Losas	En cada dirección	0.002	0.0018	0.0015	0.0014

Muros	Armadura horizontal total	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	Armadura horizontal en una cara	0.0008	0.0007	0.0006	0.0005
	Armadura vertical	0.0015	0.0012	0.0009	0.0008
	Armadura vertical en una cara	0.0005	0.0004	0.0003	0.0003

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

Cuadro 2.16: Tabla universal para flexión simple o compuesta

ξ	μ	W	(W/Fyd).10 ³	
0.0891	0.03	0.0310		D O M I N I O 2
0.1042	0.04	0.0415		
0.1181	0.05	0.0522		
0.1312	0.06	0.0630		
0.1438	0.07	0.0739		
0.1561	0.08	0.0849		
0.1667	0.0886	0.0945		
0.1684	0.09	0.0960		
0.1810	0.10	0.1074		
0.1937	0.11	0.1189		
0.2066	0.12	0.1306		
0.2198	0.13	0.1426		
0.2330	0.14	0.1546		
0.2466	0.15	0.1669		
0.2590	0.159	0.1782		
0.2608	0.16	0.1795		D O M I N I O 3
0.2796	0.17	0.1924		
0.2988	0.18	0.2056		
0.3183	0.19	0.2190		
0.3383	0.20	0.2328		
0.3587	0.21	0.2468		
0.3796	0.22	0.2612		
0.4012	0.23	0.2761		
0.4234	0.24	0.2913		
0.4461	0.25	0.3069		
0.4696	0.26	0.3232		
0.4939	0.27	0.3398		
0.5188	0.28	0.3570		
0.5450	0.29	0.3750		
0.5721	0.30	0.3937		
0.6006	0.31	0.4133	0.0994	
0.6283	0.3193	0.4323	0.1007	

0.6305	0.32	0.4338	0.1114	D O M I N I O 4
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			

- Esfuerzo cortante

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

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

Dónde:

τ =Esfuerzo cortante

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

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

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

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

- Cálculo de la armadura transversal

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

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

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

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

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

$$V_d > V_{cu}$$

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

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.

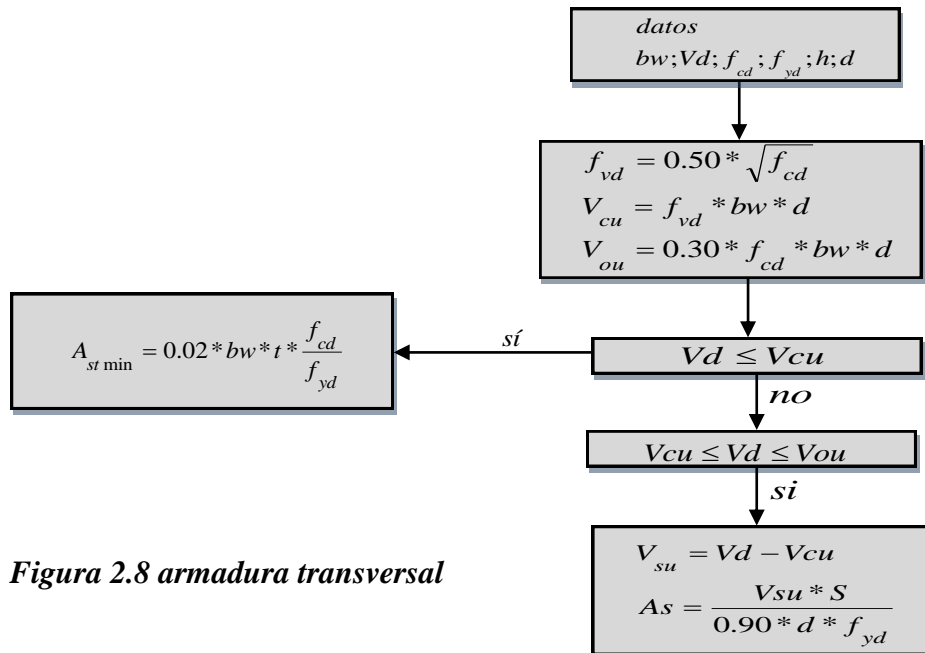


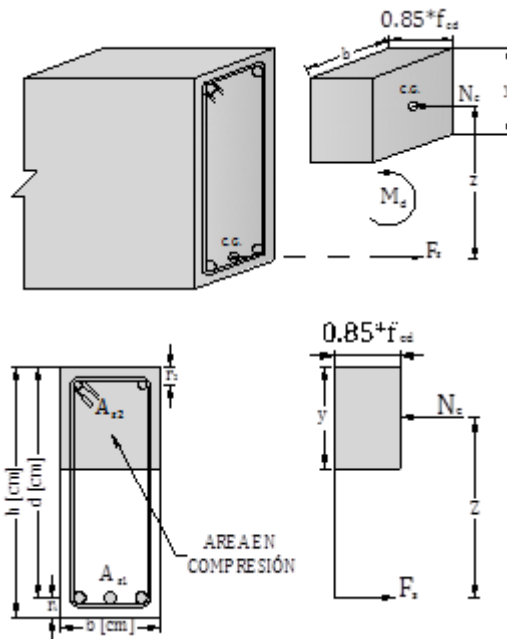
Figura 2.8 armadura transversal

Método rectángulo equivalente (diagrama de whitney)

Para el diseño de vigas rectangulares el profesor whitney propuso que, para vigas rectangulares en el formulario correspondiente se remplace el diagrama de esfuerzo deformación del concreto por un bloque rectangular de comportamiento aproximadamente equivalente (magnitud y posición similar de la fuerza de compresión).

Diagrama de deformaciones unitarias, diagrama de esfuerzos de compresión en el concreto y rectángulo equivalente de whitney.

- **Calculo de la armadura a flexión**



Calculo

Primer paso.-

Coefficientes de minoración de resistencia de materiales en condiciones de control normal

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\gamma_s = 1.15$$

Resistencia de cálculo

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

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

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E} =$$

Segundo paso

Se calcula a continuación la armadura necesaria para resistir el momento de diseño.

Se plantea la ecuación general de equilibrio.

$$M_d = N_c * Z$$

$$N_c = 0.85 * f_{cd} * b * y$$

$$Z = h - r_1 - 0.5 * y$$

$$M_d = 0.85 * f_{cd} * b * y * (h - r_1 - 0.5 * y)$$

con los datos calculados se saca la área del acero con la formula general

$$A_{s1} = \text{fuerza/esfuerzo}$$

Tercer paso

Armadura mínima geométrica

$$A_{smin(g)} = b * h * 2.8 / 100$$

Armadura mínima mecánica

$$A_{smin(m)} = 0.04 * b * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Armadura superior constructiva

$$A_{s2} = 0.3 * A_{smin(g)}$$

Por último se elige la armadura mayor

Se distribuye el acero según el área

- **Calculo de la armadura transversal**

Diseño

Se calcula a continuación la armadura necesaria para resistir el cortante de diseño que esfuerza la sección.

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma (V_{U1})

$$V_{u1} = 0.30 * f_{cd} * b * d$$

Se verifica que V_{U1} es mayor o igual que V_d , por lo tanto se procede al diseño.

En caso de no cumplirse la desigualdad se deberá incrementar la sección de la pieza o mejorar la calidad del concreto.

Cálculo de la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante (V_c)

$$V_c = 0.16 * \sqrt{f_{cd}} * b * d$$

Cálculo de la contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante (V_s)

$$V_s = \frac{0.9 * d * A_{st} * f_{yd}}{sep} \quad f_{yd} \neq 420 MPa$$

$$V_d = V_s + V_c$$

$$V_s = V_d - V_c$$

$$V_s = \frac{0.9 * d * A_{st} * f_{yd}}{sep}$$

De la formula sale el área del acero

$$Sep_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2}$$

$$Sep_{m\acute{a}x} = 22.50 \text{ cm}$$

2.5.2.5 Columnas

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

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

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de

absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

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

- **Excentricidad mínima de cálculo**

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

- **Disposición relativa a las armaduras**

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

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

- **Armaduras longitudinales**

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 cm. 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 15 cm. de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar pandeo.

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

- **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 A_s , 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.

- **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 30 cm.

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 expuesto a la acción del viento y, en general, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación S no debe ser superior a 12ϕ .

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 6 mm.

- **Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado**
 - **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”.

– **Longitud de pandeo**

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

La longitud de pandeo ℓ_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la tabla 2.17 en función de la sustentación de la pieza.

*Tabla 2.17 Longitud de pandeo $\ell_0 = k * \ell$ de las piezas aisladas*

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

FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

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

Jiménez Montoya nos dice” la longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en 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)

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

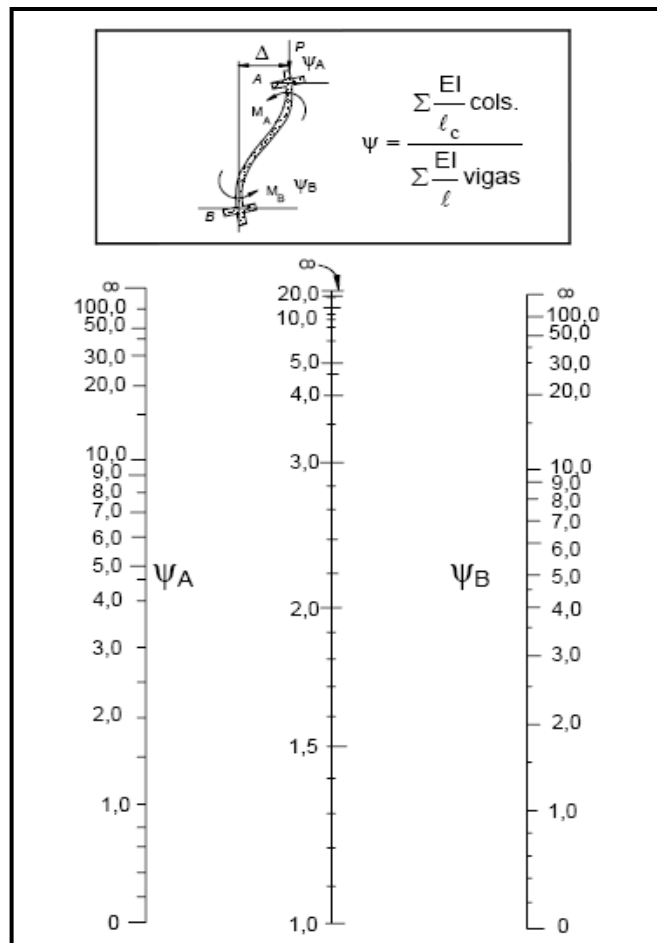
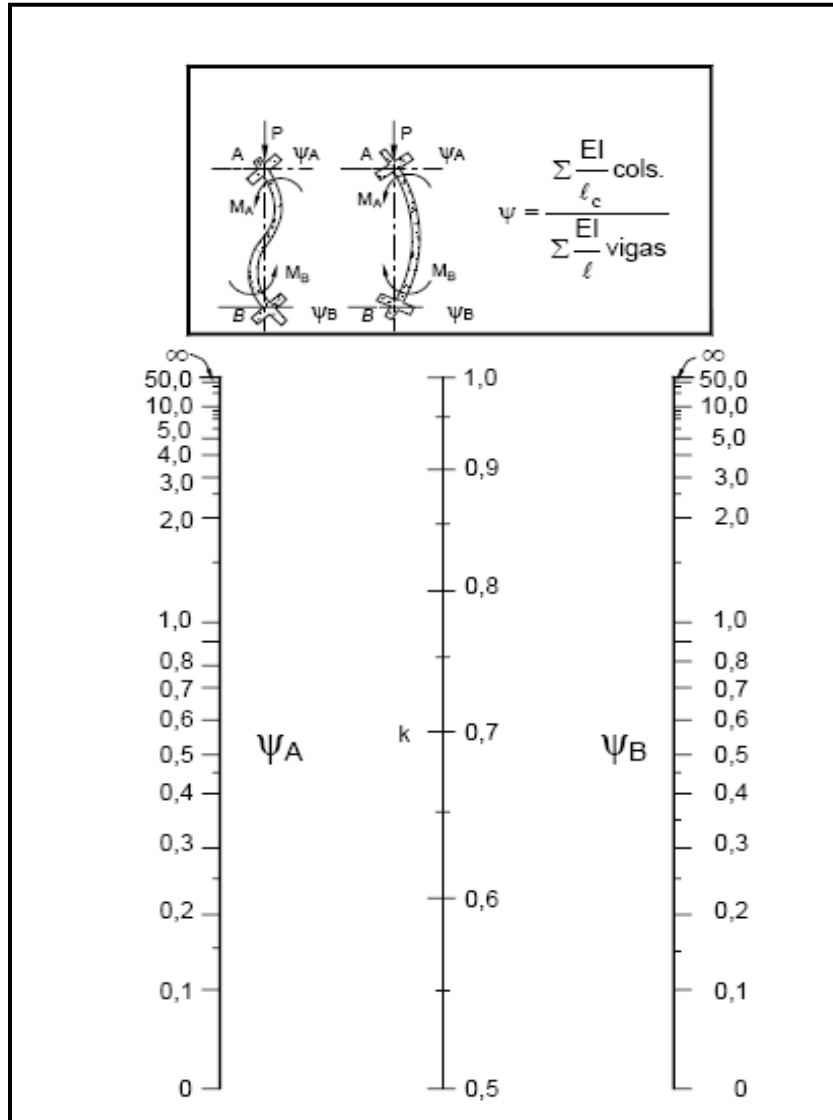


Figura 2.8: Pórticos trasnacionales (para obtener el valor de k).

FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

Figura 2.9: Pórticos intraslacionales (para obtener el valor de k).



FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado.

- **Esbeltez geométrica y mecánica**

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

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

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

- **Flexión esviada**

Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada cuando no se conoce a priori la dirección de la fibra neutra. Este estado se presenta en los casos siguientes:

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.
- En último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran:

La mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

a) Sección rectangular con armadura simétrica

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

Jiménez Montoya nos dice"en la multitud de elementos resulta aconsejable el armado con barras del mismo diámetro dispuestas simétricamente. Tal es el caso de pilares de edificación, en los que, 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. Además, siendo importantes los esfuerzos normales, la armadura simétrica es razonablemente eficaz".

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

b) Ábacos adimensionales en roseta

Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de interacción adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción(N, M_x, M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos N=cte. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta). Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v , μ_x , μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón(para poder observar las rosetas, ver el libro de hormigón armado de Jiménez Montoya tomo 2 .

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del

acero. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor de v del que se trate, con los valores de μ_x , μ_y , para obtener la cuantía mecánica total necesaria w .

➤ **Proceso de cálculo**

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma, si la esbeltez es menor que 35 se trata de una columna corta, y si es mayor se trata de una columna larga.

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

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{k * l}{\sqrt{I/A}}$$

Donde:

l_0 = longitud de pandeo que es igual a $(l*k)$.

k = coeficiente de pandeo para la pieza en la dirección en que estamos haciendo el cálculo.

A = Área transversal de la columna.

I = Inercia de la sección en la dirección en que estamos analizando.

2.- **Excentricidad mínima de cálculo**

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

$$e \geq \begin{cases} \frac{h}{20} \text{ o } \frac{b}{20} \\ 2 \text{ cm} \end{cases}$$

3.-**Resistencia del hormigón**

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

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

4.- Cálculo de las armaduras

Armadura longitudinal

Para piezas sin pandeo y solicitadas por carga axial

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

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

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

Despejando A_s de la ecuación:

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

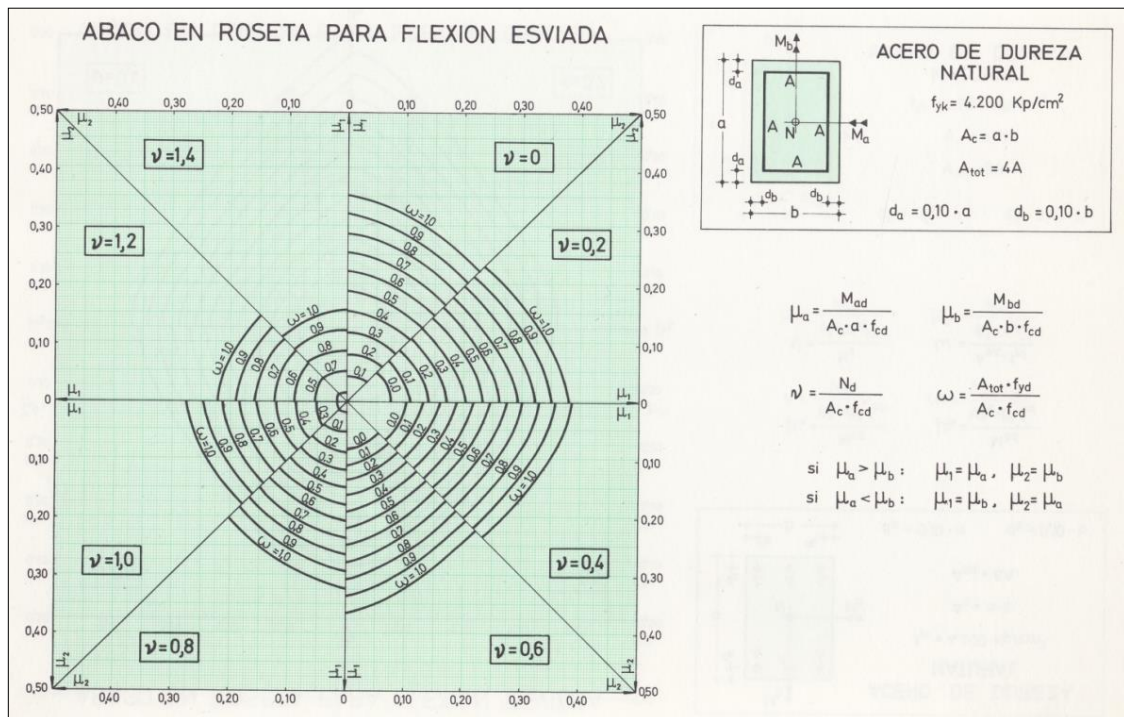
La armadura mínima es:

$$A_s = 0,006 * A_c$$

La armadura máxima es:

$$A_s = 0,08 * A_c$$

Figura 2.9 Para piezas con pandeo se calculara la armadura longitudinal con el ábaco de flexión esviada



Armadura transversal

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

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

El diametro del estribo será:

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

2.5.3 Estructuras complementarias (escaleras)

La escalera es el conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que se tiene acceso a plantas de distinto nivel.

Existen distintos tipos de escaleras: escalinatas o escaleras exteriores, escaleras rectas, escaleras de caracol, helicoidales, etc.

Una escalera se compone de las siguientes partes:

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

El ancho o ámbito de una escalera es el espacio comprendido entre las caras exteriores de las zancas o la longitud del peldaño en un tramo recto. La anchura mínima que debe tener

es de 60 cm., mientras que para el cruce de dos personas deberá tener como mínimo 80 cm., aunque en escaleras para viviendas el ancho mínimo que se utiliza es de 1 metro.

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

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

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

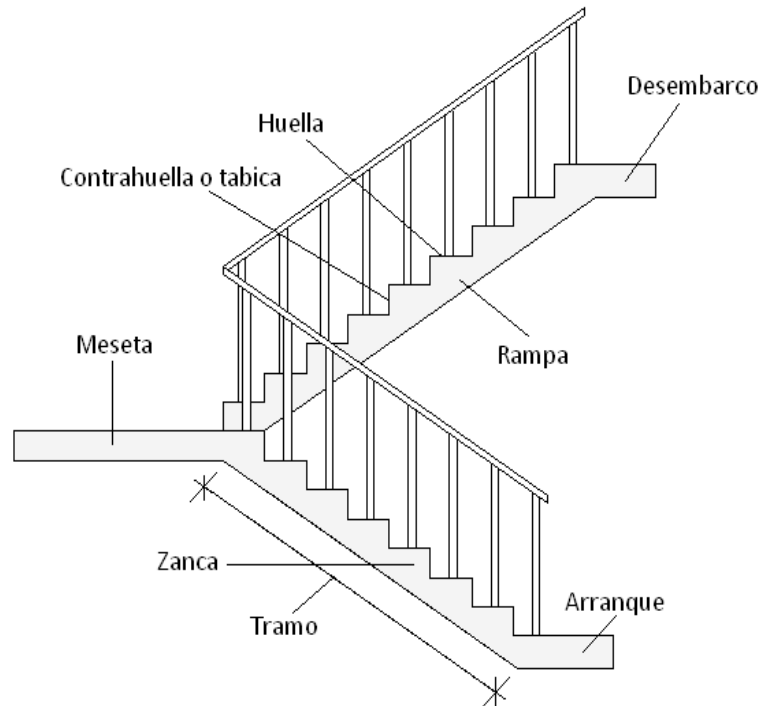
La huella, al encontrarse con la contrahuella, casi siempre queda ligeramente prolongada entre 2 y 4 cm; a este saliente se lo denomina Bordón y sirve para disminuir el desarrollo de la escalera; a la vez que consigue una anchura mayor de huella, no teniéndose en cuenta este saliente para el avance de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

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

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

En la siguiente Figura se pueden observar los elementos de una escalera.

Figura 2.10 partes constitutivas de una escalera



FUENTE: Elaboración propia.

Su proceso de cálculo se puede describir de la siguiente manera:

Se adoptan las cargas que ejercerán en la estructura por unidad de superficie para luego evaluar las solicitaciones de la estructura como una viga apoyada de un metro de ancho para posteriormente determinar el área de acero conforme se realiza en losas macizas utilizando los mismos parámetros de diseño del Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

2.5.4 Fundaciones

Las zapatas aisladas son losas de cimentación, normalmente de concreto reforzado con dimensiones: largo L y ancho B , con relación L / B que no excede a 1.5. La cimentación debe soportar la carga de las columnas. En este caso cada zapata puede ser independiente una de otra, por lo que, se requiere que los asentamientos diferenciales entre ellas no excedan los asentamiento totales o diferenciales permitidos. Los asentamientos diferenciales pueden reducirse seleccionando el área apropiada de contacto de la zapata, y en ocasiones usando la rigidez de la superestructura. Generalmente las zapatas aisladas se usan sólo en suelos de baja compresibilidad y en estructuras donde los asentamientos

diferenciales entre columnas pueden ser controlados por la flexibilidad de la superestructura, o incluyéndolos en el diseño de los nodos de la base de la estructura o articulando los nodos de manera que puedan tomar los asentamientos diferenciales y/o rotaciones, sin dañar la estructura.

Por medio de análisis teóricos elásticos y observaciones se ha demostrado que la distribución de esfuerzos debajo de las zapatas cargadas simétricamente, no es uniforme. La distribución de esfuerzos depende del tipo de material debajo de la zapata y de la rigidez de la zapata misma. Para zapatas sobre material suelto y poco cohesivo, las partículas del suelo tienden a desplazarse hacia los extremos, quedando relativamente confinadas en el centro. En el caso general de zapatas rígidas sobre suelos cohesivos la distribución de presiones es máxima en los extremos y mínima en el centro.

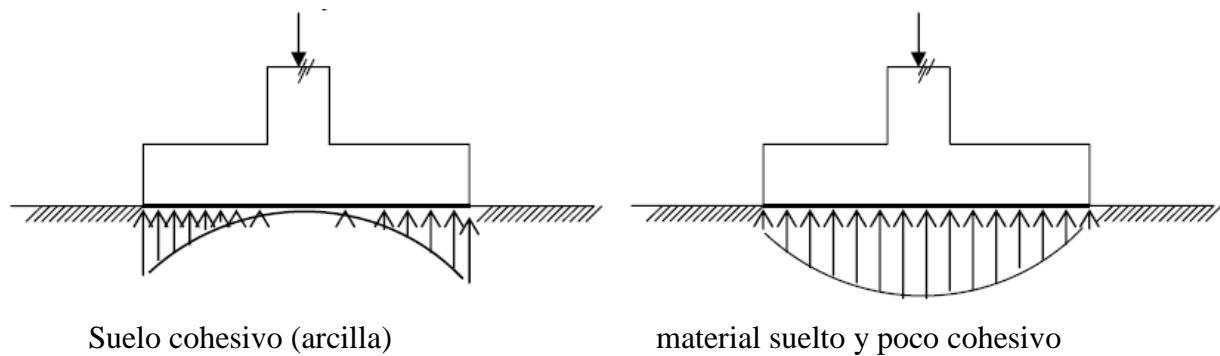
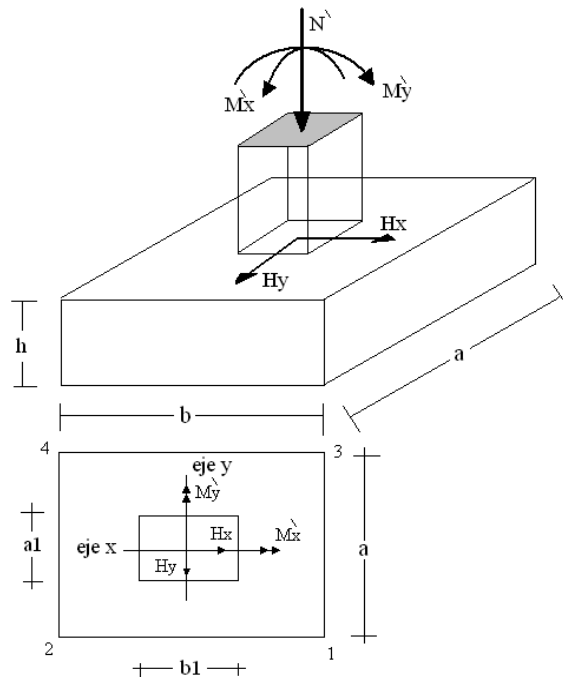


Figura 2.11: distribución de zapatas en suelos cohesivos y poco cohesivos.

En el diseño (práctica profesional) se hacen las siguientes hipótesis: 1) la distribución de presiones es lineal, 2) la losa de la zapata se considera rígida y 3) no se admiten tensiones en el terreno.

➤ **Proceso de cálculo**

Figura N° 2.12 Solicitaciones presentes en una zapata aislada



DATOS:

M'_x = Momento en el eje x.

M'_y = Momento en el eje y.

H_y = Cortante en el eje y.

H_x = Cortante en el eje x.

N' = Carga total que llega a la zapata.

$\bar{\sigma}_{adm}$ = Esfuerzo admisible del suelo.

Una vez definidos todos nuestros datos, se procede a calcular la zapata con los siguientes pasos:

PASO 1. Determinar el peso total “N” que soportará la zapata

Primeramente sé aproximamos el peso de la zapata como el 0,05 del peso total “N” que llega a la zapata, entonces el peso total “N”(carga que llega a la zapata más el peso de la zapata) es:

$$N$$

PASO 2. Determinar las dimensiones “a” y “b” de la base de la Zapata.

La zapata necesita un área, de tal forma que el esfuerzo máximo que se presente en la zapata no supere al esfuerzo admisible del suelo, entonces se calcula primero un área necesaria dada por:

$$A_{nec} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

Se escoge un área ”A” mayor a la necesaria, y con este valor se determina las dimensiones tentativas de “a” y “b” tal que:

$$A = a b$$

Debe recordarse que los valores de “a” y “b” deben ser dimensiones constructivas. Escogidos los valores de “a” y “b”, se calcula el esfuerzo máximo “ σ_1 ” que se presentará en la zapata dado por:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6My}{ab^2} + \frac{6Mx}{ba^2}$$

En esta etapa hay que verificar que:

$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$$

Si no cumple se debe escoger otro valor de área y determinar los valores de “a” y “b” para luego repetir el paso de calcular el esfuerzo máximo en la zapata y verificar que se cumpla la desigualdad $\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$.

PASO 3. Determinar el canto útil “d” y el canto total “h” de la zapata

Primero se debe calcular la resistencia de diseño para el hormigón:

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

Donde:

f_{cd} = Resistencia de diseño del Hormigón.

f_{ck} = Resistencia característica del Hormigón.

γ_c = Coeficiente de seguridad para el hormigón (1,5).

Luego se procede a calcular el coeficiente “k” dado por la fórmula:

$$k = \frac{2\sqrt{f_{cd}}}{\gamma_f \bar{\sigma}_{adm}}$$

Donde:

f_{cd} = kg/cm².

γ_f = Coeficiente que normalmente vale 1,6.

$\bar{\sigma}_{adm}$ = kg/cm².

Con el valor de “k” se determina el valor del canto útil tal que:

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{a1+b1}{4} + \frac{ab}{2k-1}} - \frac{a1+b1}{4} \\ \frac{2(a-a1)}{4+k} \\ \frac{2(b-b1)}{4+k} \\ 25cm \end{array} \right.$$

Luego se procede a definir el valor de “c” para el recubrimiento ($\geq 5\text{cm}$), con los valores anteriores se tiene:

$$h = d + c$$

PASO 4. Se determina la carga real “N” que actuará en la zapata

Con las dimensiones ya definidas en el paso 3, se calcula el peso real de la zapata dada por:

$$\text{Peso Zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} a b h = 2,4 \text{ (tn/m}^3\text{)}.a.b.h$$

Luego se calcula el peso real que actuará en la zapata

$$N = N' + (\text{Peso Zapata})$$

PASO 5. Cálculo de los momentos corregidos

Como existen fuerzas cortantes (H_x y H_y) en la base de la zapata, es necesario calcular los momentos corregidos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_x = M'_x \pm hH_y$$

$$M_y = M'_y \pm hH_x$$

Es positivo si el momento producido por la fuerza en cuestión tiene el mismo sentido que el Momento, y es negativo si tiene sentido contrario.

PASO 6. Cálculo de los esfuerzos en la zapata

+ = Compresión - = Tracción

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6My}{ab^2} + \frac{6Mx}{ba^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{6My}{ab^2} + \frac{6Mx}{ba^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{A} + \frac{6My}{ab^2} - \frac{6Mx}{ba^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{N}{A} - \frac{6My}{ab^2} - \frac{6Mx}{ba^2}$$

Es importante entender que la distribución de esfuerzos depende de la clase de suelo, pero para los fines prácticos se supone que el suelo genera esfuerzos lineales y utilizando las fórmulas de resistencia de materiales tenemos que los esfuerzos debidos a flexo-compresión están dados por las anteriores formulas. En esta etapa se tiene que verificar que la mayoría del área de la zapata este comprimida, para lo cual el área comprimida tiene que ser mayor que la mitad del área total. Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la sección. Luego se debe de verificar:

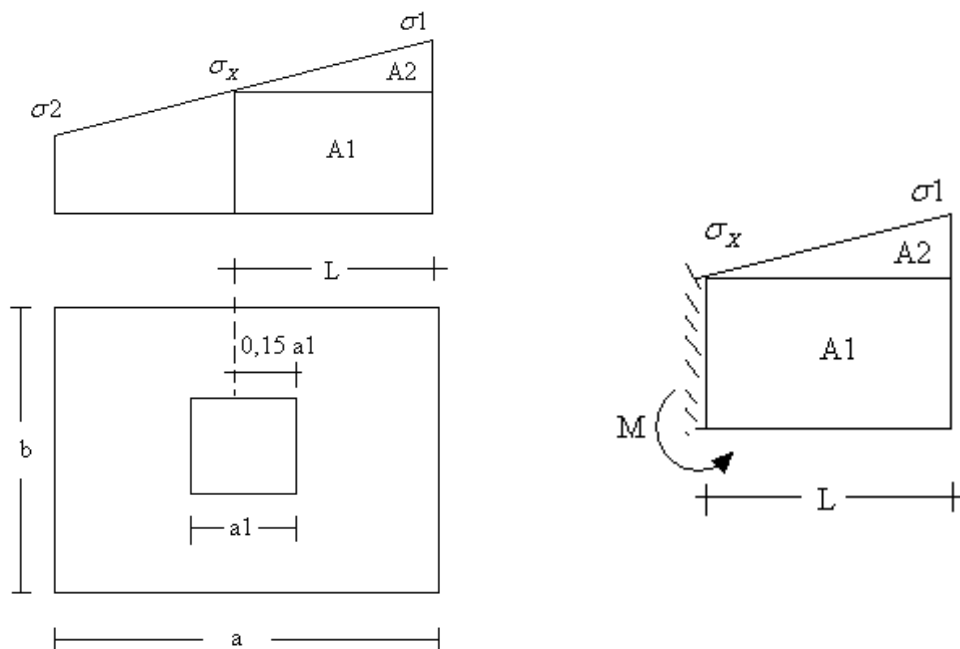
$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$$

Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la zapata.

PASO 7. Cálculo del momento de diseño

Para el momento de diseño se escoge el sector más comprimido, y se halla el momento a una distancia del 0,15 de a 1.

Figura N° 2.13 Momento de Diseño



De la Figura N° 2.13 se pueden deducir las siguientes ecuaciones:

$$L = \frac{a - a1}{2} + 0,15a1$$

$$\sigma_x = \sigma1 - \frac{L}{a}(\sigma1 - \sigma2)$$

Donde el momento viene dado por la siguiente expresión.

$$M = A1.D1 + A2.D2 = \sigma_x L \left(\frac{L}{2} \right) + \frac{(\sigma1 - \sigma_x)L}{2} \left(\frac{2}{3} L \right) = \frac{L^2}{3} \left(\sigma1 + \frac{\sigma_x}{2} \right) \quad (\text{ton.m/m}).$$

Para las unidades se tiene que $\text{ton.m/m} = 10^5 \text{ Kg. cm/cm}$. Finalmente el momento de diseño es

$$Md = 1,6 M b$$

PASO 8. Cálculo del área de acero.-

Con el momento de diseño expresado en (Kg. cm) se determina el momento reducido dado por:

$$\mu = \frac{Md}{bd^2 f_{cd}} < 0,2517$$

Donde:

b = 100 cm. (por metro).

d = canto útil.

f_{cd} = Resistencia de diseño del Hormigón.

Md = momento de diseño.

Con este valor se determina la cuantía mecánica de acero dada por:

$$\omega = \mu(1 + \mu)$$

Hay que verificar que la cuantía mecánica mínima es $\omega_{\min} = 0,0015$. Con este valor se determina el área de acero por metro.

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

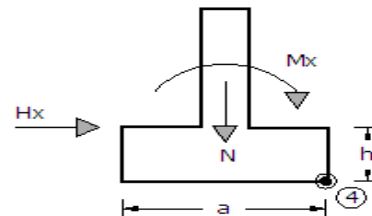
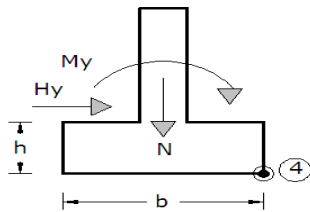
PASO 9. Se verifica que la zapata no se Vuelque.-

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Na}{2My} \\ \frac{Nb}{2Mx} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

PASO 10. Verificación a vuelco

Para la verificación al vuelco se comprueba que los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores

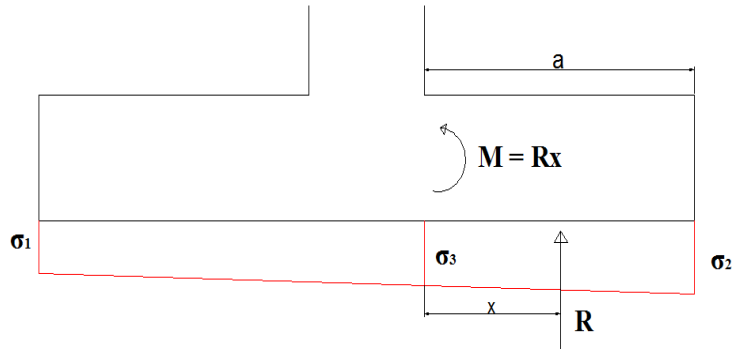
(N, Pp) respecto a un punto, superen a los momentos del vuelco (M,H) ambas direcciones



$$\gamma_a = \frac{(N+PP) \cdot \frac{a}{2}}{My + Vx \cdot h} > 1.5$$

$$\gamma_b = \frac{(N+PP) \cdot \frac{b}{2}}{Mx + Vy \cdot h} > 1.5$$

Paso 11.-Verificación de la resistencia del suelo



$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

$$\text{Dónde: } W = \frac{I}{y} = \frac{S \cdot T^2}{6}$$

$$\text{Como } \sigma_1, \sigma_2 \leq \sigma_{adm}$$

Se define como zapatas flexibles a las que cuyo vuelo máximo es superior a 2h, en alguna de las direcciones principales.

Se define como zapatas rígidas, todas aquellas que tengan un vuelo máximo de la cimentación, medido en ambas direcciones principales, donde el paramento del elemento que se cimienta, no sea superior a 2h.

2.6 Estrategia para la ejecución del proyecto

2.6.1 Especificaciones técnicas

Son las que definen la calidad de obra con que el contratante desea ejecutar por intermedio del contratista, en términos de calidad y cantidad.

Con el fin de regular la ejecución de las obras, expresamente el pliego de especificaciones debe consignar las características de los materiales que hayan de emplearse, los ensayos a los que deben de someterse para comprobación de condiciones que han de cumplir, el proceso de ejecución previsto; las normas para la elaboración de las distintas partes de la obra, las instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deben adoptarse durante la construcción; los niveles de control exigidos para los materiales y la ejecución, y finalmente las normas y pruebas

2.6.2 Precios unitarios

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métricos, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades definidas para una unidad determinada, le corresponda un precio unitario que nos determina el costo parcial de la misma.

Un precio unitario se halla formado por la adición de los siguientes rubros:

- a) Costo de materiales
- b) Costo de mano de obra
- c) Desgaste de herramientas y reposición de equipos
- d) Gastos generales
- e) Utilidad

La suma de a) y b) forman el costo directo, la suma de c) y d) representa el costo indirecto, la suma de ambos costó directo e indirecto integran el costo o precio neto al que adicionan la utilidad totalidad el precio total del ítem.

Tomando en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 7% y como utilidad es 6%. Para los impuestos se toma un valor del IVA del 14,90 y 4% y un valor de IT del 3,0 9 %

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES	
Proyecto :	
Actividad:	
Cantidad :	
Unidad :	
Moneda :	

1.- MATERIALES

	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1					
2					
3					
5					
TOTAL DE MATERIALES :					

2.- MANO DE OBRA

	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	TOTAL
1					
2					
Subtotal Mano de Obra :					
Cargas Sociales (% del Subtotal de Mano de Obra)(55% al 71.18%)					
Impuestos I.V.A. Mano de Obra (% de Mano de Obra + Carga Sociales)					
Subtotal Cargas Sociales e Impuestos :					
TOTAL DE MANO DE OBRA :					

3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS

	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1					
Herramientas (% de Total de Mano de Obra)					
TOTAL DE EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:					

4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS

GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3					
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					

5.- UTILIDAD

UTILIDAD=% DE 1+2+3+4					
TOTAL UTILIDAD					

6.- IMPUESTOS

IMPUESTOS IT-% DE 1+2+3+4+5					
TOTAL IMPUESTOS					
TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6					

Figura 2.14 Planilla para el análisis de precios unitarios

2.6.3 Cálculos métricos

Los cálculos métricos se deducen a la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, recurriendo para ello la aplicación de fórmulas geométricas y trigonométricas.

A modo de referencia la planilla de cálculo métrico se podrá tener la siguiente forma:

Descripción	Unidad	N° de veces	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Área (m ²)	Volumen (m ³)
TOTAL							

Figura 2.15 Planilla para el cálculo de cálculos métricos

2.6.4 Presupuesto

Un presupuesto es el valor total estimado del costo que tendrá una construcción al ser determinada, la exactitud de las mismas dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que construyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil estimación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

2.6.5 Planeamiento y cronograma

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajado completó pueda terminarse, las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden

comenzar hasta que otra se hayan terminado. Una actividad en un proyecto, usualmente se ve como un trabajo que se requieren tiempo y recursos para su terminación.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costos adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra.

Partiendo de aquí se puede entender como la planificación o la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirvan de guía para la realización del proyecto.

Tanto la planificación como la programación en una obra se realizan antes de comenzar el proyecto y son herramientas importantes para poder controlar el mismo aunque a veces es necesario reprogramar replantear.

Para la planificación y programación del presente proyecto se hará uso del método de la ruta crítica el cual es un modelo matemático-lógico en función a este se analiza mediante el método CPM (método determinístico).

La representación se realiza mediante el diagrama de GANTT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación el cual muestra las actividades en forma de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra.

CAPÍTULO III INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Topografía del terreno

El plano del levantamiento topográfico fueron entregados por la Alcaldía de Bermejo, El plano se encuentra en anexo ANEXO 7.

El lugar de emplazamiento de la obra no cuenta como mucho desnivel ya que solo hay un desnivel de 20 cm, cuenta con un suelo arcilloso arenoso.

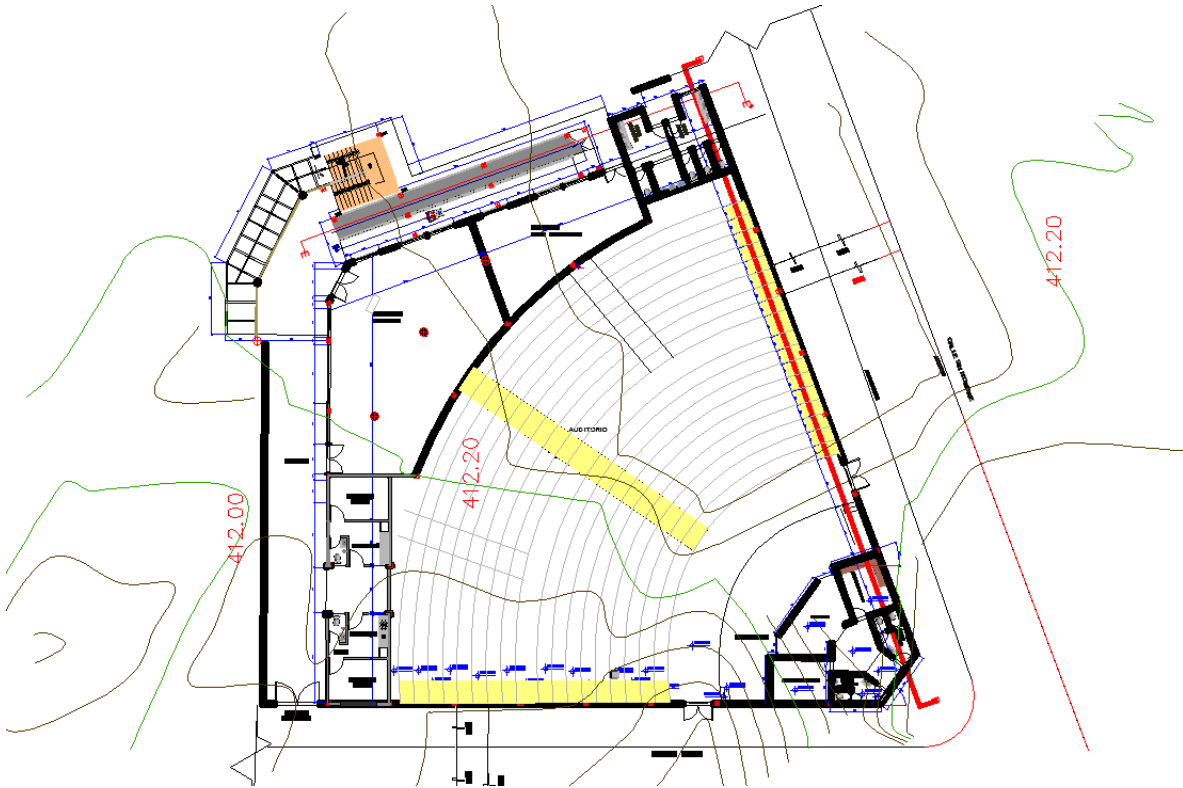


Figura 3.1 curvas de nivel

3.2 Estudio de Suelos

El estudio de suelo fue proporcionado por la alcaldía de bermejo.

El estudio se encuentra en el ANEXO 1.

3.2.1 Características del suelo de fundación.

Clasificación en el S.U.C.S.

La clasificación del suelo a nivel de fundación (2 m de profundidad) corresponde a un Suelo (Suelo arcilloso arenoso).

3.2.2 Resistencia admisible del suelo.

La resistencia admisible del suelo en el cual se emplazará la obra a una profundidad de 2 m, es de 1.75 Kg/cm², utilizando el método de S.P.T.

El estudio de suelo fue proporcionado por la alcaldía

3.3 Análisis del Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico fue realizado tomando en cuenta todo lo mencionado previamente en el marco teórico y se lo puede apreciar detalladamente en la parte del **ANEXO 7**.

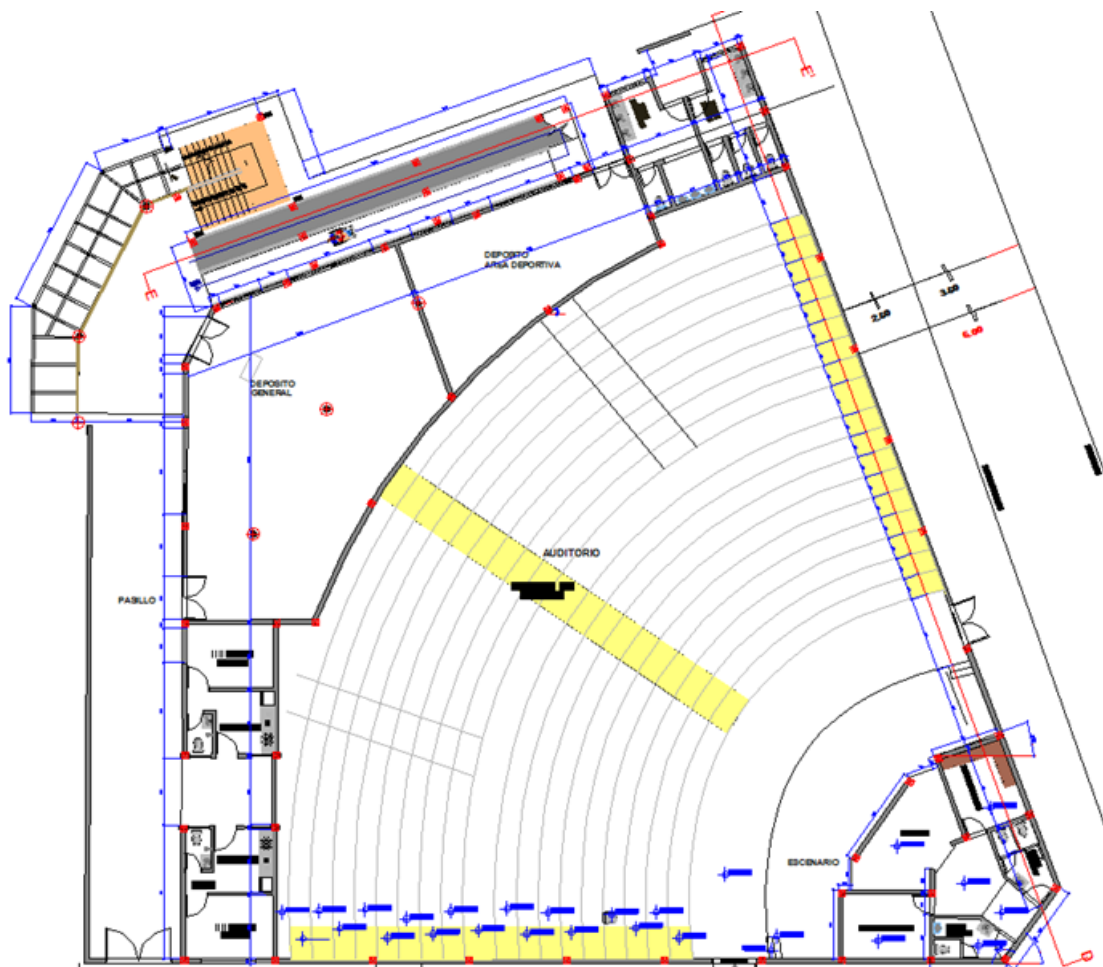


Figura 3.2 plano arquitectónico

3.4 Planteamiento Estructural

Una vez obtenido la topografía, el estudio de suelos y el diseño estructural se procederá a realizar el planteo estructural de la edificación.

Con los criterios mencionados en el marco teórico se procederá a hacer la idealización de la estructura.

3.4.1 Estructura de sustentación de la cubierta (APORTE ACADEMICO)

La armadura metálica reticulada curvada tiene apoyos fijos articulados como se muestra en la figura.

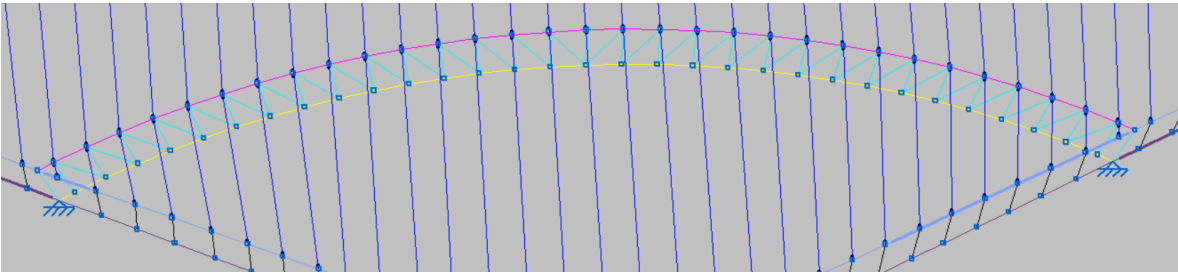


Figura 3.3 planteo de la armadura metálica reticulada curvada

3.4.2 Estructura de sustentación de la edificación

Los pórticos frontales y transversales presentan apoyos fijos como se aprecia en la figura

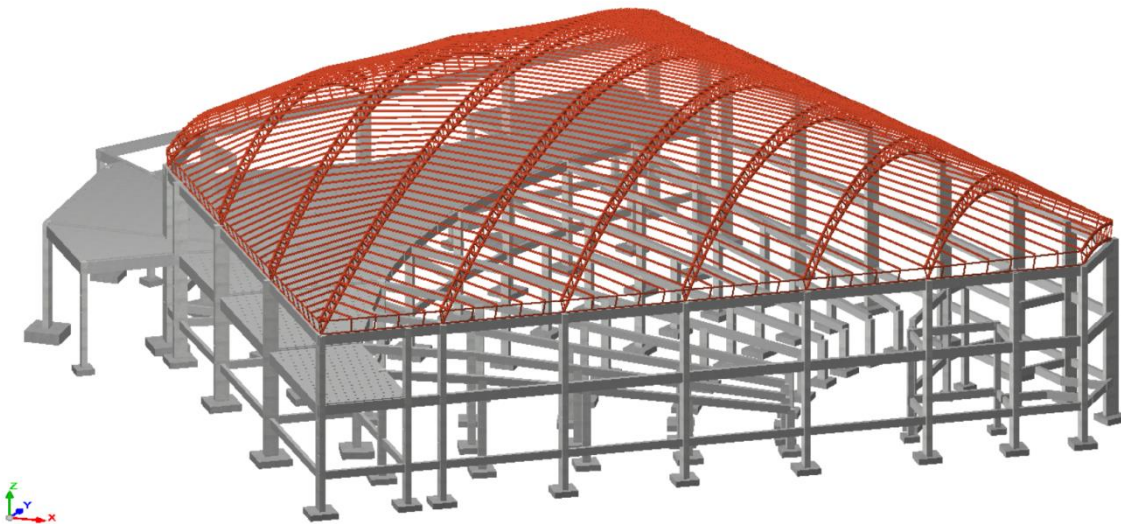
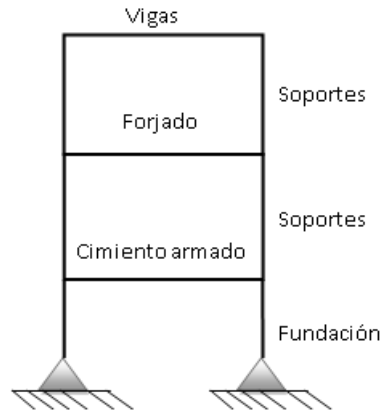
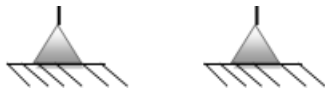


Figura 3.4 estructura completa 3d



3.4.3 Fundaciones



Todas las fundaciones de la estructura son consideradas como apoyos fijos.

3.5 Análisis, cálculo y diseño estructural (análisis de cargas – resultados)

Para el análisis, cálculo y diseño estructural se empleará el paquete computarizado CYPECAD en su versión 2016, en el Anexo A-3 se encuentra toda la memoria de cálculo correspondiente, además 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.

El diseño estructural de la cubierta está basada en las normas de ((Aceros conformados en frío: AISI S100-2007 (LRFD)

Características de los materiales a utilizar

Normas a considerar:

- Hormigón CBH-87
- Aceros conformados en frío : AISI S100-2007 (LRFD)
- Aceros laminados y armados: ANSI/AISC 360-05 (LRFD)

Los materiales a utilizar así como las características definitorias de los mismos, niveles de control previstos, así como los coeficientes de seguridad, se indican en el siguiente cuadro: para la estructura de Hormigón:

Módulo de elasticidad (Para largo plazo)	$E = 15000$ MPa
Resistencia característica del acero	$f_{yk} = 500$ MPa
Resistencia característica del hormigón	$f_{ck} = 21$ MPa
Resistencia de diseño del acero	$f_{yd} = 434.78$ MPa
Resistencia de diseño del hormigón	$f_{cd} = 14$ MPa
Coefficiente de poisson	$\mu = 0.2$
Peso por unidad de volumen	25 KN/m ³

Tabla 3.1 características de los materiales

Para la estructura con Acero Laminado en Frio:

Módulo de Elasticidad del acero	$E = 200000$ MPa
Resistencia característica del acero	$F_y = 248.56$ MPa (36 Ksi)
Resistencia ultima del acero	$F_u = 338$ MPa

Tabla 3.2 características para acero laminado en frio

Coefficientes de Ponderación y/o Factores de Seguridad en La estructura de hormigón

Los coeficientes de seguridad son establecidos en la norma boliviana del hormigón CBH-87 en la sección 7.3 en los estados limites.

Coefficiente de seguridad del acero	$\gamma_y = 1.15$
Coefficiente de minoración del hormigón	$\gamma_c = 1.50$
Los coeficientes de ponderación de las acciones a efecto	$\gamma_{fq} = \gamma_{fg} = 1.60$

Tabla 3.3 coeficientes de ponderación

Desfavorable

Coefficientes de Ponderación y/o Factores de Seguridad empleados en estructuras de acero.-

Los coeficientes de seguridad son establecidos en la Norma LRFD en la sección 7.3 en los estados límites últimos.

En miembros a flexión:

Coefficiente de seguridad acero por fluencia con alas rigidizadas $\phi = 0.95$

En miembros a tensión:

Coefficiente de seguridad del acero por fluencia $\phi = 0.95$

Coefficiente de seguridad del acero por bloque de cortante $\phi = 0.75$

En miembros a compresión:

Coefficiente de seguridad del acero $\phi = 0.85$

Acero (Límites de deformación)

El cálculo de deformaciones es un cálculo de estados límites últimos de utilización con las cargas de servicio.

Se tendrán en cuenta las deformaciones instantáneas, calculándose las inercias equivalentes de acuerdo a lo indicado en la norma. Se verificara el pandeo en miembros sujetos a compresión y para el proceso constructivo, a partir de estos supuestos se estiman los coeficientes de fluencia pertinentes para la determinación de los pandeos generales como locales.

Acciones

Planta Baja y Plantas Tipo

➤ Carga Muerta:

Carpeta de nivelación e=5 cm:

120 Kg/m²

➤ Carga Viva: CM

Carga de muerta 10 Kg/m² (Calamina)

➤ Sobrecarga de Viento

Comparando valores calculados con el Jiménez Montoya y la norma Cirsoc se decidió tomar en cuenta el valor del Jiménez Montoya ya que el de Cirsoc sale un poco elevado. Teniendo como carga del viento de $w = 36 \text{ kg/m}^2$

Presión dinámica de viento.- El viento de velocidad v [m/s] produce una presión dinámica w [kg/m²] en los puntos donde su velocidad se anula, de valor:

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

Tabla 5.3 - Velocidades Básicas del Viento en Ciudades

CIUDAD	V (m/seg)
COCHABAMBA	44,3 = 159km/h
LA PAZ	29,5
ORURO	29,4
POTOSI	30,2
SANTA CRUZ	42,6 = 153km/h
SUCRE	32,4
TARIJA	24,0 = 144km/h
TRINIDAD	40,0
COBIJA	26,5

Tabla 3.4 velocidad básicas del viento en ciudades

Adoptando una velocidad de viento de 24 m/s, tanto para la Estructura Metálica y la de Hormigón Armado.

$$w = \frac{v^2}{16}$$
$$w = \frac{24^2}{16}$$
$$w = 36 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

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

$$p = c * w$$

Coeficiente Eólico

Situación Ángulo de incidencia del viento	Superficies planas	
	A barlovento C_1	A sotavento C_2
En remanso 90 – 0°	+0.8	-0.4
En corriente 90°	+0.8	-0.4
80°	+0.8	-0.4
70°	+0.8	-0.4
60°	+0.8	-0.4
50°	+0.6	-0.4
40°	+0.4	-0.4
30°	+0.2	-0.4
20°	0	-0.4
10°	-0.2	-0.4
0°	-0.4	-0.4

Tabla 3.5 Coeficiente eólico de sobrecarga de viento

Carga de viento a $w = 36 \text{ kg/m}^2$

$$p = c * w$$

Barlovento $p = -0.2 * 36 = p = -7.2 \text{ kg/m}^2$

Sotavento $p = -0.4 * 36 = p = -14.04 \text{ kg/m}^2$

Cuantías mínimas de armaduras consideradas

Columnas: La cuantía mecánica mínima a cumplir, según CBH-87, será: 0.005

Losas: La cuantía mecánica mínima a cumplir, según CBH-87, será: 0.0015

Vigas: Como elemento a flexión cumplirán una cuantía mecánica mínima, según CBH-87, será: 0.0028

3.5.1 Estructura de Sustentación de la Cubierta (Aporte Académico)

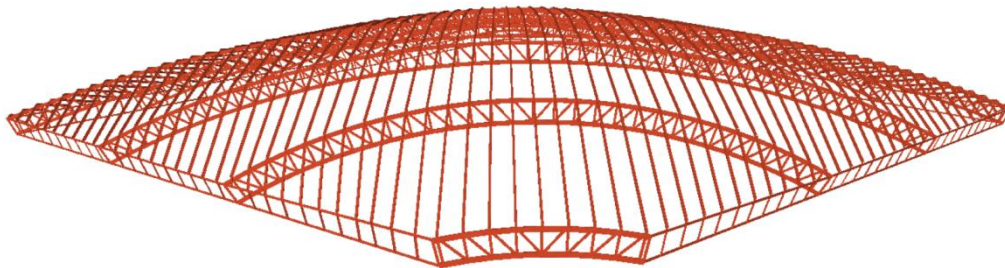


Figura 3.5 estructura metálica 3d

El diseño estructural de la cubierta está basada en las normas de ((Aceros conformados: AISI S100-2007 (LRFD), Aceros laminados y armados: ANSI/AISC360-05 (LRFD)).

Por consiguiente para la cubierta “A” se establece las siguientes secciones:

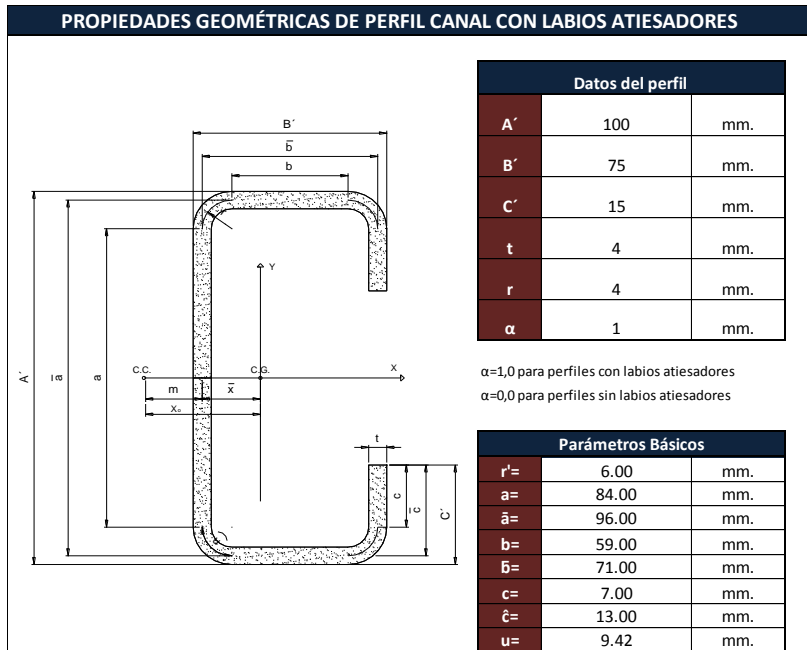
Elementos:

- Cordón superior
- Cordón inferior
- Correas
- Diagonal

3.5.1.1 Diseño de los perfiles conformado en frio

3.5.1.1.1 Sección canal (correa)

Verificación a Compresión



Sección canal diseñada para la correa perfil C 100x75x15x4 ASTM A36 36ksi

Verificar esfuerzos en el elemento

Propiedades geométricas del perfil

- Momento de Inercia con Respecto al Eje x

$$I_x = 2t \left[0.0417a^3 + b(a/2 + r)^2 + u(a/2 + 0.637r)^2 + 0.149r^3 + \alpha\xi \right] \quad (\text{A.45})$$

donde $\xi = 0.0833c^3 + \frac{c}{4}(a-c)^2 + u(a/2 + 0.637r)^2 + 0.149r^3$ para perfil canal

$\xi = 0.0833c^3 + \frac{c}{4}(a+c+4r)^2 + u(a/2 + 1.363r)^2 + 0.149r^3$ para perfil sombrero

- Distancia entre el Centroide y la Línea Central del Alma

$$\bar{x} = \frac{2t}{A} \left\{ b(b/2 + r) + u(0.363r) + \alpha[u(b + 1.637r) + c(b + 2r)] \right\}$$

- Momento de Inercia con Respecto al Eje y

$$I_y = 2t \left[b(b/2 + r)^2 + 0.0833b^3 + 0.356r^3 + \alpha\xi \right] - A\bar{x}^2$$

donde $\xi = c(b + 2r)^2 + u(b + 1.637r)^2 + 0.149r^3$

Longitud de la línea media	L=	253.70	mm
Área de la sección	A=	1014.80	mm ²
Distancia entre el centroide y el alma	x=	25.70	mm
	ξ=	30225.29	
Momento de inercia respecto al eje x	I _x =	1685584.19	mm ⁴
	ξ=	79959.34	
Momento de inercia respecto al eje y	I _y =	701472.26	mm ⁴
Distancia entre el C.C y la línea central del alma	m=	35.34	mm
Distancia entre el centroide y C.C.	X _o =	-61.05	mm
Constante torsionante de St. Venant	J=	5412.25	mm ⁴
	ξ=	265596032.00	
Constante de Alabeo	C _w =	1535151286.19	mm ⁶
Módulo de la sección respecto a x	S _x =	33711.68	mm ³
Módulo de la sección respecto a y	S _y =	14831.83	mm ³
Radio de giro respecto a x	r _x =	40.76	mm
Radio de giro respecto a y	r _y =	26.29	mm
Radio de giro polar	r _o =	77.97	mm

DATOS DEL MATERIAL			
Módulo de elasticidad	E=	2040820.00	Kg/cm ²
Módulo de poisson	μ=	0.30	
Límite de fluencia	F _y =	2530.62	Kg/cm ²
DATOS DEL PERFIL			
Longitud del perfil X	L _x =	594.3	cm
Longitud del perfil Y	L _y =	594.3	cm
	L _t =	594.3	cm
C. de empotramiento	K _x =	0.65	
C. de empotramiento	K _y =	0.65	
C. de empotramiento	K _t =	0.65	
modulo de la cortante	G=	784930.77	Kg/cm ²
CAPACIDAD MÁXIMA A COMPRESIÓN			
	λ _x =	94.78	
	λ _y =	146.93	
	β =	0.39	
	σ _{ex} =	2242.01	Kg/cm ²

Las líneas interrumpidas muestran la forma pandeada de la columna

	a)	b)	c)	d)	e)	f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0

- **Verificación de la Tensión por Pandeo Flexional**

$$\sigma_{pf} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r}\right)^2}$$

$$\sigma_{pf} = 933.03 \text{ kg/cm}^2$$

Se elige el menor de las dos direcciones x, y(se eligió en dirección y)

- **Verificación de la Tensión por Pandeo Torsional**

$$r_0 = \sqrt{(rx)^2 + (ry)^2 + (xo)^2}$$

$$\sigma_{pt} = \frac{1}{A * r_0^2} \left(G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(K * L_m)^2} \right)$$

$$\sigma_{pt} = 1024.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)} \quad \nu = \text{puason que tiene un valor para acero } 0.3, \text{ hormigón } 0.2$$

Lm es la longitud torsional ese dato es según el tramo elegido si hubiera un apoyo intermedio en el tramo la **lm** cambiaría.

- **Verificación de la Tensión por Pandeo Flexo-Torsional**

$$\sigma_{pt} = \frac{1}{A * r_0^2} \left(G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(K * L_m)^2} \right)$$

$$\sigma_{pfx} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r}\right)^2}$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0}\right)^2$$

$$\sigma_{ft} = \frac{1}{2 * \beta} * ((\sigma_{pfx} + \sigma_{pt}) - \sqrt{(\sigma_{pfx} - \sigma_{pt})^2 - 4\beta * \sigma_{pfx} * \sigma_{pt}})$$

$$\sigma_{ft} = 774.21 \text{ Kg/cm}^2$$

Normalmente es el menor de las tres verificaciones realizadas para este tipo de perfil utilizado.

Una vez verificado las tres tensiones se elige el menor para la verificación de la capacidad última

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{\sigma_{ft}}}$$

$$\lambda_c = 1.81$$

La tensión nominal es:

$$\sigma_n = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) * F_y$$

$$\sigma_n = 678.99 \text{ Kg/cm}^2$$

Unas ves calculadas la tensión nominal se verifica el área efectiva de la parte superior

Caso	Condición de borde	Tipo de esfuerzo	Valor de k para placa larga
(a)		Compresión	4,0
(b)		Compresión	6,97
(c)		Compresión	0,425
(d)		Compresión	1,277
(e)		Compresión	5,42
(f)		Corte	5,34
(g)		Corte	8,98
(h)		Flexión	23,9
(i)		Flexión	41,8



- Verificación Área efectiva de la parte superior

$$K=0.43$$

$$\lambda_c = \frac{1.052}{\sqrt{K}} * \frac{W}{t} \sqrt{\frac{F}{E}}$$

$$\lambda_c = 0.43$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_b}{E}} \rightarrow$$

$$\lambda > 0.673 \quad \rho = (1 - 0.22/\lambda)/\lambda$$

$$\lambda < 0.673 \quad \rho = 1$$

Por lo tanto **P=1** **w=5.9cm**

$$be = \left(\frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda} \right) * w$$

$$be = 5.9 \text{ cm}$$

- Verificar área efectiva del alma

$$K=4$$

$$\lambda_c = \frac{1.052}{\sqrt{K}} * \frac{W}{t} \sqrt{\frac{F}{E}}$$

$$\lambda_c = 0.20$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} \rightarrow$$

$$\lambda > 0.673 \quad \rho = (1 - 0.22/\lambda)/\lambda$$

$$\lambda < 0.673 \quad \rho = 1$$

Por lo tanto $\rho=1$ $w=8.4 \text{ cm}$

$$he = \left(\frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda} \right) * w$$

$$he = 8.4 \text{ cm}$$

- Verificar área efectiva para el labio atezador

$$K=0.43$$

$$\lambda_c = \frac{1.052}{\sqrt{K}} * \frac{W}{t} \sqrt{\frac{F}{E}}$$

$$\lambda_c = 0.051$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} \rightarrow$$

$$\lambda > 0.673 \quad \rho = (1 - 0.22/\lambda)/\lambda$$

$$\lambda < 0.673 \quad \rho = 1$$

Por lo tanto $\rho=1$ $w=0.7 \text{ cm}$

$$be = \left(\frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda} \right) * w$$

$$be = 0.7 \text{ cm}$$

Por lo tanto la área efectiva calculada es 7.59 cm^2

- **Calcular el área efectiva**

$$A_e = 7.59 \text{ cm}^2$$

Calcular la capacidad ultima

$$p_u = \phi_c * F_n * A_e$$

$$p_u = 0.85 * 678.99 * 7.59$$

$$p_u = 4380.50 \text{ kg}$$

Mayor a **450 kg** que es el elemento más esforzado a compresión de las correas

Verificación a Tracción

$$P_U = KN$$

$$F_y = 248.56 \text{ MPa}$$

- **Por Fluencia**

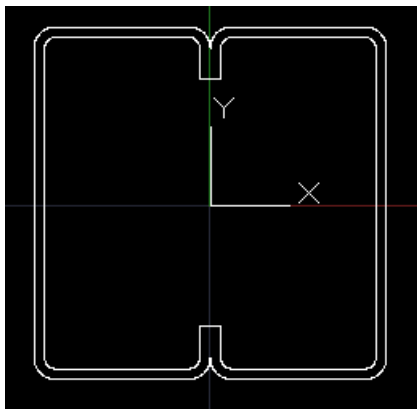
$$p_u = \phi_c * F_y * A_e$$

$$p_u = 0.95 * 2530.61 * 7.59$$

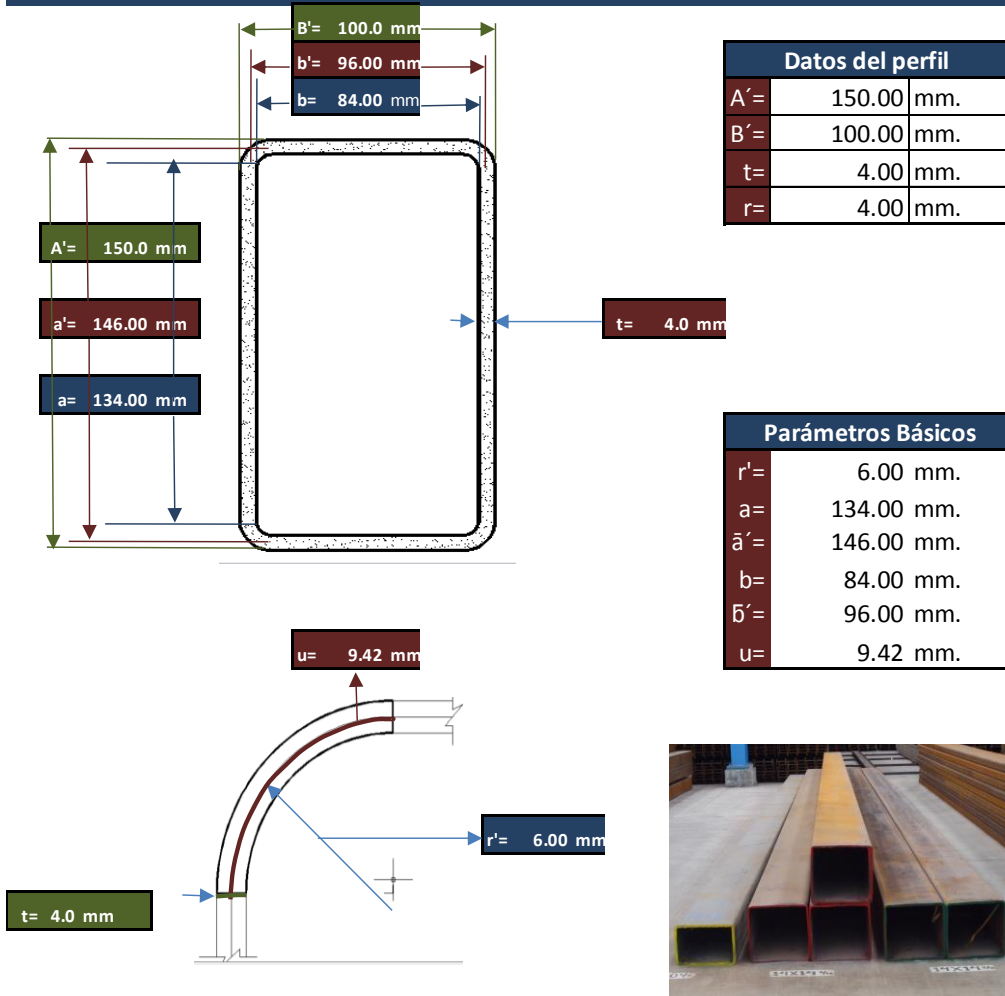
$$p_u = 18246.96 \text{ kg}$$

Mayor a **1700 kg** que es el elemento más esforzado

3.5.1.1.2 Sección cajón (cordón superior de la armadura)



PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE PERFIL CAJON



DATOS DEL MATERIAL			
Módulo de elasticidad	E =	2040820.00	Kg/cm ²
Módulo de poisson	μ =	0.30	
Límite de fluencia	Fy =	2530.62	Kg/cm ²

Verificación a Compresión

- Verificación de la Tensión por Pandeo Flexional

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{645.7}{20.28}} = 5.64 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{617.4}{20.28}} = 5.51 \text{ cm}$$

$$\sigma_x = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r_x}\right)^2}$$

$$\sigma_x = 285460.4033 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_y = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r_x}\right)^2}$$

$$\sigma_y = 272972.011 \text{ kg/cm}^2$$

Una vez calculado se verifica cual va a ser nuestra tensión nominal para el diseño

$$\lambda_{cx} = \sqrt{\frac{F_y}{\sigma_{ex}}}$$

$$\lambda_{cx} = 0.09 \quad \lambda_{cy} = 0.096$$

La tensión nominal es:

$$\sigma_n = (0.658^{\lambda_{cx}^2}) * F_y$$

$$\sigma_{nx} = 2522.045 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_n = (0.658^{\lambda_{cy}^2}) * F_y$$

$$\sigma_{ny} = 2520.87 \text{ Kg/cm}^2$$

Se elige el de menor esfuerzo que viene a ser la tensión nominal (y)

Una vez calculado la tensión nominal se verifica la área efectiva

- **Verificación de abolladura**

$$\lambda_c = \frac{1.052}{\sqrt{K}} * \frac{W}{t} \sqrt{\frac{F}{E}}$$

$$\lambda_c = 0.619$$

$$\lambda_c = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} \quad \rightarrow$$

$$\lambda > 0.673 \quad \rho = (1 - 0.22/\lambda)/\lambda$$

$$\lambda < 0.673 \quad \rho = 1$$

Como es menor a 0.673 no existe abolladura, no se cambia la sección

- **Capacidad última**

$$p_u = \phi_c * F_n * A_e$$

$$p_u = 0.95 * 2520.87 * 20.28$$

$$p_u = 43453.75 \text{ kg}$$

Mayor a **22170 kg** que es el elemento más esforzado

Verificación a Tracción

$$P_U = KN$$

$$F_y = 248.56 \text{ MPa}$$

- **Por Fluencia**

$$p_u = \phi_c * F_y * A_e$$

$$p_u = 0.95 * 2530.61 * 20.28$$

$$p_u = 48754.73 \text{ kg}$$

Mayor a **4620 kg** que es el elemento más esforzado

Diseño de Uniones Tipo II

Es el nudo de la cubierta espacial con las columnas de hormigón armado. A este nudo concurren las barras que deben ser aseguradas en la columna sobre una placa metálica que asegura a la columna.

El análisis para el diseño se efectúa con los esfuerzos de la unión más crítica se determina el espesor de la placa y las dimensiones de los pernos en la conexión.

- **Características geométricas del perno**

Resistencia a cortante simple del perno principal A325

$$p_u = \phi_c * \sigma_n * A_p$$

Dp=	2.2cm
Dp=	7/8"
A _p =	3.88cm ²

$\sigma_n=$	3800 Kg/cm²
Pu=	9583.6Kg

Resistencia al aplastamiento del perno principal A325

$$p_a = \phi_A * 2.4 * D_p * t * \sigma_u$$

Dp=	2.2cm
t	1.02 cm de 21/2"
Ap=	3.88 cm²
$\sigma_u=$	4080 Kg/cm²
Pa=	16479.94 Kg

Resistencia a tensión del perno principal A325

$$p_u = \phi_t * \sigma_t * A_p$$

Dp=	2.2cm
t	1.02 cm de 21/2"
Ap=	3.88 cm²
$\sigma_t=$	6330 Kg/cm²
Pu=	18420.3 Kg

Resistencia al desgarramiento por cortante del perno A325

$$v_u = \tau_A * g * t * \phi_c$$

$\tau_A=$	1390 Kg/cm²
-----------	-------------------------------

t	2.2 cm
g=	4 cm
$v_u=$	11008.8
Pu=	22017.6 Kg

$$Pu_{maximo} = 9583.6 \text{ kg}$$

La longitud del perno que va empotrado en la columna se asume tomando en cuenta que en la realidad, el perno no soporta ninguna fuerza axial, pero por construcción se toma 70cm para mayor seguridad.

Máximo esfuerzo que llega a la columna $V_{max} = 22172 \text{ kg}$

Numero de pernos necesarios

$$N_p = \frac{22172}{9583.6} = 3.35$$

Se pondrán 4 pernos, estos deben colocarse a una distancia suficiente entre sí para permitir su instalación eficiente y prevenir fallas por tensión, la norma LRFD recomienda una distancia mínima centro a centro entre agujeros de no menos de 3 veces el diámetro del perno.

Diseño de la placa Base:

La placa base es de acero A 36, el esfuerzo de diseño en el área de apoyo de la columna de hormigón armado, es mucho menor que la correspondiente a la base de acero de una columna, cuando las barras metálicas se apoyan en la columna es necesario que la carga puntual se distribuya en el área suficiente para evitar que se sobre esfuerce el hormigón la carga se trasmite a través de la placa de acero que está ligada a la columna con cuatro pernos.

Área de la placa base:

La resistencia de diseño por aplastamiento del concreto debajo de la placa base debe ser por lo menos igual a la carga soportada. Cuando la placa base casi cubre todo el área de la

columna esta resistencia es igual a $\emptyset(0.60$ por aplastamiento del concreto) multiplicada por la resistencia nominal del concreto $0.85*f_c*A$

$$p_u = \emptyset * P_p = 0.85 * f_c * A$$

$$A = \frac{22172}{0.6 * 0.85 * 210} = 207.02 \text{ cm}^2$$

Se adopta por construcción $30*70 \text{ cm} = 2100 \text{ cm}^2$

Según el área de la placa se duplicara la cantidad de pernos

Espesor de la placa:

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

$$t = m \sqrt{\frac{2 * P}{0.9 * F_y * a * b}}$$

$$t = 10.25 \sqrt{\frac{2 * 22172}{0.9 * 2530 * 70 * 30}}$$

$$t = 0.98 \text{ cm}$$

Esfuerzo de aplastamiento entre los pernos de anclaje y la placa base:

La fuerza vertical P se trasmite a la plataforma por aplastamiento directo entre la placa base y la plataforma; la fuerza P se transmiten por medio de los pernos de anclaje. El esfuerzo de aplastamiento promedio entre la placa base y los pernos de anclaje es igual a la fuerza P dividida entre el área de apoyo de los 4 pernos. El área de apoyo de un perno es igual al espesor de la placa multiplicado por el diámetro del perno.

$$t = \frac{P}{4 * t * dp}$$

$$t = \frac{22172}{4 * 1 * 2.2}$$

$$t = 2519.54 \text{ Kg/cm}^2 < 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

Se duplico los pernos para tener una mejor resistencia a aplastamiento ya que se subió la sección de la placa por construcción. Con 8 pernos tenemos $t = 1259.77 \text{ Kg/cm}^2$

3.5.2 Estructura de Sustentación de la Edificación

3.5.2.1 Diseño de la viga (viga entre los pilares 55 -50)

Momento positivo

Geometría

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

$$\text{Altura (h)} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento (r}_1\text{)} = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento (r}_2\text{)} = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Altura útil (d)} = 58 \text{ cm}$$

Materiales

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Coefficientes de minoración de resistencia de materiales en condiciones de control normal

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\gamma_s = 1.15$$

Resistencia de cálculo

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{21}{1.5} = 14 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.7826 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E} = \frac{434.7826}{200000} = 2.1739 \text{ } 0/00$$

Solicitaciones

$$M_d = 22.15 \text{ tn}\cdot\text{m} = 217.07\text{KN}\cdot\text{m}$$

Diseño

Se calcula a continuación la armadura necesaria para resistir el momento de diseño.

Se plantea la ecuación general de equilibrio.

$$M_d = N_c * Z$$

$$N_c = 0.85 * f_{cd} * b * y$$

$$Z = h - r_1 - 0.5 * y$$

$$M_d = 0.85 * f_{cd} * b * y * (h - r_1 - 0.5 * y)$$

$$y = 0.1246 \text{ m}$$

$$N_c = 0.44 \text{ MN}$$

$$F_s = 0.44 \text{ MN}$$

$$A_{s1} = 10.12 \text{ cm}^2 = \text{fuerza / esfuerzo}$$

Armadura mínima geométrica

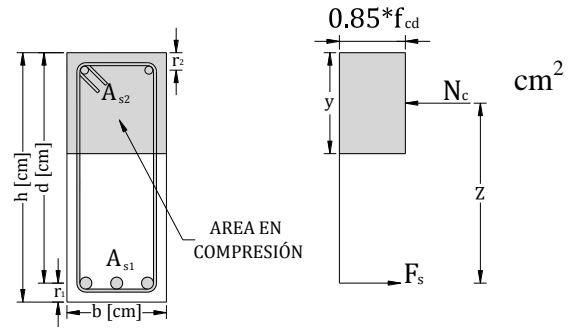
$$A_{smin(g)} = b * h * 2.8 / 100$$

$$A_{smin} = 3.50 \text{ cm}^2$$

Armadura superior constructiva

$$A_{s2} = 0.3 * A_{smin(g)}$$

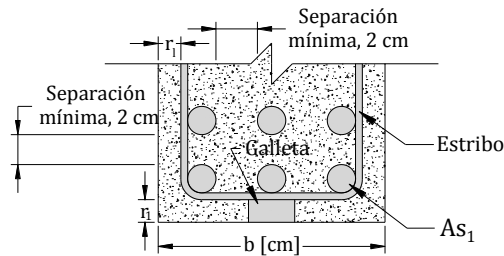
$$A_{s2} = 5.04 \text{ cm}^2$$



Resumen

Geometría

Base (b) = 30 cm
 Altura (h) = 60 cm
 Recubrimiento (r₁) = 2 cm
 Recubrimiento (r₂) = 2 cm
 Altura útil (d) = 58 cm



$$A_{s1} = 10.12 \text{ cm}^2 = 5 \text{ } \varnothing 16$$

$$A_{s2} = 5.04 \text{ cm}^2 = 3 \text{ } \varnothing 16$$

- Verificación del calculo con el programa cypecad 2016 y el cálculo manual

Cypecad 2016 $A_s = 10.30 \text{ cm}^2$

Calculo manual $A_s = 10.12 \text{ cm}^2$

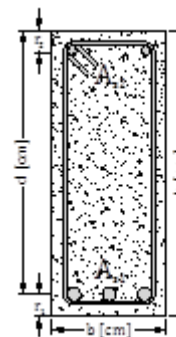
Con un porcentaje de variación de 1.74%

Momento negativo

Geometría

Base (b) = 30 cm
 Altura (h) = 60 cm
 Recubrimiento (r₁) = 2 cm
 Recubrimiento (r₂) = 2 cm
 Altura útil (d) = 58 cm

Materiales



$$f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Coefficientes de minoración de resistencia de materiales en condiciones de control normal

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\gamma_s = 1.15$$

Resistencia de cálculo

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{21}{1.5} = 14 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.7826 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E} = \frac{434.7826}{200000} = 2.1739 \text{ } 0/00$$

Solicitaciones

$$M_d = 32.05 \text{ tn}\cdot\text{m} = 314.41 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Diseño

Se calcula a continuación la armadura necesaria para resistir el momento de diseño.
Se plantea la ecuación general de equilibrio.

$$M_d = N_c \cdot Z$$

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

$$Z = h - r_1 - 0.5 \cdot y$$

$$M_d = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (h - r_1 - 0.5 \cdot y)$$

$$y = 0.1796 \text{ m}$$

$$N_c = 0.64 \text{ MN}$$

$$F_s = 0.64 \text{ MN}$$

$$A_{s1} = 14.72 \text{ cm}^2 = \text{fuerza} / \text{esfuerzo}$$

Armadura mínima geométrica

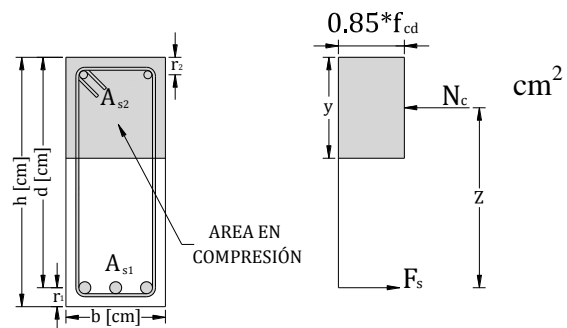
$$A_{smin(g)} = b \cdot h \cdot 2.8 \text{ } 0/00$$

$$A_{smin} = 3.50 \text{ cm}^2$$

Armadura superior constructiva

$$A_{s2} = 0.3 \cdot A_{smin(g)}$$

$$A_{s2} = 5.04 \text{ cm}^2$$



Resumen

Geometría

Base (b) = 30 cm

Altura (h) = 60 cm

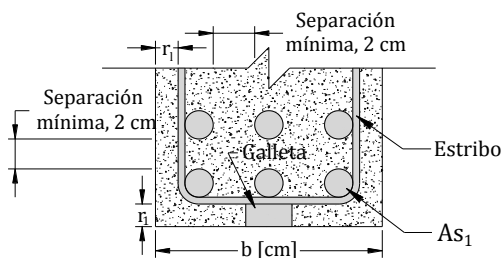
Recubrimiento (r_1) = 2 cm

Recubrimiento (r_2) = 2 cm

Altura útil (d) = 58 cm

$$A_{s1} = 14.72 \text{ cm}^2 = 5 \text{ } \varnothing 16$$

$$A_{s2} = 5.04 \text{ cm}^2 = 3 \text{ } \varnothing 16$$



- Verificación del cálculo con el programa cypecad 2016 y el cálculo manual

Cypecad 2016 $A_s = 16.60 \text{ cm}^2$

Calculo manual $A_s = 14.72 \text{ cm}^2$

Con un porcentaje de variación de 11.32%

Para el diseño se adoptó el valor del cype ya que se hace la Verificación manual para comparar los resultados si están cercanos y si cumplen según al esfuerzo.

Diseño a Cortante

Geometría

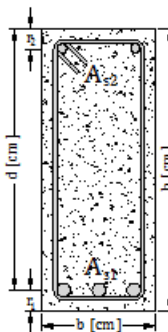
Base (b) = 30cm

Altura (h) = 60 cm

Recubrimiento (r_1) = 2 cm

Recubrimiento (r_2) = 2 cm

Altura útil (d) = 58 cm



MATERIALES

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Coefficientes de minoración de resistencia de materiales en condiciones de control normal

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\gamma_s = 1.15$$

Resistencia de cálculo

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{21}{1.5} = 14 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.7826 \text{ MPa}$$

Solicitaciones

$$V_d = 200 \text{ KN}$$

Se calcula a continuación la armadura necesaria para resistir el cortante de diseño que esfuerza la sección.

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma (V_{U1})

$$V_{u1} = 0.30 * f_{cd} * b * d$$

$$V_{u1} = 400 \text{ KN}$$

Se verifica que V_{U1} es mayor o igual que V_d , por lo tanto se procede al diseño.

En caso de no cumplirse la desigualdad se deberá incrementar la sección de la pieza o mejorar la calidad del concreto.

Cálculo de la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante (V_c)

$$V_c = 0.16 * \sqrt{f_{cd}} * b * d$$

$$V_c = 52.5814 \text{ KN}$$

Cálculo de la contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante (V_s)

$$V_s = \frac{0.9 * d * A_{st} * f_{yd}}{sep} \quad f_{yd} \neq 420 \text{ MPa}$$

$$V_d = V_s + V_c$$

$$V_s = V_d - V_c$$

$$V_s = 147.4186 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{0.9 * d * A_{st} * f_{yd}}{sep}$$

$$\text{Est. } \emptyset 6 \rightarrow \text{Sep} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Est. } \emptyset 8 \rightarrow \text{Sep} = 30 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 1.03 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } \emptyset 6c / 25 \text{ cm}$$

Est. Ø8c/30 cm

Resumen

Geometría

Base (b)= 30 cm

Altura (h) = 60 cm

Recubrimiento (r₁) = 2 cm

Recubrimiento (r₂) = 2 cm

Altura útil (d) = 58 cm

Calculo manual Est. Ø6c/ 25 cm

Resultado del cype Est. Ø6c/ 30 cm

3.5.2.2 Diseño de columna (pilar 106)

Geometría

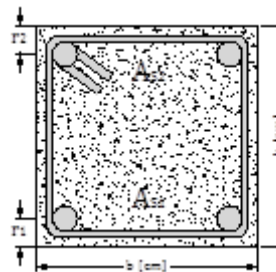
Base (a) = 40 cm

Altura (b) = 30 cm

Recubrimiento (r₁) = 2 cm

Recubrimiento (r₂) = 2 cm

Altura de col. (l) = 340 cm



Materiales

F_{ck} = 21 mpa

F_{yk} = 500 mpa

Coefficientes de minoración de resistencia de materiales en condiciones de control normal

γ_c = 1.50

γ_s = 1.15

Resistencia de cálculo

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{21}{1.5} = 14 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.7826 \text{ MPa}$$

Solicitaciones

$$N_d = 1356.93 \text{ KN}$$

Diseño

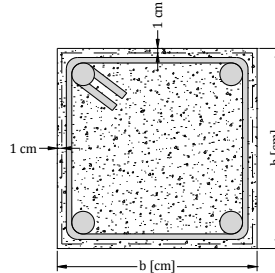
Se calcula a continuación la armadura necesaria para resistir la normal de diseño.

Calculo de la longitud efectiva de pandeo (l_p).

$$\begin{aligned}\beta &= 0.70 && \text{Parcial Empotrado} \\ l_p &= \beta * l \\ l_p &= 2.38 \text{ m}\end{aligned}$$

Calculo del radio de giro (i).

$$\begin{aligned}i &= \sqrt{\frac{I}{A}} \\ I &= 0.001 \text{ m}^4 \\ A &= 0.12 \text{ m}^2 \\ i &= 0.098 \text{ m}\end{aligned}$$



Calculo de la esbeltez mecánica (λ_m).

$$\begin{aligned}\lambda_m &= \frac{l_p}{i} \\ \lambda_m &= 24.285\end{aligned}$$

$\lambda_m < 35$ Columna Corta. (No requiere comprobación de pandeo)

Se plantea la ecuación general de equilibrio.

$$\begin{aligned}N_d &= 0.85 * (0.9 * f_{cd}) * (b - 0.02) * (b - 0.02) + A_s * f_{yd} \\ f_{yd} &\neq 420 \text{ MPa} \\ A_s &= 5.02 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Armadura mínima geométrica

$$\begin{aligned}A_{smin(g)} &= b * b * 5 / 100 \\ A_{smin} &= 4.50 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Armadura mínima mecánica ($f_{yd} \neq 420 \text{ MPa}$)

$$\begin{aligned}A_{smin(m)} &= 0.1 * \frac{N_d}{f_{yd}} \\ A_{smin(m)} &= 3.63 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Armadura máxima ($f_{yd} \neq 420 \text{ MPa}$)

$$A_{smáx} = \frac{(0.9 * f_{cd})}{f_{yd}} * A_c$$

$$A_{sm\acute{a}x} = 32.14 \text{ cm}^2$$

Resumen

Geometría

Base (b) = 40 cm

Altura (b) = 30 cm

Recubrimiento (r_1) = 2 cm

Recubrimiento (r_2) = 2 cm

Altura de col. (l) = 340 cm

$$A_s = 5.02 \text{ cm}^2 = 4 \text{ } \emptyset 12 + 2 \text{ } \emptyset 6$$

$$\text{Cypecad 2016} \quad A_s = 6.72 \text{ cm}^2 = 6 \text{ } \emptyset 12$$

$$\text{Calculo manual} \quad A_s = 5.02 \text{ cm}^2 = 4 \text{ } \emptyset 12 + 2 \text{ } \emptyset 6$$

Con un porcentaje de variación de 11.32%

Se adopta el área del cypecad ya que el cálculo manual se acerca al área calculada con el cypecad.

Armadura Transversal (estribos)

El diámetro del estribo será:

$$\emptyset_{\text{estribo}} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} * \emptyset \text{ de la armadura longitudinal} \end{array} \right.$$

$$6\text{mm} > \frac{1}{4} * 12\text{mm} = 3\text{mm}$$

Se asumirá un \emptyset 6mm

La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)}} \\ \mathbf{15 * \emptyset \text{ de la armadura longitudinal}} \end{array} \right.$$

Según la primera opción $S \leq 30 \text{ cm}$

Según la segunda opción $S \leq 15 * 1.2 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$

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

Por lo tanto la armadura del estribo será:

Resultado manual **Ø 6mm c/15cm**

Resultado del cypecad **Ø 6mm c/15cm**

3.5.3 Estructuras Complementarias

A continuación, se muestra el cálculo de una escalera de hormigón armado, la cual presenta dos tramos (tiros) y un descanso (meseta).

3.5.3.1 Diseño geométrico:

- Se tiene un desnivel a salvar “ $z = 340 \text{ cm}$ ”
- La huella mínima es 25 cm, por lo que se adoptara “ $h = 28 \text{ cm}$ ”.
- La contrahuella será “ $c = 18 \text{ cm}$ ”
- Según Neufert se debe cumplir al menos una de las siguientes condiciones:

$$h + 2c = 61 \text{ a } 64 \text{ cm} = 28 \text{ cm} + 2 \times 18 \text{ cm} = 64 \text{ cm} \text{ (ok)}$$

$$h - c = 12 \text{ cm} = 28 \text{ cm} - 18 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$$

- El número de peldaños (escalones) es:

$$n_e = \frac{z}{c} = \frac{340 \text{ cm}}{18 \text{ cm}} = 19$$

- El ancho de los escalones (ámbito) debe ser como mínimo 120 cm en edificios por lo que se adopta “ $a = 218 \text{ cm}$ ”.
- El espesor de la losa viene dado por la siguiente expresión:

$$h_f = \frac{L}{20} = \frac{252 \text{ cm}}{20} = 12.6 \text{ cm} \text{ (Asumo } 15 \text{ cm)}$$

- La pendiente de la escalera viene dada por:

$$m = \frac{c}{h} = \frac{18 \text{ cm}}{28 \text{ cm}} = 0.64 \qquad \alpha = \arctg(m) = 32.61^\circ$$

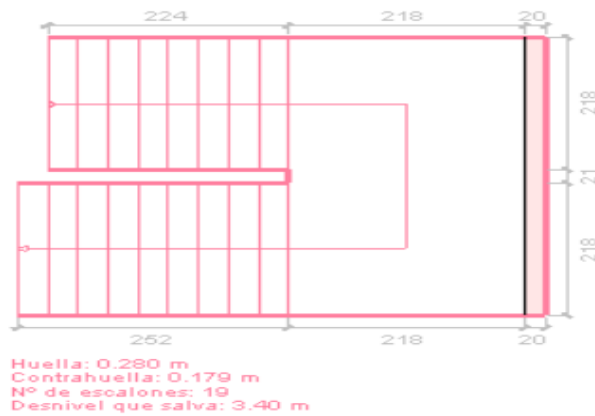


Figura 3.6 Vista en planta escalera

Fuente: CYPECAD 2016

- Se tienen las siguientes cargas actuantes, dependiendo si estamos analizando el tiro o la meseta.

a) Para los tiros tenemos:

Peso propio de la losa por unidad de área:

$$g = \gamma \times hf = 2500 \frac{kg}{m^3} \times 0.15m = 375 \frac{kg}{m^2}$$

Para transformar esta carga a una carga uniforme horizontal tenemos que:

$$\frac{g}{\cos\alpha} = \frac{375 \frac{kg}{m^2}}{\cos(32.61)} = 445.18 \frac{kg}{m^2}$$

Peso propio de los peldaños por unidad de área:

$$g_1 = \frac{\gamma \times c}{2} = \frac{2500 \frac{kg}{m^3} \times 0.18m}{2} = 225 \frac{kg}{m^2}$$

Acabado “ $g_2 = 130 \text{ kg/m}^2$ ”

Sobrecarga de uso “ $q = 500 \text{ kg/m}^2$ ”

Por tanto, la carga muerta total es:

$$g_t = g + g_1 + g_2 = 445.18 + 225 + 130 = 800.18 \frac{kg}{m^2}$$

La carga viva total actuante es:

$$q_t = q = 500.00 \frac{kg}{m^2}$$

Aplicando los coeficientes de mayoración de las fuerzas tenemos una carga total de:

$$q_d = \gamma_f * (g_t + q_t) = 1.6 \times (800.18 + 500) = 2080.288 \frac{kg}{m^2}$$

b) En los descansos (mesetas) actuarán las siguientes cargas:

Peso propio de la losa por unidad de área:

$$g = \gamma \times h \times f = 2500 \frac{kg}{m^3} \times 0.15m = 375 \frac{kg}{m^2}$$

Acabado “ $g_2 = 130kg/m^2$ ”

Sobrecarga de uso “ $q=500kg/m^2$ ”

Por tanto, la carga muerta total es:

$$g_t = g + g_2 = 375 + 130 = 505.00 \frac{kg}{m^2}$$

La carga viva total actuante es:

$$q_t = q = 500.00 \frac{kg}{m^2}$$

Aplicando los coeficientes de mayoración de las fuerzas tenemos una carga total de:

$$q_d = \gamma_f \times (q_t + g_t) = 1.6 \times (505 + 500) = 1608 \frac{kg}{m^2}$$

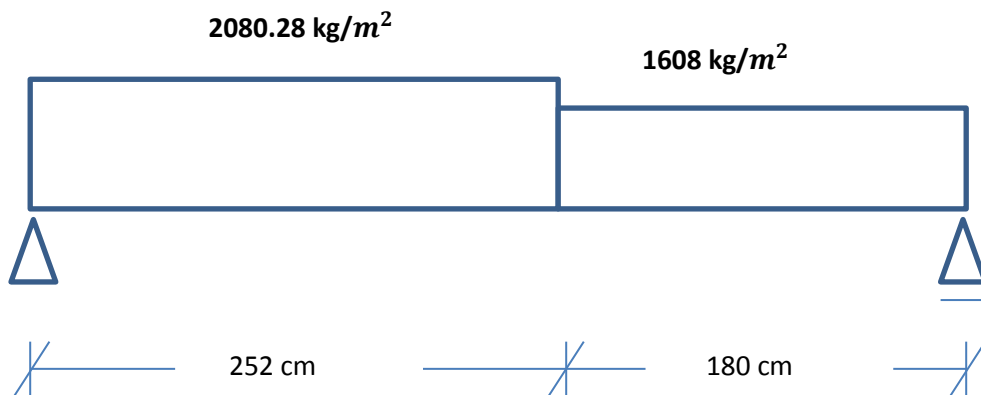


Figura 3.7 Esquema estructural

Fuente: Elaboración Propia

- Del paquete obtenemos la envolvente de diseño con los siguientes resultados.
Md = 4802.5 kg x m/m

3.5.3.2 Diseño a Flexión

- Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} = 140 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{kg}{cm^2}$$

- Altura efectiva

$$d = h - d_1 = 15 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 13 \text{ cm}$$

- Determinación del momento reducido de cálculo

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

Donde:

$$M_d = 480250.00 \text{ Kg x cm/m}$$

$$\mu_d = \frac{480250}{100 \times 13^2 \times 166.67} = 0.1704$$

Entramos a la tabla 2 del anexo A-2 para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0.319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3

$$0.1704 < 0.319$$

- Determinación de la cuantía mecánica del acero

Tabla 1 del anexo A-2

$$W_s = 0.1924$$

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

$$A_s = 0.1924 \times 100 \times 13 \times \frac{140}{4347.83}$$

$$A_s = 9.588 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Determinación del área mínima de acero

$$A_{s \min} = W_{s \min} \times b_w \times h$$

De la tabla 3 del anexo A-2

$$W_{s \min} = 0.0015$$

$$A_{s \min} = 0.0015 \times 100 \times 15$$

$$A_s = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de losas

Valor Adoptado = 9.588 cm²/m

- Determinación
acero

del número de barras de

$$\emptyset 12 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 * A_s}{\pi * \emptyset^2} = \frac{4 * 9.588}{\pi * 1.2^2} = 8.47 \text{ (9 barras)}$$

Adoptamos = 9 \emptyset 12 /m

Con un área igual a 10.178 cm² /m

Donde:

$$10.178 > 9.588 \text{ cm}^2 \quad \% \text{ de incremento } 0.74 \%$$

Según norma nos recomienda un desplazamiento de fase "b" de barras de 2 cm como mínimo, entonces:

$$b = \frac{100 - \# \phi}{\# esp} > 2 \text{ cm}$$

$$b = \frac{100 - (9 \times 1.2)}{9 - 1} > 2 \text{ cm}$$

$$11.15 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Use Ø12 C-15 cm (Para el acero positivo)

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

$$A_s^- = \frac{25}{100} \times A_s = \frac{25}{100} \times \frac{9.588 \text{ cm}^2}{m} = 2.397 \text{ cm}^2/m$$

- Determinación del área mínima de acero

$$A_{s \text{ min}} = W_{s \text{ min}} \times b_w \times h$$

De la tabla 3 del anexo A-2

$$W_{s \text{ min}} = 0.0015$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \times 100 \times 15$$

Adoptar el máximo valor $A_s = 2.25 \text{ cm}^2/m$ de área de acero para el cálculo de armadura de losas

Valor Adoptado = 2.397 cm ² /m

- El número de barras para armaduras de 8 mm es:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 8}} = \frac{2.397}{0.503} = 4.76 \text{ (5 barras)}$$

- Separación entre barras

Según norma nos recomienda un desplazamiento de fase "b" de barras de 2 cm como mínimo, entonces:

$$b = \frac{100 - \# \phi}{\# esp} > 2 \text{ cm}$$

$$b = \frac{100 - (5 \times 0.8)}{5} > 2 \text{ cm}$$

$$19.20 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Use Ø8 C-15 cm (Para el acero negativo)

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

$$A_{st} = \frac{25}{100} \times A_s = \frac{25}{100} \times \frac{9.588 \text{ cm}^2}{m} = 2.397 \text{ cm}^2/m$$

- Determinación del área mínima de acero

$$A_{s \text{ min}} = W_{s \text{ min}} \times b_w \times h$$

$$W_{s \text{ min}} = 0.0015$$

De la tabla 3 del anexo A-2

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \times 100 \times 15$$

$$A_s = \quad 2.25 \quad \text{cm}^2/m$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de losas

- El número Valor Adoptado = 2.397 cm²/m de barras para armaduras de 8 mm es:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 8}} = \frac{2.397}{0.503} = 4.74 \text{ (5 barras)}$$

- Separación entre barras

Según norma nos recomienda un desplazamiento de fase "b" de barras de 2 cm como mínimo, entonces:

$$b = \frac{100 - \# \phi}{\# esp} > 2 \text{ cm}$$

$$b = \frac{100 - (5 \times 0.8)}{5} > 2 \text{ cm}$$

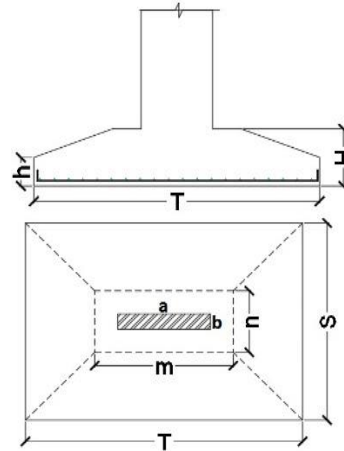
$$19.20 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Use 5Ø8 C-15 cm (Para el acero transversal)

3.5.4 Fundaciones (zapata 106)

Datos generales:

Estatus global	:	BIEN
Norma de Diseño	:	CBH-87
Tipo de zapata	:	Aislada
Tipo de columna	:	Hormigón



Esfuerzos y Cargas

$$N_K = 456.52 \text{ KN}$$

$$N_u = 714.15 \text{ KN}$$

$$M_1 = 107.25 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = 121.37 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Profundidad de fundación: 2 m

Largo de la columna: 30 cm

Ancho de la columna: 40 cm

Posición de la columna respecto al c.g. de la zapata: Centrada

Materiales

Hormigón, f_c : 210 [kg/cm²]

Acero, f_y : 5000 [kg/cm²]

Tipo de hormigón: Normal

Recubrimiento epóxico: No

Módulo de elasticidad hormigón: 219776.98 [Ton/cm²]

Módulo de elasticidad acero: 2100000 [kg/cm²]

Peso unitario: 2500 [kg/m³]

Diseño a flexión

Coefficientes de Ponderación y/o Factores de Seguridad

Los coeficientes de seguridad son establecidos en la Norma CBH-87, instruye referente a los estados límites últimos.

- Coeficiente de seguridad de Mayoración Carga Permanente

$$\phi_f = 1.6$$

- Coeficiente de seguridad Mayoración Carga Viva

$$\phi_f = 1.6$$

$$A_{zapata} = \frac{Nk}{\sigma_{suelo}} = \frac{439.488 * \frac{1000}{9.8}}{1.75} = 26621 \text{ cm}^2$$

$$A_{zapata} = 2.66 \text{ m}^2$$

$$T = \sqrt{A_{zapata}} + \frac{a - b}{2} = \sqrt{2.66} + \frac{0.4 - 0.30}{2} = 1.68 \text{ m}$$

$$S = \sqrt{A_{zapata}} - \frac{a - b}{2} = \sqrt{2.66} - \frac{0.4 - 0.30}{2} = 1.58 \text{ m}$$

Usar: ZAPATA 1.60X1.70 m

Altura de la zapata (Por Punzonamiento)

El esfuerzo por corte debido a cargas últimas

$$\tau_c = \phi_c * \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) * \frac{\sqrt{f'c}}{6}$$

Donde: τ_c resistencia al corte de hormigón

$$\beta_c = a/b$$

$$\tau_c = 0.85 * \left(1 + \frac{2}{\frac{40}{30}} \right) * \frac{\sqrt{21}}{6} = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\tau_c = 1.62 \text{ MPa} * \frac{10.2041 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_c = 16.56 \text{ kg/cm}^2$$

Para la verificación al punzonamiento se debe cumplir:

$$P_z \geq P_u$$

$$P_z = \tau_c * d * b_o$$

Para H= 40

$$P_z = \tau_c * b_o * d$$

$$P_z = 16.56 * 32 * 2 (40 + 32 + 30 + 32)$$

$$P_z = 1393.20 \text{ KN}$$

$$P_z = 1393.20 \text{ KN} \geq N_u = 714.15 \text{ KN} \dots \text{CUMPLE!!}$$

Momento de diseño refuerzo longitudinal

$$M_d = + 107.25 \text{ KN} * \text{m}$$

$$M_d = N_c * Z = 0.85 * (f'c * \emptyset) * b * y * (h - \text{rec}_{\text{mec.}} - 0.5y)$$

$$\frac{107.25}{1000} = 0.85 * 0.9 * 21 * 0.4 * y * (0.4 - 0.08 - 0.5 * y)$$

Resolviendo la ecuación cuadrática:

$$y = 0.081 \text{ m}$$

$$N_c = 0.85 * 14 * 0.4 * 0.081$$

$$N_c = 0.38 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{N_c}{\sigma} = \frac{0.38 * 10000 \text{cm}^2/\text{m}^2}{434.78 \text{MPa}} = 8.74 \text{ cm}^2$$

Asumir refuerzos de $\emptyset 12 \text{ mm}$

$$\text{Sep} = \frac{100 \text{cm}}{\frac{A_s}{A_s \text{ unit}}} = \frac{100}{\frac{8.740}{1.13}} = 12.92 \text{ cm}$$

Asumir **8 $\emptyset 12$ c/20cm** (Aceros Longitudinales inferiores)

$$\text{Cypecad 2016} \quad A_s = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Calculo manual} \quad A_s = 8.74 \text{ cm}^2$$

Con un porcentaje de variación de 25.32 %

Momento de diseño refuerzo transversal

$$M_d = + 121.37 \text{ KN} * \text{m}$$

$$M_d = N_c * Z = 0.85 * (f'c * \emptyset) * b * y * (h - \text{rec}_{\text{mec.}} - 0.5y)$$

$$\frac{121.37}{1000} = 0.85 * 0.9 * 14 * 0.4 * y * (0.32 - 0.08 - 0.5 * y)$$

Resolviendo la ecuación cuadrática:

$$y = 0.062 \text{m}$$

$$N_c = 0.85 * 14 * 0.4 * 0.10$$

$$N_c = 0.30 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{N_c}{\sigma} = \frac{0.30 * 10000 \text{cm}^2/\text{m}^2}{434.78 \text{MPa}} = 6.90 \text{ cm}^2$$

Asumir refuerzos de $\emptyset 12 \text{ mm}$

$$\text{Sep} = \frac{100 \text{cm}}{\frac{A_s}{A_s \text{ unit}}} = \frac{100}{\frac{6.90}{1.13}} = 16.37 \text{cm}$$

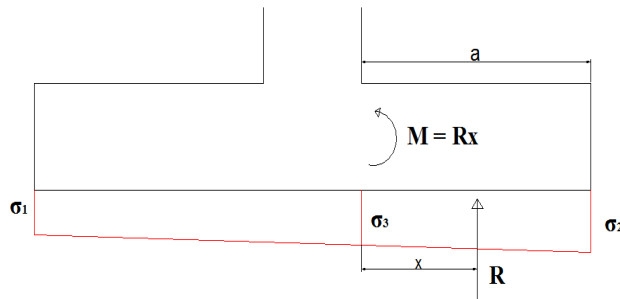
Asumir **7 $\emptyset 12$ c/20cm** (Aceros Transversales inferiores)

Cypecad 2016 $A_s = 10.18 \text{ cm}^2$

Calculo manual $A_s = 6.94 \text{ cm}^2$

Con un porcentaje de variación de 30.21 %

Comprobación de la resistencia del suelo



$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

Dónde: $W = \frac{I}{y} = \frac{S \cdot T^2}{6} = 18.14 \text{ m}^3$

$$\sigma_1 = \frac{72798.16 \text{ Kg}}{160 \text{ cm} * 170 \text{ cm}} - \frac{107.25 \text{ KN} * \text{ m} * \frac{1000}{9.8} * \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}}}{\frac{160 * 170^2}{6} \text{ cm}^3} = 1.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{72798.16 \text{ Kg}}{160 \text{ cm} * 170 \text{ cm}} + \frac{107.25 \text{ KN} * \text{ m} * \frac{1000}{9.8} * \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}}}{\frac{160 * 170^2}{6} \text{ cm}^3} = 1.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{72798.16 \text{ Kg}}{160 \text{ cm} * 170 \text{ cm}} - \frac{121.37 \text{ KN} * \text{ m} * \frac{1000}{9.8} * \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}}}{\frac{170 * 160^2}{6} \text{ cm}^3} = 1.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{72798.16 \text{ Kg}}{160 \text{ cm} * 170 \text{ cm}} + \frac{121.37 \text{ KN} * \text{ m} * \frac{1000}{9.8} * \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}}}{\frac{170 * 160^2}{6} \text{ cm}^3} = 1.15 \text{ kg/cm}^2$$

Como $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4 \leq \sigma_{adm}$ **OK**

3.6 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto.

1. Adquisición – provisión de materiales.
2. Instalación de faenas (en emplazamiento del proyecto).
3. Replanteo general (Preliminar).
4. Excavaciones.
 - Excavación con maquinaria para zapatas.
 - Excavación manual de cimientos.
5. Construcción de zapatas.
 - Replanteo.
 - Armado, vaciado y compactado de hormigones.
 - Desencofrado y curado de hormigones.
6. Construcción de cimientos.
 - Replanteo.
 - Armado, vaciado y compactado de hormigones.
 - Relleno y compactado del suelo.
 - Protección contra la humedad.
7. Encofrado, armado y vaciado de la estructura de sustentación de la edificación.
 - Replanteo de vigas, columnas y losas.
 - Encofrado, colocado de la armadura.
 - Vaciado y compactado de hormigones.
 - Desencofrado de hormigones.
8. Ejecución de las obras complementarias
 - Replanteo
 - Encofrado, armado y vaciado de escaleras (Gradas)
 - Encofrado y vaciado de la vereda de hormigón
 - Desencofrado y curado del hormigón
9. Ejecución de muros de cerramiento
 - Replanteo
 - Mampostería de cerámica
 - Mampostería de fabrica

10. Instalación de servicios (Tendidos de ductos, accesorios y artefactos)

- Replanteo
- Agua potable
- Alcantarillado sanitario y pluvial
- Energía eléctrica
- Instalación telefónica

11. Ejecución de carpintería de madera o metálica (Marcos para puertas y ventanas)

- Replanteos.
- Marcos para puertas y ventanas.

12. Ejecución obra fina (acabados).

- Revoque exterior.
- Revoque interior.
- Colocado de puertas y ventanas.
- Quincallería, vidrios ventanas.
- Pinturas.

13. Limpieza.

- Retiro de escombros.
- Pulimientos.

14. Entrega de obra.

- Provisional.
- Ejecución de obras correctivas.
- Definitiva.

3.6.1 Especificaciones técnicas.

En las especificaciones técnicas se tiene una referencia de cómo realizar cada ítem. El equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para correcta realización del ítem y por último la forma de pago. Véase anexo A-4

3.6.2 Precios unitarios.

El análisis de los precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detallado en el anexo A-5.

3.6.3 Cómputos métricos.

Los cómputos métricos sirven para cuantificar la cantidad de material que va entrar en nuestra obra de esa forma poder estimar el presupuesto total del proyecto.

3.6.4 Presupuesto

El presupuesto total de la obra se calculó primeramente realizando los cómputos métrico obteniendo la cantidad de cada ítem posteriormente multiplicando el precio unitario de los diferentes ítem por la cantidad de cada ítem llegando a un presupuesto total de la obra de **4069171.93 Bs.**

3.6.5 Planeamiento y Cronograma

el plan y cronograma de obras se lo hizo utilizando el método de barra y posteriormente se lo paso a un Excel con los datos obtenidos se puede apreciar en el Anexo 6

CONCLUSIONES

Una vez finalizado el diseño estructural del presente proyecto se llegó a las siguientes conclusiones:

- Este producto se redujo al cálculo estructural mediante el programa computarizado CYPECAD versión 2016, para una posterior verificación manual del dimensionamiento de los elementos más solicitados de la estructura, tanto de la cubierta como de la estructura porticada, donde los resultados obtenidos cumplen satisfactoriamente, bajo la norma boliviana de hormigón armado CBH-87.
- Se estimó el costo aproximado del proyecto dando como resultado 4069171.93 Bs (cuatro millones sesenta y nueve mil ciento setenta y uno bs) y se podrá ejecutar en 476 días calendario.
- Las armaduras obtenidas del cálculo manual en los elementos más solicitados varían en un porcentaje no muy considerable al del programa computarizado CYPECAD 2016
- La resistencia de diseño para todos los elementos estructurales de hormigón armado fue de 210 kg/cm², ya que este valor puede ser alcanzado con un buen control en obra según las especificaciones.
- Para facilitar la construcción se adoptaron las mayores secciones, uniformizando por diferentes tipos de acuerdo a su solicitud.
- Se verifico que los resultados obtenidos con el programa cypecad 2016 tiene un poco más de variación a la que uno hace manualmente.
- Los resultados manuales obtenidos del aporte académico son mayores al del cypecad 2016, por lo tanto satisface a los máximos esfuerzos tanto a compresión como a tracción en las dos secciones elegidas como son la sección cajón y la sección canal.

RECOMENDACIONES

- Para la optimización de los resultados obtenidos en el programa de cálculo estructural (CYPECAD 2016), es necesario definir con exactitud las normativas a usar y los coeficientes para el cálculo de los diferentes elementos estructurales, haciendo de este modo que la estructura pueda llegar a estar con un dimensionamiento óptimo.
- Realizar un análisis previo de la información proporcional (planos arquitectónicos, estudio de suelos etc.)y verificar que estos estén realizados correctamente para no tener problemas más adelante cuando se esté realizando el diseño con el software.
- Las cargas a considerar en el diseño son un factor muy importante en el cálculo, se tiene que realizar un análisis exhaustivo de las cargas que se introducirán en el software, dado que una mala introducción de las cargas en el diseño pueden llevar a problemas muy serios en la estructura más adelante, las cargas a considerar tiene que ser las que más se asemejen a la realidad basándose en las normativas y recomendaciones propuestas.