

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

1.1. El problema.- En estos últimos años la ciudad de Bermejo ha tenido un crecimiento acelerado de la población y por ende un gran crecimiento de la población estudiantil.

Como consecuencia del crecimiento estudiantil y con las nuevas normativas de la educación las aulas del colegio 25 de mayo han quedado pequeñas y obsoletas quedando, no aptas para el buen desempeño de los niños y jóvenes ya que no se contempla el confort y seguridad para un buen desempeño académico. No aptas para pasar clases y siendo un peligro para el alumnado asistente.

1.1.1. Planteamiento.- El colegio 25 de Mayo es uno de los más antiguos de la ciudad de Bermejo, y es uno de los centros de educación que cuentan con mayor número de estudiantes a nivel secundario. Por lo tanto debido a la gran cantidad de estudiantes con que cuenta y cada año tiene mayor concurrencia de alumnos para matricularse en este establecimiento, además del crecimiento poblacional estudiantil, sus aulas han quedado pequeñas.

De seguir en las mismas condiciones con la infraestructura que se cuenta se podrá presenciar la mala atención a los estudiantes, incomodidad de los estudiantes, problemas sociales entre padres de familia y el municipio de la ciudad de Bermejo. Por lo tanto es necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- Derivar una parte del número de estudiantes a otros centros educativos.
- Alquilar nuevos ambientes que satisfagan las necesidades actuales.
- Construir una nueva infraestructura.

1.1.2. Formulación.- Con la construcción de una nueva infraestructura para la comunidad estudiantil del colegio 25 de Mayo, se lograra una mejor enseñanza y recibir a un mayor número de estudiantes una vez materializado el proyecto.

De acuerdo a la solución planteada en el perfil de proyecto es posible realizar el diseño estructural para llevar a una posterior construcción de 2da fase colegio 25 de Mayo, ya que se cuenta con espacio disponible en el colegio para tal efecto.

1.1.3. Sistematización.- De la alternativa definida “Diseño Estructural 2da Fase Colegio 25 de Mayo Modulo B” y de acuerdo a los planos arquitectónicos aprobados, se considera una estructura porticada de H°A°, con cerchas metálicas de sustentación de la cubierta y como elemento estructural de separación de niveles losa alivianada. En los cuales se realizara el diseño óptimo para que la estructura tenga una buena funcionalidad y sea económicamente viable.

1.2. Objetivos.- El Proyecto de Ingeniería Civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1. General.- El objetivo general y único es:

- Realizar el diseño estructural “2da Fase Colegio 25 de Mayo modulo B” (Ciudad de Bermejo), aplicando el software Cypecad 2015 para el diseño.

1.2.2. Específicos. - Entre los objetivos específicos se plantean los siguientes:

- Realizar el estudio de suelos mediante ensayos de laboratorio, y conocer la resistencia admisible del suelo, para lograr un diseño óptimo de la estructura de fundación y sustentación de la estructura.
- Realizar el estudio topográfico del lugar de emplazamiento.
- Realizar el cálculo estructural del proyecto conforme a los parámetros y criterios de la norma boliviana CBH 87 en cuanto se refiere al H°A°.
- Diseñar la estructura de sustentación de cubierta con cerchas metálicas, considerando la norma Acero conformado AISI S100-2007 (LRFD).
- Aplicar todos los conocimientos adquiridos en la universidad para realizar el diseño estructural de la edificación.

1.3. Justificación.- Las razones por las cuales se justifica el proyecto de Ingeniería Civil son las siguientes:

- 1.3.1. Académica.-** Profundizaran y poner en práctica los conocimientos adquiridos en todos estos últimos años de estudio universitario acerca del diseño de estructuras para que de esta manera se pueda llevar a cabo el proyecto con mucho éxito.
- 1.3.2. Técnica.-** Se usará el paquete estructural CYPECAD 2015 para el análisis estructural de sustentación del edificio respectivamente, realizando la comparación de forma manual, aplicando los conocimientos de la ingeniería civil logrados en la carrera universitaria.
- 1.3.3. Social e Institucional.-** Contribuir con la sociedad en especial con los jóvenes dando una solución al hacinamiento de estudiantes en el colegio 25 de mayo de la ciudad de Bermejo y de esta manera evitar traslado de estudiantes a otras unidades de educación, con el diseño final se puede lograr que este entre en etapa de inversión posteriormente.

1.4. Alcance del proyecto

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

Como alcance primordial se destaca el diseño estructural de todos los elementos de sustentación del Módulo B, así también el aporte académico, plasmando el diseño en planos estructurales para su posterior utilización.

Proyecto de Ingeniería Civil II CIV-502.

Adicionalmente, por razones de acceso y completar el diseño estructural se decidió ampliar el proyecto incorporado al diseño estructural el MÓDULO ADICIONAL entre el Módulo A y Módulo B, esta decisión y cambio se lo realiza en Proyecto de Ingeniería Civil II CIV-502 tras un consenso docente-estudiante.

1.5. Localización

Ubicación Geográfica del Municipio de Bermejo: El Municipio de Bermejo pertenece a la Segunda Sección de la Provincia Arce del Departamento de Tarija, en la República de Bolivia, ubicada en América del Sur.

Se encuentra ubicado en el extremo Sur del Departamento de Tarija, entre las coordenadas geográficas 22°35'24" y 22°52'09" de Latitud Sur; 64°26'30" y 64°14'16" de Longitud Oeste, a 208 Km de la ciudad de Tarija, a 3 horas de viaje vía terrestre.



Figura 1.1: Ubicación geográfica Figura 1.2: Ubicación dentro de la ciudad de Bermejo

Ubicación del lugar de Emplazamiento: Se encuentra ubicado sobre la calle Gualberto Villarroel esquina calle La Paz entre calle Mcal. Santa Cruz y calle La Paz del (Barrio Aeropuerto) de la ciudad de Bermejo.

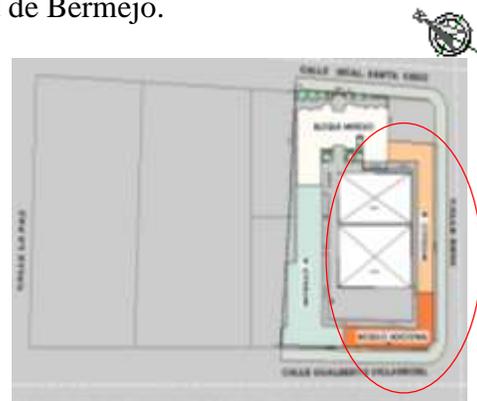


Figura 1.3: Ubicación en el manzano Figura 1.4: Emplazamiento Colegio 25 de Mayo

1.5.1. Información socio económica relevante

El lugar de emplazamiento cuenta con los siguientes servicios básicos como son: agua potable y alcantarillado sanitario administrados por EMAAB (Empresa municipal de agua potable y alcantarillado Bermejo), energía eléctrica administrada por SETAR (servicios eléctricos de Tarija), gas domiciliaria administrado por EMTAGAS (empresa Tarijeña del gas), servicios de telefonía e internet administrado por COTABE (cooperativa de teléfonos Bermejo).

Bermejo también cuenta con la siguiente mano de obra disponible:

- Talleres de metalúrgica.
- Taller de carpintería tanto en madera como carpintería de aluminio.
- Variedad de vidrierías.
- Técnicos de instalaciones Sanitarias, Gas, Eléctrica, instalaciones especiales.
- Empresas Consultoras y Constructoras.
- Ferreterías las cuales nos brindan los materiales de construcción.
- Proveedores de áridos.
- Maquinaria liviana y pesada, etc.

Además Bermejo dispone de un gran número de hospedajes, alojamientos, hoteles cercanos al lugar.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

En este capítulo se presenta el respaldo de la ingeniería del proyecto estableciendo normativas y metodología para el diseño estructural del proyecto.

2.1. Levantamiento topográfico:

En todo proyecto de ingeniería se requiere la modificación del terreno original ya sea de poca o gran medida de cualquier manera es necesario determinar el volumen de material a fin de estimar el costo del acarreo del material a su destino final.

La combinación de equipos informáticos e instrumentos topográficos junto con el desarrollo de avanzados programas de cálculos topográficos y el modelado digital han hecho de que sea posible hoy en día la utilización generalizada de instrumentos topográficos de avanzada tecnología tales como la estación total el cual tiene grandes ventajas como la toma y registro de datos que es automático, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo; ya que con estas estaciones la toma de datos es automática (en forma digital) y los cálculos de coordenadas se realizan por medio de programas de computación incorporados a dichas estaciones.

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

Por consiguiente es vital realizar varios puntos dentro y fuera del terreno con el fin de establecer curvas de nivel, cortes transversales y un replanteo del lugar completando así el levantamiento topográfico.

Para el cálculo de volúmenes diversos factores tales como las irregularidades del terreno natural, dificultad en determinar exactamente la configuración de las secciones transversales a lo largo del eje de cálculo, justifican la utilización de la fórmula aproximada de las áreas medias que es la siguiente:

$$V = \frac{l}{2}(A_1 + A_2) * d$$

En donde:

V = Volumen entre ambas secciones en m^3 .

A_1, A_2 = Área de las secciones distanciadas de “ d ” en m^2 .

d = Distancia entre secciones en m .

La anterior fórmula permitirá determinar los volúmenes de corte y relleno del lugar a fin de establecer si se compensan ambos volúmenes o si existe un excedente de volumen a remover o todo lo contrario.

2.2. Estudio de suelos de fundación

El estudio de suelos en el lugar de emplazamiento es muy importante e imprescindible ya que en base a ello y a la magnitud de la obra se determinará el tipo de cimentaciones que se implementarán en el diseño de la estructura.

De aquí la importancia de una correcta evaluación de las condiciones del subsuelo y una forma eficaz de hacerlo es mediante el ensayo de penetración estándar SPT.

Ensayo de penetración estándar (SPT), se encuentra estandarizado por la ASTM D-1586, es uno de los más utilizados y económicos para la exploración del subsuelo. Su objetivo es obtener muestras representativas del suelo para fines de identificación y ejecución de ensayo de laboratorio, además de medir la resistencia a la penetración de la cuchara normal de muestreo. Su utilización no se limita a suelos granulares, ya que el ensayo también puede ejecutarse en arcillas y rocas suaves.

Es una de las pruebas de campo realizada, como un indicador del comportamiento del suelo, la resistencia del terreno y su deformabilidad o asentamiento.

El resumen de su procedimiento es el siguiente:

Se hace una perforación de 60 a 200 mm. de diámetro hasta la profundidad de exploración del primer ensayo.

Luego insertar la cuchara muestreadora del SPT, esta cuchara se encuentra conectada por tubos de acero al martillo de 63.5 kg.

Se realizan sucesivos golpes con el martillo desde una distancia de 760 mm, el martillo puede ser elevado manualmente a través de una cuerda unida a un sistema

de poleas o con un mecanismo automático. Se repite este proceso hasta que la cuchara penetre 450 mm.

Registrar el número de golpes requeridos para introducir cada intervalo de 150 mm. el ensayo deberá detenerse si más de 50 golpes son requeridos para intervalo de 150 mm, si luego de 10 golpes no se registra avance o si se alcanza la profundidad previa estipulada.

Calcular el número de golpes N necesarios para penetrar los últimos 300 mm. de la cuchara. No se tomara en cuenta el número de golpes requeridos para penetrar los primeros 150 mm. por la posibilidad de que en el fondo del sondeo exista suelo disturbado debido a los procesos de perforación.

Retirar la cuchara muestreadora para luego remover el suelo para ensayos de clasificación. Continuar la perforación hasta la profundidad del siguiente ensayo y repetir el proceso.

El valor del número de golpes N , que se obtuvo en campo, debe ser corregido a N'_{70} mediante la siguiente ecuación.

$$N'_{70} = C_N \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4 \quad \text{Ec. (2.1)}$$

Dónde:

N'_{70} = Valor de SPT corregido.

C_N = Ajuste por presión de sobrecarga Ec. (2.2)

n_1 = Eficiencia del martillo Ec. (2.3)

n_2 = Corrección por profundidad. Tabla (2.1. a)

n_3 = Corrección por característica. Tabla (2.1. b)

n_4 = Corrección por diámetro de perforación. Tabla (2.1. c)

N = Valor de SPT obtenido en campo.

$$C_N = \sqrt{\frac{p'_2}{p'_1}} \quad \text{Ec. (2.2)}$$

p'_1 = Esfuerzo vertical efectivo estándar = 95.76 kPa.

p'_2 = Esfuerzo vertical efectivo en el lugar de ensayo.

$$n_1 = \frac{E_r}{70} \quad \text{Ec. (2.3)}$$

E_r = Energía de martillo. Depende del martillo y su sistema de golpe.

a) Profundidad de ensayo	n_2
>10 m	1,00
6-10 m	0,95
4-6 m	0,85
0-4 m	0,75
b) Característica	n_3
Sin liner	1,00
Con liner: arena densa, arcilla	0,80
Arena suelta	0,90
c) Diámetro de perforación	n_4
60-120 mm	1,00
150 mm	1,05
200 mm	1,15

Tabla (2.1) Factores de corrección del ensayo de penetración estándar.
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" Pag. 80)

Por medio de correlaciones es posible estimar los parámetros de resistencia para suelos difíciles de hacer muestreo en forma adecuada como gravas, arenas y limos.

Sin embargo su uso no se limita a suelos granulares también puede ejecutarse en arcillas y rocas suaves. Es muy útil para obtener el perfil del suelo y en base de las muestras obtenidas clasificar al suelo. En la tabla (2.2) se presenta la correlación aproximada entre la consistencia del suelo y N'_{60} del SPT.

ARENAS N_{60}	ARCILLA N_{60}
0-3 Muy suelta	0-4 Muy suave
3-8 Suelta	4-8 Suave
8-25 Media	8-15 Firme
25-42 Densa	15-30 Rígida
42-58 Muy densa	30-60 Muy rígida
	>60 Dura

Tabla (2.2) Correlación entre consistencia del suelo y SPT.
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" Pag. 81)

La ejecución de este ensayo puede ser aprovechada para la obtención de muestras por un tubo Shelby (tubo de pared delgada). Esta muestra en laboratorio puede ser utilizada para ensayos triaxiales y de corte directo.

2.3. Arquitectura del proyecto

El diseño arquitectónico se los realiza considerando: la morfología, funcionalidad y estética, siendo plena responsabilidad del arquitecto.

Teniendo en cuenta factores importantes del proyecto se vio conveniente el diseño de una estructura que sea segura, económica y funcional es por ese motivo que el diseño arquitectónico del proyecto contempla una estructura sencilla pero a la vez segura y que da la funcionalidad requerida para realizar las actividades escolares, de esa manera con conceptos sencillos y simples se plasmó en la arquitectura del presente proyecto cuyos planos arquitectónicos se pueden observar en los anexos.

2.4. Idealización estructural

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

2.4.1. Sustentación de la cubierta

La idealización estructural de la cubierta está ligada a la geometría donde estará dispuesta y sobre todo a la arquitectura.

Como se puede observar en la siguiente figura la arquitectura define el tipo de cubierta metálica. A la vez la cubierta metálica está compuesta por un módulo de dos aguas de una vista y a un agua de otra vista.

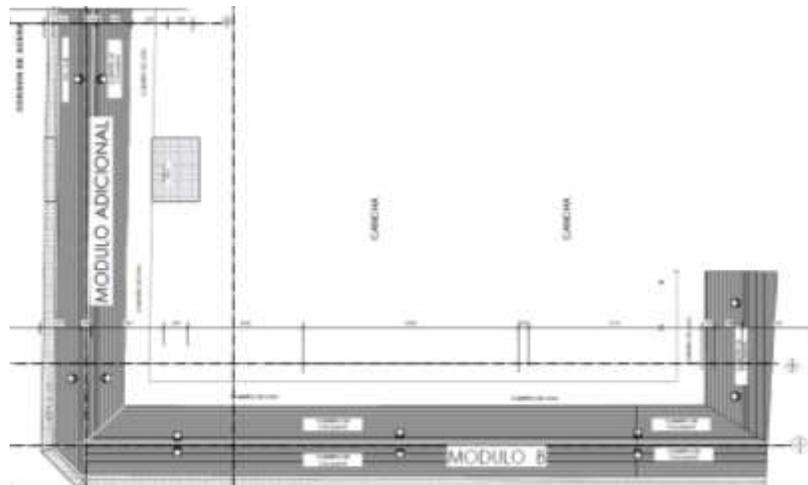


Figura 2.1: Vista en planta de la cubierta.

Establecida la geometría se presenta el tipo de armadura a implementar en la estructura y como se la considerará en el cálculo de la misma:

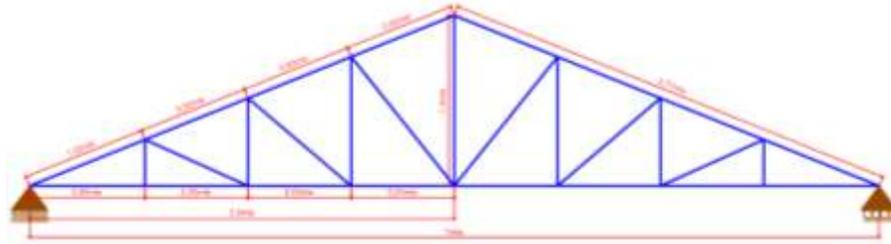


Figura 2.2: Armadura Americana a dos aguas tipo 1.

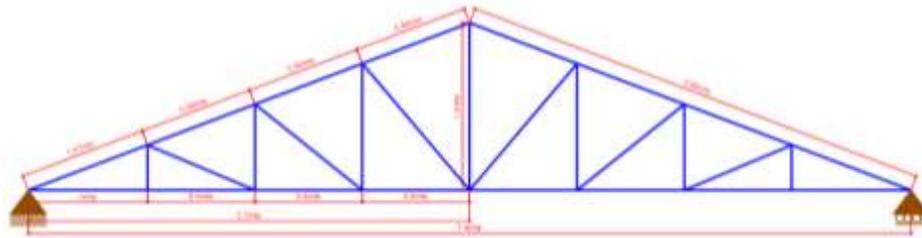


Figura 2.3: Armadura Americana a dos aguas tipo 2.

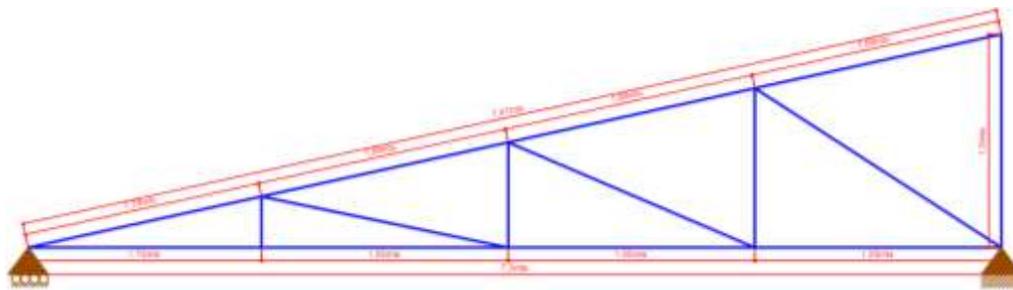


Figura 2.4: Armadura Americana a una sola caída tipo 3.

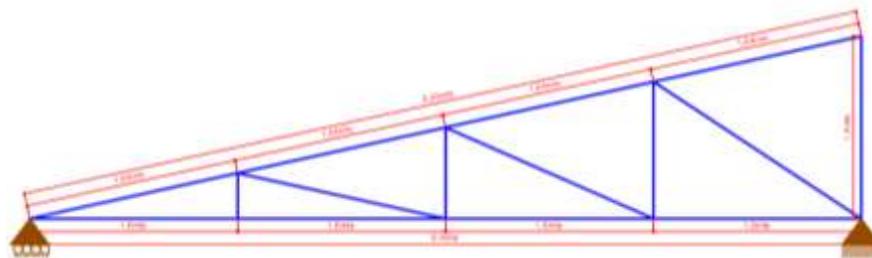


Figura 2.5: Armadura Americana a una sola caída tipo 4.

2.4.2. Sustentación de la edificación

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos así mismo los cuales están constituidos por columnas de sección cuadrada y vigas de sección rectangular, ambas de H^oA^o así como también de forjado compuesto por viguetas pretensadas. Se dispuso de sobre cimiento 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 porticada como se muestra a continuación.

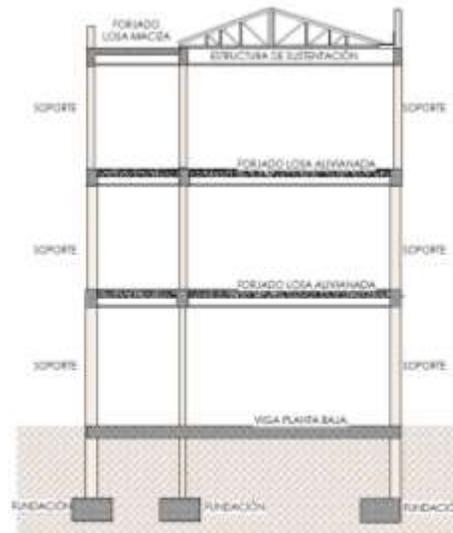


Figura 2.6: Esquema Estructura porticada.

2.4.3. Idealización de 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.

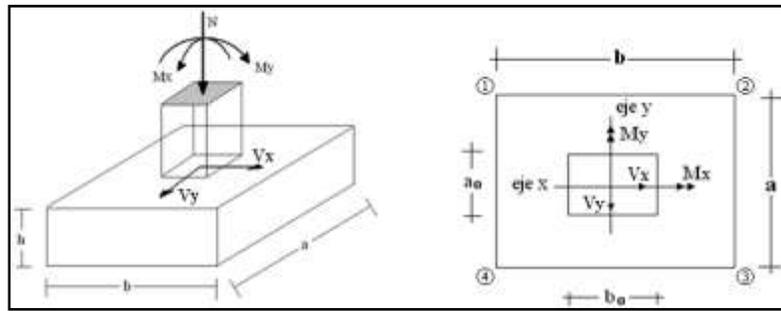


Figura 2.7: Zapata aislada.

2.5. Diseño estructural

2.5.1. Estructura de sustentación de la cubierta

El método adoptado para el diseño de la cubierta metálica es el método de **Diseño por factores de carga y resistencia o 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 variable de piso = 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 2.3: Fuente LRFD-93.

$1.4D$	(1)
$1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	(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 2.4: Fuente LRFD-93.

$1.2D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$	(3)
$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	(4)
$1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2 S$	(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 2.5: 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)

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

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 2.6: 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 2.7: Factores de reducción de resistencia.

Factor de Reducción (Ø)	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

2.5.2. Estructura de sustentación de la edificación

La estructura 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 2.8: 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/cm^2 . (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:

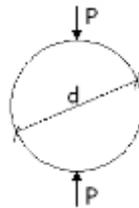
- **Prueba del módulo de ruptura:**

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 2.9: 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 $\varnothing \leq 32\text{mm}$ (una sobre otra), e incluso tres barras de $\varnothing \leq 25\text{mm}$. El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica

recomendable cuando haya gran densidad de armaduras para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras queden envueltas por él.

- **Distancia a los paramentos**

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

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

- a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.
- b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. 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 2.10: 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 2.11: 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

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

- b) 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.

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

Tabla 2.12: Radios de curvatura de la armadura principal.

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

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:

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.

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

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

Dónde:

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 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 Ø o 50 mm. a continuación de un arco de círculo de 135° o más.
- 10 Ø 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:

Con ganchos para aceros corrugados

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

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

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

Figura 2.8: Empalme por traslapeo.

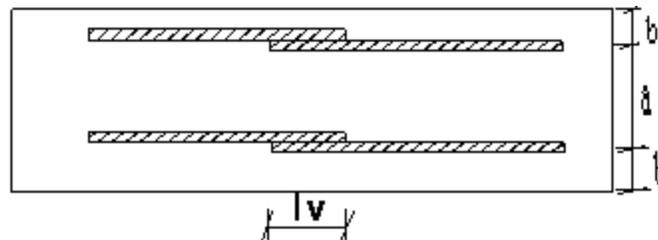


Tabla 2.13: Para obtener los coeficientes Ψ .

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 las resistencias de los materiales y mayoración de las cargas

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

Tabla 2.14: 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 2.15: Coeficientes de mayoración.

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

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado

2.5.2.3. Hipótesis de cargas

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

$$\begin{aligned}
 \text{HIPÓTESIS I} & \quad \gamma^* G + y^* Q \\
 \text{HIPÓTESIS II} & \quad 0.90(\gamma_{fg}^* G + y_{fq}^* Q) + 0.90^* \gamma_{fq}^* W
 \end{aligned}$$

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.

2.5.2.4. Vigas

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. Solamente se analizará el caso de secciones rectangulares de hormigón armado, 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 2.14.

$$M_d = \gamma_s * M$$

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

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

Donde:

b_w = Ancho de la viga.

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

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón.

- Se calculará el valor μ_{lim} , 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:

- i. Con el valor del momento reducido se entra a la tabla 2.18 tabla universal para flexión simple o compuesta y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura.
- ii. Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

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

Dónde:

W = Cuantía mecánica de la armadura.

F_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

A_s = Área de la armadura a tracción.

- iii. Calcular la armadura mínima y el valor de w_{min} se obtiene de la tabla 2.17

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

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares.

- iv. 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:

- i. Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión

$$j = r / d$$

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{d\lim}}{1 - j}$$

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

Dónde:

W_{lim} = Este valor se obtiene de la tabla 2.16.

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.

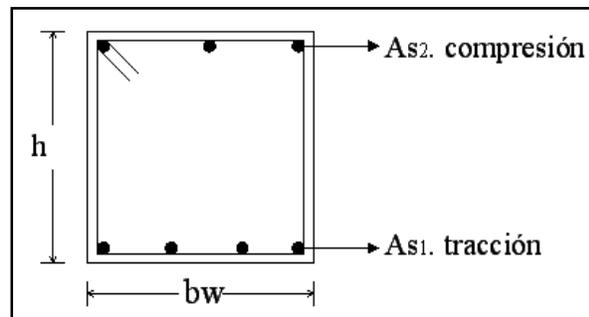


Figura 2.9: Viga de hormigón armado.

- ii. Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

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

Donde:

A_{s1} = Área de la armadura a tracción.

A_{s2} = Área de la armadura a compresión.

- iii. Calcular la armadura mínima, y el valor de W_{min} se obtiene de la tabla-2.17 $A_{min} = w_{min} * b_w * d$

- iv. Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados. Tanto para A_{s1} como para A_{s2} .

Tabla 2.16: 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 2.17: 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

Tabla 2.18: Tabla universal para flexión simple o compuesta.

ξ	μ	W	(W/Fyd).10 ³	
0.0891	0.03	0.0310		D
0.1042	0.04	0.0415		O
0.1181	0.05	0.0522		M
0.1312	0.06	0.0630		I
0.1438	0.07	0.0739		N
0.1561	0.08	0.0849		I
0.1667	0.0886	0.0945		O
0.1684	0.09	0.0960		
0.1810	0.10	0.1074		2
0.1937	0.11	0.1189		D
0.2066	0.12	0.1306		O
0.2198	0.13	0.1426		M
0.2330	0.14	0.1546		I
0.2466	0.15	0.1669		N
0.2590	0.159	0.1782		I
0.2608	0.16	0.1795		O
0.2796	0.17	0.1924		
0.2988	0.18	0.2056		3

0.3183	0.19	0.2190		D O M I N I O 4
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	
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”.

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

Donde:

τ =Esfuerzo cortante

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

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

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

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

➤ Cálculo de la armadura transversal

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

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

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

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

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.

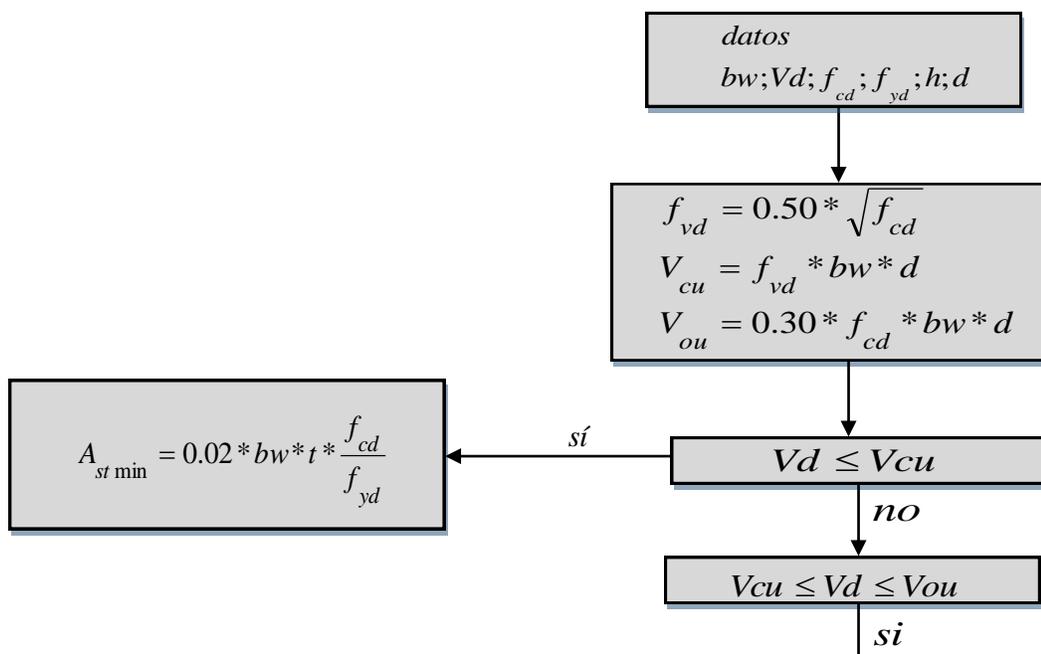
$$V_d > V_{cu}$$

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

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 multiplicada a t.

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

La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero sea 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.



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.

- 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:

$$S \leq 15\phi$$

Dónde:

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 2.19 en función de la sustentación de la pieza.

Tabla 2.19: Longitud de pandeo $\ell_0 = k \cdot \ell$ 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.

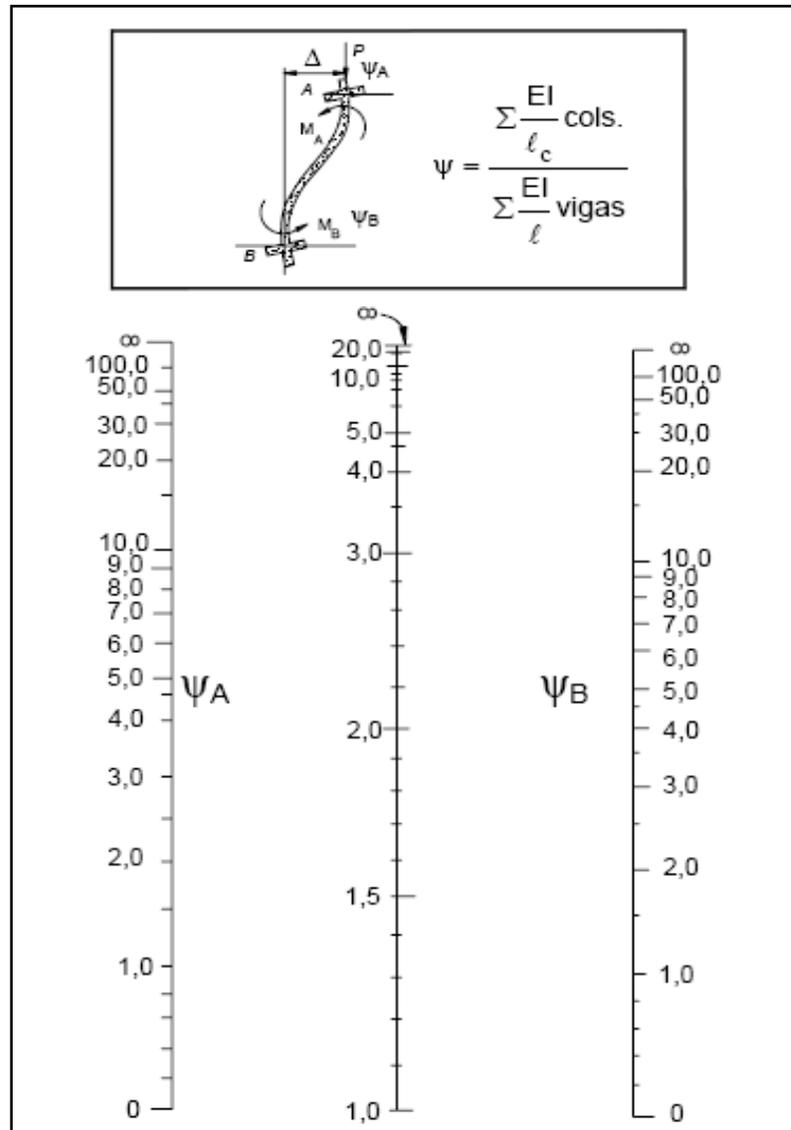
Jiménez Montoya nos dice” la longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico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

Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecua

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

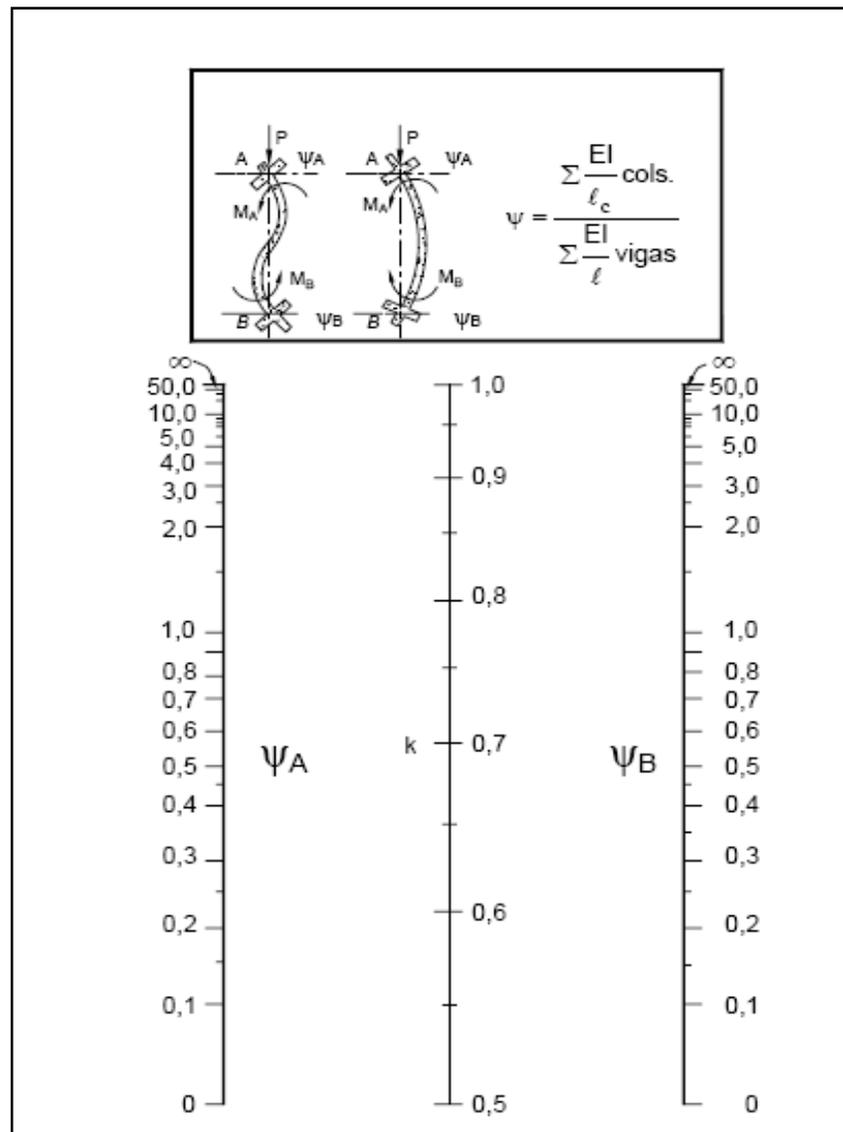
$$\psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todos los pilares}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}; \text{ (igual para } \psi_B \text{)}$$

Figura 2.10: Pórticos traslacionales (para obtener el valor de k).



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado.

Figura 2.11: 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 solicitación 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 iteración adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M_x , M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos $N = \text{cte}$. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta). Si además se preparan en forma a dimensional, 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.

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

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

Donde:

l_o = 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.

ii. 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:

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

iii. 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:

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

iv. Cálculo de las armaduras

Armadura longitudinal

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

2.5.3.1. 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 relleno 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.

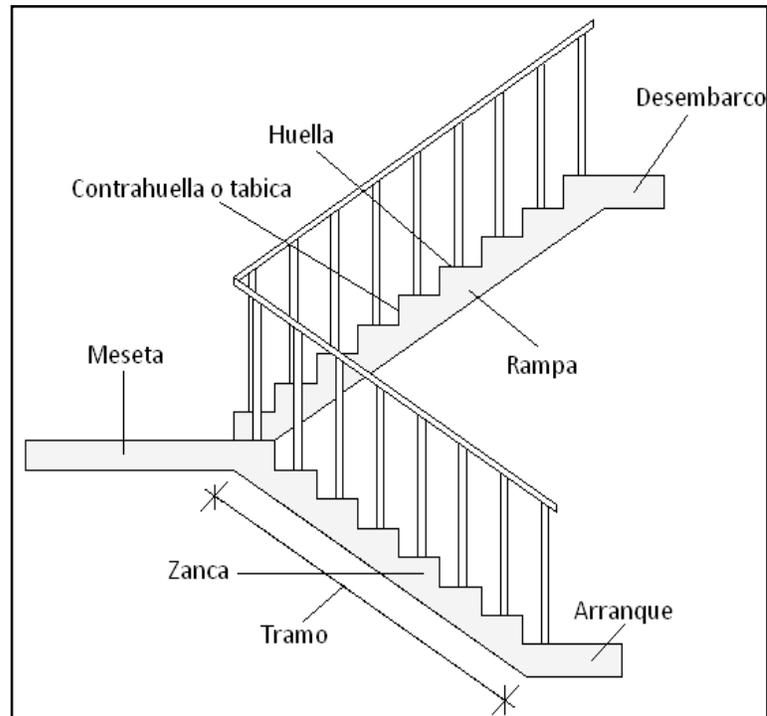
Este espacio o vacío existente entre dos tramos, en la parte central de la escalera, se denomina ojo o hueco de la misma. Cuando esta parte es llena o maciza se denomina espigón o árbol de la escalera.

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 2.12: 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 sollicitaciones de la estructura como una viga biapoyada 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

El objetivo de una cimentación es transmitir las cargas de la superestructura y el peso propio de ellas al terreno. Pero además tiene las siguientes funciones:

proporcionar apoyo a la estructura distribuyendo las descargas considerando un factor de seguridad adecuado entre la estructura de cimentación y el suelo, limitar los asentamientos totales y diferenciales, con la finalidad de controlar los daños en la construcción y construcciones adjuntas, y además mantener la posición vertical de la estructura ante las acciones. Se emplean diversas formas o tipos de cimentación, dependiendo de la magnitud de las cargas que soporta, del tipo y dimensiones de la superestructura, y del espesor, resistencia, deformabilidad y permeabilidad de los suelos o rocas sobre los que se apoya la cimentación.

2.5.4.1. Zapatas aisladas

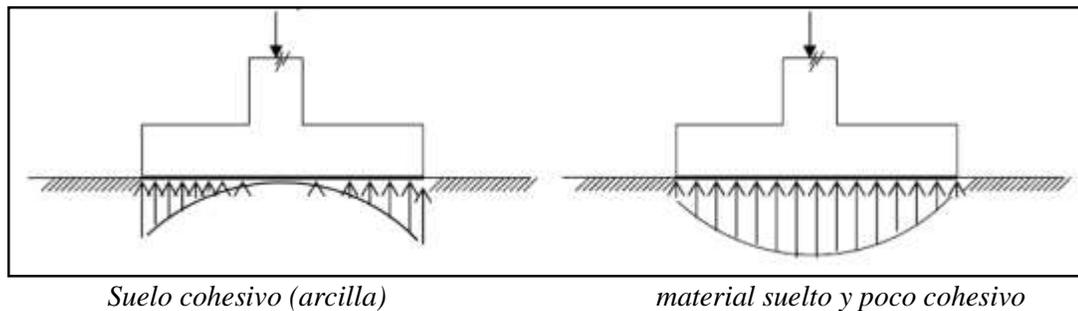
Las zapatas aisladas son losas de cimentación, normalmente de concreto reforzado con dimensiones: largo L y ancho B , con relación L/B que no excede a 1.5. La cimentación debe soportar la carga de las columnas. En este caso cada zapata puede ser independiente una de otra, por lo que, se requiere que 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.

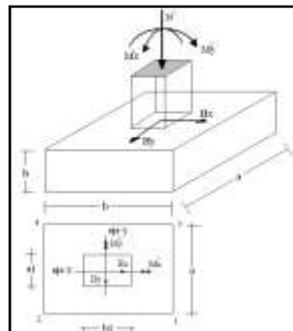
Figura 2.13: Distribución de zapatas en suelos cohesivos y poco cohesivos.



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 2.14: 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 se 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:

$$N = 1,05 N$$

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:

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

Dónde:

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

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

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

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

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

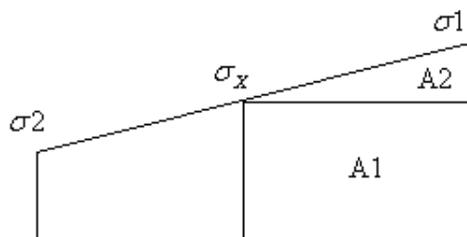
Es importante entender que la distribución de esfuerzos depende de la clase de suelo, pero para los fines prácticos se supone que el suelo genera esfuerzos lineales y utilizando las fórmulas de resistencia de materiales tenemos que los esfuerzos debidos a flexo- compresión están dados por las anteriores 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.



+----- I -----+

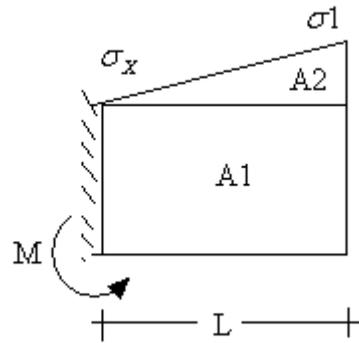


Figura 2.15: Momento de Diseño.

De la Figura 2.15 se pueden deducir las siguientes ecuaciones:

$$L = \frac{a - a_1}{2} + 0,15a_1$$

$$\sigma_x = \sigma_1 - \frac{L}{a}(\sigma_1 - \sigma_2)$$

Donde el momento viene dado por la siguiente expresión.

$$M = A_1.D_1 + A_2.D_2 = \sigma_x L \left(\frac{L}{2} \right) + \frac{(\sigma_1 - \sigma_x)L}{2} \left(\frac{2}{3}L \right) = \frac{L^2}{3} \left(\sigma_1 + \frac{\sigma_x}{2} \right) \quad (\text{ton.m/m}).$$

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

$$M_d = 1,6 M b$$

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. Se verifica que la zapata no se Deslice.

Verificación al deslizamiento

Como fuerza estabilizante se contará sólo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de éste. Se verifica que cumpla las siguientes recomendaciones:

Para suelos arenosos sin cohesión

Para suelos cohesivos arcillosos

$$\left. \begin{array}{l} \frac{N \tan \varphi_d}{Hx} \\ \frac{N \tan \varphi_d}{Hy} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5 \qquad \left. \begin{array}{l} \frac{AC_d}{Hx} \\ \frac{AC_d}{Hy} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

$$\varphi_d = \frac{2}{3} \varphi$$

$$C_d = \frac{2}{3} C$$

φ = ángulo de rozamiento interno

C = cohesión

A = a.b

Donde:

A = Área de la base de la zapata medianera.

$\Phi_d = (2 * \varphi / 3)$ = Valor de cálculo del Ángulo de rozamiento interno.

$C_d = 0,50 * C$ = Valor de cálculo de la cohesión.

Paso 11.-Verificación de la adherencia

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,90 * d * n * u}$$

$$V_{d1} = \gamma_f * \sigma_{t1} * b_2 * \left[\left(\frac{a - a_1}{2} \right) + 0,15 * a_1 \right]$$

$$\tau_{bd} = k^3 \sqrt{f_{cd}^2}$$

$$\begin{cases} k = 2 \text{ (flexible)} \\ k = 0.95 \text{ (rigida)} \end{cases}$$

Donde:

T_b = Tensión tangencial de adherencia.

T_{bd} = Resistencia de cálculo para adherencia.

V_{d1} = Fuerza cortante mayorada en la sección.

d = Canto útil.

n = Número de barras.

u = Perímetro de cada barra.

σ_1 = Tensión o presión con la que trabaja el suelo, en la zapata medianera.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón (kg/cm^2).

γ_1 = Coeficiente de mayoración de cargas.

K = Es un coeficiente que se toma 0,95 para zapatas rígidas y 2 para zapatas flexibles.

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 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 deberá consignar las características de los materiales que hayan de emplearse, los ensayos a los que deben someterse para comprobación de condiciones que han de cumplir, el proceso de ejecución previsto; las normas para la elaboración de las distintas partes de obra, las instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deban adoptarse durante la construcción; los niveles de control exigidos para los materiales y la ejecución, y finalmente las normas y pruebas previstas para las recepciones correspondientes.

2.6.2. Precios unitarios

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

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 o reposición de equipos.
- d) Gastos generales.
- e) Utilidad.

La suma de a) y b) forman el costo directo, la suma de c) y d) representan el costo indirecto, la suma de ambas costo directo e indirecto integran el costo o precio neto al que adicionado la utilidad totaliza el precio total del ítem.

Tomado en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 7% y como utilidad el 6%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

A modo de referencia, la planilla de precios unitarios podrá tener la siguiente forma:

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

1. MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
2				
N				
TOTAL MATERIALES				

2. MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
2				
N				
SUBTOTAL MANO DE OBRA				
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES)				
TOTAL MANO DE OBRA				

3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				

2					
N					
*	HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)				
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					

4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				
				COSTO TOTAL
*	GASTOS GENERALES = % DE 1 + 2 + 3			
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				

5. UTILIDAD				
				COSTO TOTAL
*	UTILIDAD = % DE 1 + 2 + 3 + 4			
TOTAL UTILIDAD				

6. IMPUESTOS				
				COSTO TOTAL
*	IMPUESTOS IT = % DE 1 + 2 + 3 + 4 + 5			
TOTAL IMPUESTOS				
TOTAL PRECIO UNITARIO (1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6)				
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con dos (2) decimales)				

2.6.3. Cómputos métricos

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

A modo de referencia, la planilla de cómputo métrico podrá tener la siguiente forma:

CÓMPUTO MÉTRICO

N°	Actividad	Unidad	Dimensiones			Partes iguales	total
			Largo	Ancho	Alto		

1.							
2.							
n.							

2.6.4. Presupuesto

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una construcción al ser terminada, la exactitud de la misma dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que constituyen 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 trabajo completo pueda terminarse. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado. Una actividad en un proyecto, usualmente se ve como un trabajo que requiere tiempo y recursos para su terminación.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costo 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 a la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización del proyecto.

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

Para la planificación y programación del presente proyecto se harán uso del método de la ruta crítica el cual es un modelo matemático – lógico. En función

a este se analizan mediante los métodos PERT (método probabilístico) y CPM (método determinístico).

La representación se la realizará 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

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO.

En este capítulo se presenta la ingeniería del proyecto: análisis, dimensionamientos y cálculos, basados en el capítulo II (marco teórico) aplicando normativas y metodologías mencionadas en dicho capítulo.

3.1. Análisis del levantamiento topográfico.-

El levantamiento topográfico consta de un plano visto en planta de la estructura antigua la cual se encuentra en un solo nivel del terreno, para la construcción del nuevo módulo se debe demoler esta estructura por lo cual este tema no está establecido en este capítulo. (**Ver Anexos Plano replanteo vista en planta de estructura antigua**).

De tal forma que al analizar los movimientos de tierra se deberá además analizar los movimientos de escombros tema que no relacionamos con nuestro proyecto de diseño estructural.

3.2. Análisis del estudio de suelos.-

Los estudios estuvieron a cargo del postulante y del departamento de topografía y vías de comunicación a través del laboratorio de suelos y hormigón de la U.A.J.M.S. dicho análisis comprende granulometría, límites de Atterberg, humedad natural y clasificación, desde luego el ensayo de carga directa (SPT) del lugar de emplazamiento (**ver Anexo A-1**), dando como resultado el siguiente tipo de suelo:

Pozo 1: Arcillas inorgánicas de baja plasticidad (SUCS: CL) (AASHTO: A-4). Con una resistencia admisible de **1.40 kg/cm²**, estos resultados se obtienen de una excavación manual de una profundidad de 1.2 metros y una altura de penetración de 30 cm.

Pozo 2: Arcillas inorgánicas de baja plasticidad (SUCS: CL) (AASHTO: A-4). Con una resistencia admisible de **1.40 kg/cm²**, estos resultados se obtienen de una excavación manual de una profundidad de 1.5 metros y una altura de penetración de 30 cm.

Pozo 3: Limos inorgánicos, arcillas inorgánicas de baja plasticidad (SUCS: CL-ML) (AASHTO: A-4). Con una resistencia admisible de **1.50 kg/cm²**, estos resultados se obtienen de una excavación manual de una profundidad de 2,0 metros y una altura de penetración de 30 cm.

A continuación se presenta la estratificación del suelo de fundación del lugar de emplazamiento:

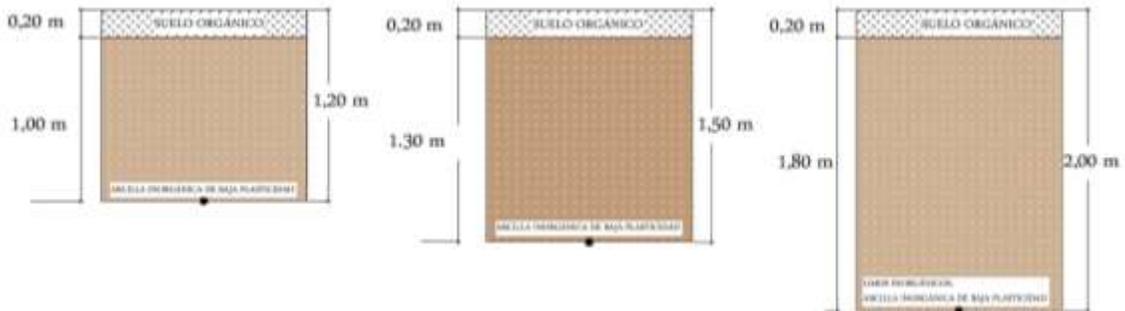


Figura 3.1: Estratificación del suelo de fundación.

ACLARACIÓN: Es necesario aclarar que por falta de espacio y acceso al lugar no se pudo excavar a una profundidad de 4 metros lo cual sería lo más conveniente además de realizar 3 puntos diferentes de pozos de exploración, esto se debe a que el colegio 25 de Mayo se encuentra con una construcción antigua la cual se debe demoler para la construcción del nuevo módulo, esta área se encuentra ocupada y solo teniendo un pequeño espacio descubierto de terreno natural se procedió a realizarlo en ese punto.

Además de una dificultad de permiso restringido por parte del director del colegio, y el Gobierno Municipal Autónomo de Bermejo el cual se contó con un día de permiso para realizar el ensayo de SPT.

3.3. Análisis de la arquitectura del proyecto.-

Desde el punto de vista de la ingeniería el proyecto tiene la posibilidad de adecuarse a diferentes tipos de elementos estructurales que no alteran la arquitectura, pero que teniendo en cuenta la funcionalidad y economía del elemento se descartan elementos estructurales que para el caso no son precisamente los más viables, de tal forma se realizó dicho análisis en el perfil de proyecto y se concluyó con el estudio de suelos en el presente proyecto finalizando así todos los estudios requeridos para realizar este tipo de análisis el cual se presenta en 3.4 planteo estructural.

3.4. Planteo estructural.-

En consecuencia con lo establecido en el perfil de proyecto en tanto como en el análisis de suelo del presente proyecto se cita a continuación los elementos estructurales que se diseñan para la segunda fase colegio 25 de Mayo Modulo B, de la ciudad de Bermejo, departamento de Tarija.

- Estructura de sustentación de la cubierta, cercha metálica.
- Estructura de sustentación de la edificación porticada con elementos estructurales de H°A°.
- Losa alivianada con viguetas pretensadas.
- Cimentación mediante zapatas aisladas de H°A°.

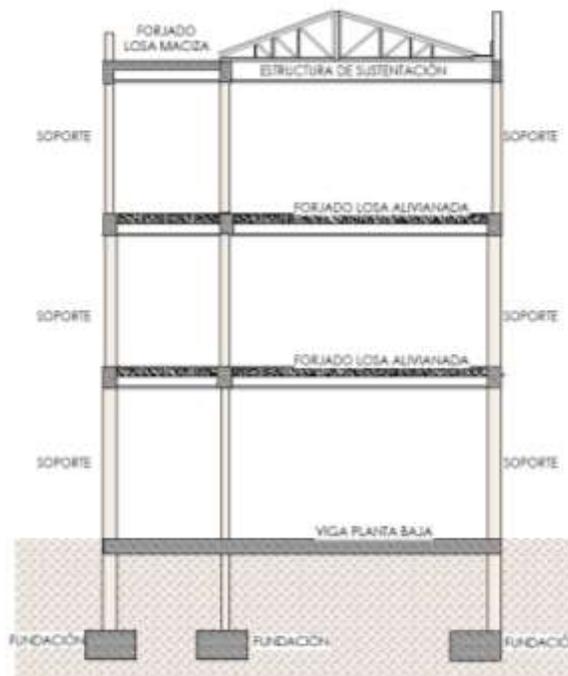


Figura 3.2: Planteo estructural (estructura porticada más sustentación de cubierta).

3.5. Resultados del diseño de la cubierta.

3.5.1. Resultados cercha metálica (tipo 1, tipo 2, tipo 3).

El diseño estructural de la cubierta está basado en la metodología del diseño por factores de carga y resistencia o LRFD por sus siglas en inglés. Dicho diseño se elaboró a través de un programa computarizado CYPE-3D por medio del cual se pudo establecer las secciones de los distintos elementos de la cubierta.

- Norma Acero Conformado AISI S100-2007 LRFD.
- Acero Conformado ASTM A-36 36 ksi.

Combinaciones E.L.U. de rotura del acero conformado.

Comb.	PP	CM	Q 1	V 1
1	1.400	1.400		
2	1.200	1.200		
3	1.200	1.200	1.600	
4	1.200	1.200	1.600	0.800
5	1.200	1.200		1.600
6	1.200	1.200	0.500	1.600
7	0.900	0.900		
8	0.900	0.900		1.600

Tabla 3.1: Combinaciones E.L.U. de rotura.

Dónde:

PP: Peso Propio.

CM: Carga Muerta (Calamina, correa o cielo falso)

Q1: Carga Viva Mantenimiento.

V1: Carga de Viento.

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas.

La combinación más desfavorable es:

$$\mathbf{E.L.U. = 1,2PP + 1,2 CM + 1,6Q1 + 0,8V1}$$

Por consiguiente para la cubierta se establece las siguientes secciones de cerchas metálicas las cuales tenemos a una y dos aguas de caída.

RESULTADOS CERCHA TIPO 1 A DOS CAIDAS.

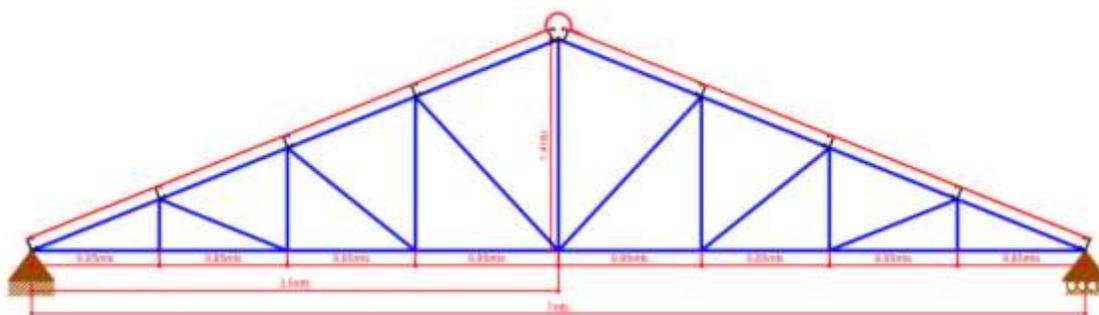


Figura 3.3: Planteo estructural de la cercha metálica tipo 1.

➤ Cargas actuantes en los nudos.

Cargas en nudos					
Referencia	Hipótesis	Cargas puntuales (t)	Dirección		
			X	Y	Z
N1	CM	0.012	0.000	0.000	-1.000
N1	Q 1	0.092	0.000	0.000	-1.000
N1	V 1	0.047	0.000	0.000	-1.000
N1	V 1	0.019	0.000	1.000	0.000
N2	CM	0.012	0.000	0.000	-1.000
N2	Q 1	0.092	0.000	0.000	-1.000
N2	V 1	0.024	0.000	0.000	1.000
N2	V 1	0.009	0.000	1.000	0.000
N3	CM	0.136	0.000	0.000	-1.000
N4	CM	0.136	0.000	0.000	-1.000
N5	CM	0.144	0.000	0.000	-1.000
N6	CM	0.152	0.000	0.000	-1.000
N7	CM	0.144	0.000	0.000	-1.000
N8	CM	0.136	0.000	0.000	-1.000
N9	CM	0.136	0.000	0.000	-1.000
N10	CM	0.025	0.000	0.000	-1.000
N10	Q 1	0.204	0.000	0.000	-1.000
N10	V 1	0.011	0.000	1.000	0.000
N10	V 1	0.053	0.000	0.000	-1.000
N10	V 1	0.026	0.000	0.000	1.000
N10	V 1	0.021	0.000	1.000	0.000
N11	CM	0.016	0.000	0.000	-1.000
N11	Q 1	0.184	0.000	0.000	-1.000
N11	V 1	0.095	0.000	0.000	-1.000
N11	V 1	0.038	0.000	1.000	0.000
N12	CM	0.016	0.000	0.000	-1.000

Cargas en nudos					
Referencia	Hipótesis	Cargas puntuales (t)	Dirección		
			X	Y	Z
N12	Q 1	0.184	0.000	0.000	-1.000
N12	V 1	0.095	0.000	0.000	-1.000
N12	V 1	0.038	0.000	1.000	0.000
N13	CM	0.016	0.000	0.000	-1.000
N13	Q 1	0.194	0.000	0.000	-1.000
N13	V 1	0.100	0.000	0.000	-1.000
N13	V 1	0.040	0.000	1.000	0.000
N14	CM	0.016	0.000	0.000	-1.000
N14	Q 1	0.194	0.000	0.000	-1.000
N14	V 1	0.050	0.000	0.000	1.000
N14	V 1	0.020	0.000	1.000	0.000
N15	CM	0.016	0.000	0.000	-1.000
N15	Q 1	0.184	0.000	0.000	-1.000
N15	V 1	0.047	0.000	0.000	1.000
N15	V 1	0.019	0.000	1.000	0.000
N16	CM	0.016	0.000	0.000	-1.000
N16	Q 1	0.184	0.000	0.000	-1.000
N16	V 1	0.047	0.000	0.000	1.000
N16	V 1	0.019	0.000	1.000	0.000

Tabla 3.2: Cargas en nudos cercha metálica tipo 1.

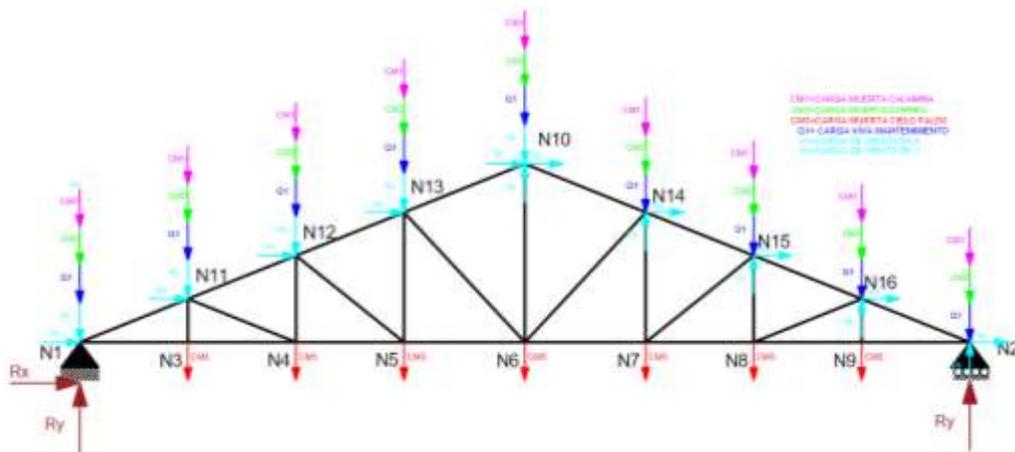


Figura 3.4: Cargas actuantes en los nudos de la cercha metálica tipo 1.

➤ Reacciones en los apoyos.

Reacciones en nudos								
Referencia	Combinación		Reacciones en ejes globales					
	Tipo	Descripción	Rx (t)	Ry (t)	Rz (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Mz (t·m)
N1	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	0.00	-0.337	0.550	0.00	0.000	0.00
		Valor máximo de la envolvente	0.00	0.000	2.286	0.00	0.00	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	0.00	-0.234	0.611	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	0.00	0.000	1.587	0.00	0.00	0.00
N2	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	0.00	0.000	0.529	0.00	0.000	0.000
		Valor máximo de la envolvente	0.00	0.000	2.187	0.00	0.00	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	0.00	0.000	0.586	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	0.00	0.000	1.367	0.00	0.00	0.00

Tabla 3.3: Reacción en los apoyos de la cercha metálica tipo 1.

Nota: los resultados mostrados en el cuadro nos indican en ejes globales (X,Y,Z) llevando al plano X-Y tenemos:

N1 → Ry=2,286 tn. Rx=-0,337 tn.

N2 → Ry=2,187 tn.

➤ Fuerzas internas.

Fuerzas Axiales			
Barra	N (t)	Barra	N (t)
N1/N3	4.371	N13/N10	-2.839
N3/N4	4.467	N3/N11	-0.044
N4/N5	4.181	N4/N11	-0.274
N5/N6	3.466	N4/N12	0.361
N6/N7	3.286	N5/N12	-0.887
N7/N8	3.839	N5/N13	0.705
N8/N9	3.999	N6/N13	-1.068
N9/N2	3.906	N6/N10	1.631
N2/N16	-4.244	N7/N14	0.624
N16/N15	-4.118	N8/N15	0.327
N15/N14	-3.517	N9/N16	-0.022
N14/N10	-2.866	N6/N14	-0.897
N1/N11	-4.563	N7/N15	-0.751
N11/N12	-4.362	N8/N16	-0.209
N12/N13	-3.634		

Tabla 3.4: Fuerzas internas en las barras de la cercha metálica tipo 1.

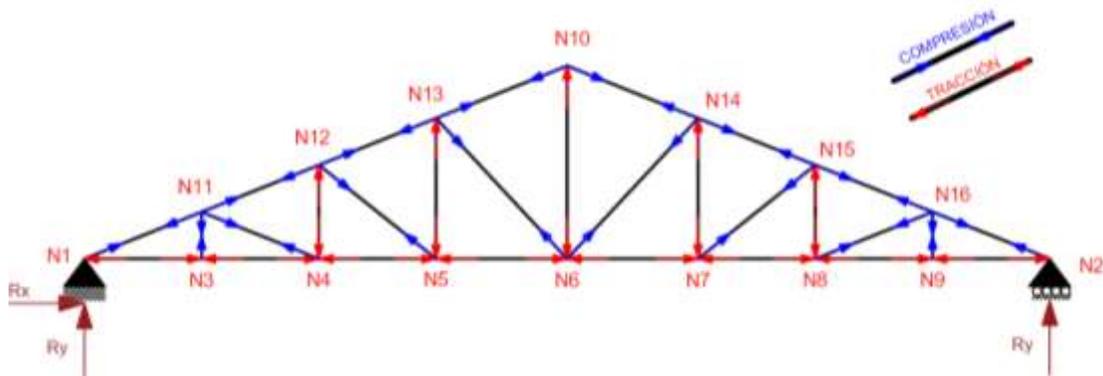


Figura 3.5: Fuerzas internas actuantes en las barras de la cercha metálica tipo 1.

- Descripción de los perfiles usados en la cercha metálica tipo 1.
 - Cordón Superior Perfil Costanera 100x40x15.
 - Cordon Inferior Perfil Costanera 100x40x15.
 - Parante Perfil Costanera 60x40x15.
 - Diagonal Perfil Costanera 60x40x15.
 - Correas Perfil Costanera 80x40x15.

	<table border="1"> <tr><td>Canto total:</td><td>60.0 mm</td></tr> <tr><td>Canto del ala:</td><td>40.0 mm</td></tr> <tr><td>Canto del borde:</td><td>15.0 mm</td></tr> <tr><td>Espejor:</td><td>2.5 mm</td></tr> <tr><td>Radio de curvatura:</td><td>2.5 mm</td></tr> <tr><td>Área bruta:</td><td>3.84 cm²</td></tr> <tr><td>Inercia Ix:</td><td>21.43 cm⁴</td></tr> <tr><td>Inercia Iy:</td><td>8.59 cm⁴</td></tr> <tr><td>Inercia Ix-Iy:</td><td>0.00 cm⁴</td></tr> <tr><td>Módulo de elasticidad:</td><td>86.32 cm³</td></tr> </table>	Canto total:	60.0 mm	Canto del ala:	40.0 mm	Canto del borde:	15.0 mm	Espejor:	2.5 mm	Radio de curvatura:	2.5 mm	Área bruta:	3.84 cm ²	Inercia Ix:	21.43 cm ⁴	Inercia Iy:	8.59 cm ⁴	Inercia Ix-Iy:	0.00 cm ⁴	Módulo de elasticidad:	86.32 cm ³		<table border="1"> <tr><td>Canto total:</td><td>100.0 mm</td></tr> <tr><td>Canto del ala:</td><td>40.0 mm</td></tr> <tr><td>Canto del borde:</td><td>15.0 mm</td></tr> <tr><td>Espejor:</td><td>2.5 mm</td></tr> <tr><td>Radio de curvatura:</td><td>2.5 mm</td></tr> <tr><td>Área bruta:</td><td>4.04 cm²</td></tr> <tr><td>Inercia Ix:</td><td>72.01 cm⁴</td></tr> <tr><td>Inercia Iy:</td><td>10.34 cm⁴</td></tr> <tr><td>Inercia Ix-Iy:</td><td>0.10 cm⁴</td></tr> <tr><td>Módulo de elasticidad:</td><td>123.22 cm³</td></tr> </table>	Canto total:	100.0 mm	Canto del ala:	40.0 mm	Canto del borde:	15.0 mm	Espejor:	2.5 mm	Radio de curvatura:	2.5 mm	Área bruta:	4.04 cm ²	Inercia Ix:	72.01 cm ⁴	Inercia Iy:	10.34 cm ⁴	Inercia Ix-Iy:	0.10 cm ⁴	Módulo de elasticidad:	123.22 cm ³		<table border="1"> <tr><td>Canto total:</td><td>80.0 mm</td></tr> <tr><td>Canto del ala:</td><td>40.0 mm</td></tr> <tr><td>Canto del borde:</td><td>15.0 mm</td></tr> <tr><td>Espejor:</td><td>2.5 mm</td></tr> <tr><td>Radio de curvatura:</td><td>2.5 mm</td></tr> <tr><td>Área bruta:</td><td>5.18 cm²</td></tr> <tr><td>Inercia Ix:</td><td>48.94 cm⁴</td></tr> <tr><td>Inercia Iy:</td><td>70.62 cm⁴</td></tr> <tr><td>Inercia Ix-Iy:</td><td>0.15 cm⁴</td></tr> <tr><td>Módulo de elasticidad:</td><td>133.77 cm³</td></tr> </table>	Canto total:	80.0 mm	Canto del ala:	40.0 mm	Canto del borde:	15.0 mm	Espejor:	2.5 mm	Radio de curvatura:	2.5 mm	Área bruta:	5.18 cm ²	Inercia Ix:	48.94 cm ⁴	Inercia Iy:	70.62 cm ⁴	Inercia Ix-Iy:	0.15 cm ⁴	Módulo de elasticidad:	133.77 cm ³
Canto total:	60.0 mm																																																																
Canto del ala:	40.0 mm																																																																
Canto del borde:	15.0 mm																																																																
Espejor:	2.5 mm																																																																
Radio de curvatura:	2.5 mm																																																																
Área bruta:	3.84 cm ²																																																																
Inercia Ix:	21.43 cm ⁴																																																																
Inercia Iy:	8.59 cm ⁴																																																																
Inercia Ix-Iy:	0.00 cm ⁴																																																																
Módulo de elasticidad:	86.32 cm ³																																																																
Canto total:	100.0 mm																																																																
Canto del ala:	40.0 mm																																																																
Canto del borde:	15.0 mm																																																																
Espejor:	2.5 mm																																																																
Radio de curvatura:	2.5 mm																																																																
Área bruta:	4.04 cm ²																																																																
Inercia Ix:	72.01 cm ⁴																																																																
Inercia Iy:	10.34 cm ⁴																																																																
Inercia Ix-Iy:	0.10 cm ⁴																																																																
Módulo de elasticidad:	123.22 cm ³																																																																
Canto total:	80.0 mm																																																																
Canto del ala:	40.0 mm																																																																
Canto del borde:	15.0 mm																																																																
Espejor:	2.5 mm																																																																
Radio de curvatura:	2.5 mm																																																																
Área bruta:	5.18 cm ²																																																																
Inercia Ix:	48.94 cm ⁴																																																																
Inercia Iy:	70.62 cm ⁴																																																																
Inercia Ix-Iy:	0.15 cm ⁴																																																																
Módulo de elasticidad:	133.77 cm ³																																																																

Figura 3.6: Descripción de perfiles metálicos utilizados.

RESULTADOS CERCHA TIPO 2 A DOS CAIDAS.

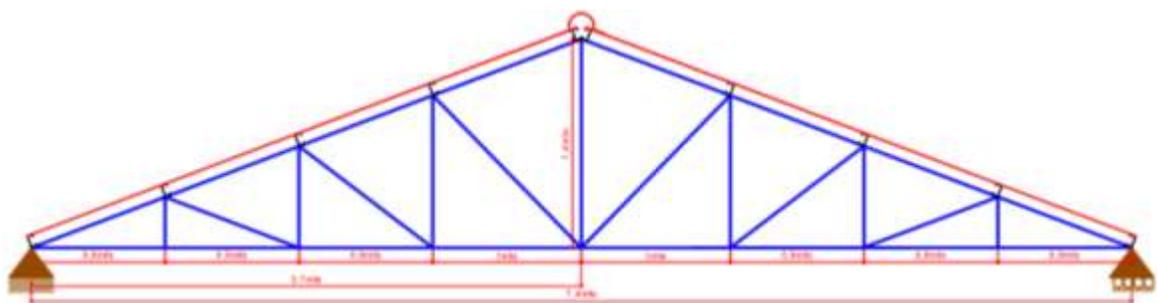


Figura 3.7: Planteo estructural de la cercha metálica tipo 2.

➤ Cargas actuantes en los nudos.

Cargas en nudos					
Referencia	Hipótesis	Cargas puntuales (t)	Dirección		
			X	Y	Z
N1	CM	0.012	0.000	0.000	-1.000
N1	Q 1	0.092	0.000	0.000	-1.000
N1	V 1	0.050	0.000	0.000	-1.000
N1	V 1	0.019	0.000	1.000	0.000
N2	CM	0.012	0.000	0.000	-1.000
N2	Q 1	0.092	0.000	0.000	-1.000
N2	V 1	0.025	0.000	0.000	1.000
N2	V 1	0.010	0.000	1.000	0.000
N3	CM	0.144	0.000	0.000	-1.000
N4	CM	0.144	0.000	0.000	-1.000
N5	CM	0.152	0.000	0.000	-1.000
N6	CM	0.160	0.000	0.000	-1.000
N7	CM	0.152	0.000	0.000	-1.000
N8	CM	0.144	0.000	0.000	-1.000
N9	CM	0.144	0.000	0.000	-1.000
N10	CM	0.025	0.000	0.000	-1.000
N10	Q 1	0.216	0.000	0.000	-1.000
N10	V 1	0.011	0.000	1.000	0.000
N10	V 1	0.056	0.000	0.000	-1.000
N10	V 1	0.028	0.000	0.000	1.000
N10	V 1	0.021	0.000	1.000	0.000
N11	CM	0.017	0.000	0.000	-1.000
N11	Q 1	0.204	0.000	0.000	-1.000
N11	V 1	0.105	0.000	0.000	-1.000
N11	V 1	0.040	0.000	1.000	0.000
N12	CM	0.016	0.000	0.000	-1.000
N12	Q 1	0.192	0.000	0.000	-1.000
N12	V 1	0.100	0.000	0.000	-1.000
N12	V 1	0.038	0.000	1.000	0.000
N13	CM	0.016	0.000	0.000	-1.000
N13	Q 1	0.192	0.000	0.000	-1.000
N13	V 1	0.100	0.000	0.000	-1.000
N13	V 1	0.038	0.000	1.000	0.000
N14	CM	0.017	0.000	0.000	-1.000
N14	Q 1	0.204	0.000	0.000	-1.000

Cargas en nudos					
Referencia	Hipótesis	Cargas puntuales (t)	Dirección		
			X	Y	Z
N14	V 1	0.052	0.000	0.000	1.000
N14	V 1	0.020	0.000	1.000	0.000
N15	CM	0.016	0.000	0.000	-1.000
N15	Q 1	0.192	0.000	0.000	-1.000
N15	V 1	0.050	0.000	0.000	1.000
N15	V 1	0.019	0.000	1.000	0.000
N16	CM	0.016	0.000	0.000	-1.000
N16	Q 1	0.192	0.000	0.000	-1.000
N16	V 1	0.050	0.000	0.000	1.000
N16	V 1	0.019	0.000	1.000	0.000

Tabla 3.5: Cargas en nudos cercha metálica tipo 2.

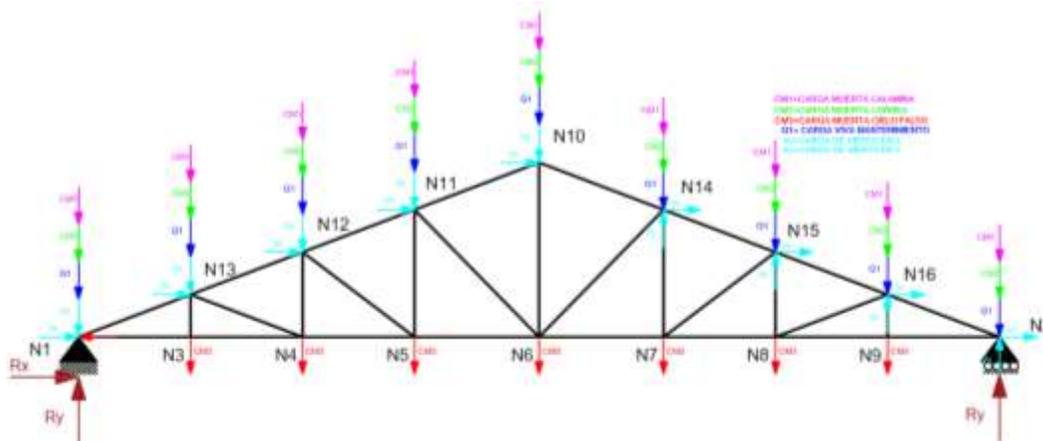


Figura 3.8: Cargas actuantes en los nudos de la cercha metálica tipo 2.

➤ Reacciones en los apoyos.

Envolventes de las reacciones en nudos								
Referencia	Combinación		Reacciones en ejes globales					
	Tipo	Descripción	Rx (t)	Ry (t)	Rz (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Mz (t·m)
N1	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	0.00	-0.338	0.577	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	0.00	0.000	2.396	0.00	0.00	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	0.00	-0.235	0.641	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	0.00	0.000	1.664	0.00	0.00	0.00
N2	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	0.00	0.000	0.552	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	0.00	0.000	2.287	0.00	0.00	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	0.00	0.000	0.613	0.000	0.000	0.000
		Valor máximo de la envolvente	0.00	0.000	1.429	0.000	0.000	0.000

Tabla 3.6: Reacción en los apoyos de la cercha metálica tipo 2.

Nota: los resultados mostrados en el cuadro nos indican en ejes globales (X,Y,Z) llevando al plano X-Y tenemos:

$$N1 \rightarrow R_y=2,396 \text{ tn. } R_x=-0,338 \text{ tn.}$$

$$N2 \rightarrow R_y=2,287 \text{ tn.}$$

➤ Fuerzas internas.

Fuerzas Axiales			
Barra	N (t)	Barra	N (t)
N1/N3	4.838	N11/N10	-3.135
N3/N4	4.947	N6/N10	1.723
N4/N5	4.631	N6/N11	-1.157
N5/N6	3.842	N5/N11	0.742
N6/N7	3.645	N5/N12	-0.961
N7/N8	4.255	N4/N12	0.381
N8/N9	4.440	N4/N13	-0.300
N9/N2	4.335	N3/N13	-0.043
N2/N16	-4.673	N6/N14	-0.974
N16/N15	-4.537	N7/N14	0.656
N15/N14	-3.875	N7/N15	-0.815
N14/N10	-3.162	N8/N15	0.345
N1/N13	-5.030	N8/N16	-0.229
N13/N12	-4.815	N9/N16	-0.020
N12/N11	-4.009		

Tabla 3.7: Fuerzas internas en las barras de la cercha metálica tipo 2.

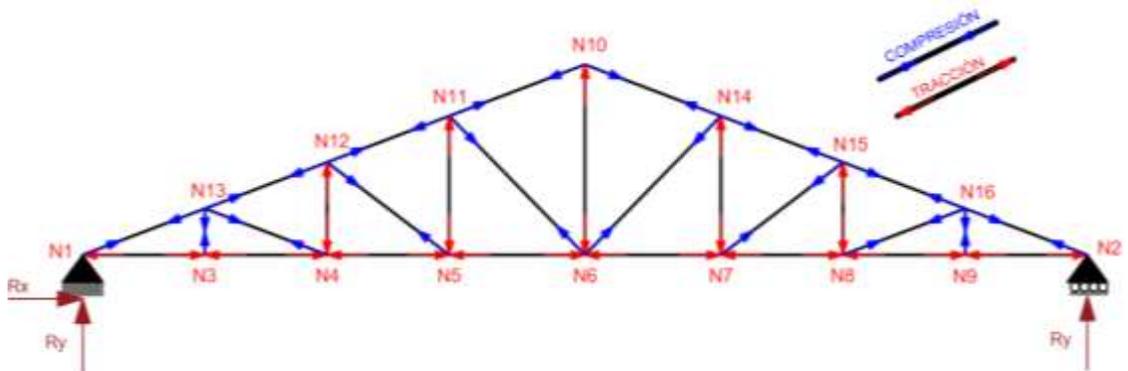


Figura 3.9: Fuerzas internas actuantes en las barras de la cercha metálica tipo 2.

- Descripción de los perfiles usados en la cercha metálica tipo 2.
 - Cordon Superior Perfil Costanera 100x40x15.
 - Cordon Inferior Perfil Costanera 100x40x15.
 - Parante Perfil Costanera 60x40x15.
 - Diagonal Perfil Costanera 60x40x15.
 - Correas Perfil Costanera 80x40x15.

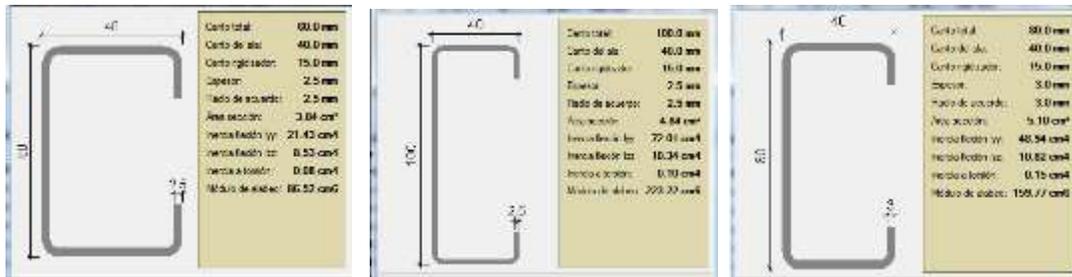


Figura 3.10: Descripción de perfiles metálicos utilizados.

RESULTADOS CERCHA TIPO 3 UNA CAIDA

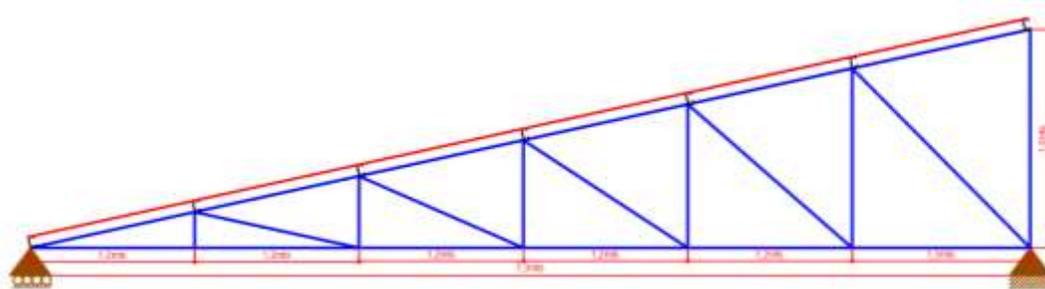


Figura 3.11: Planteo estructural de la cercha metálica tipo 3.

- Cargas actuantes en los nudos.

Cargas en nudos					
Referencia	Hipótesis	Cargas puntuales (t)	Dirección		
			X	Y	Z
N1	CM	0.013	0.000	0.000	-1.000
N1	Q 1	0.123	0.000	0.000	-1.000
N1	V 1	0.015	0.000	1.000	0.000
N1	V 1	0.067	0.000	0.000	-1.000
N3	CM	0.192	0.000	0.000	-1.000
N4	CM	0.192	0.000	0.000	-1.000
N5	CM	0.192	0.000	0.000	-1.000
N6	CM	0.192	0.000	0.000	-1.000
N7	CM	0.200	0.000	0.000	-1.000

Cargas en nudos					
Referencia	Hipótesis	Cargas puntuales (t)	Dirección		
			X	Y	Z
N8	CM	0.014	0.000	0.000	-1.000
N8	Q 1	0.133	0.000	0.000	-1.000
N8	V 1	0.016	0.000	1.000	0.000
N8	V 1	0.072	0.000	0.000	-1.000
N9	CM	0.019	0.000	0.000	-1.000
N9	Q 1	0.256	0.000	0.000	-1.000
N9	V 1	0.030	0.000	1.000	0.000
N9	V 1	0.139	0.000	0.000	-1.000
N10	CM	0.018	0.000	0.000	-1.000
N10	Q 1	0.246	0.000	0.000	-1.000
N10	V 1	0.029	0.000	1.000	0.000
N10	V 1	0.133	0.000	0.000	-1.000
N11	CM	0.018	0.000	0.000	-1.000
N11	Q 1	0.246	0.000	0.000	-1.000
N11	V 1	0.029	0.000	1.000	0.000
N11	V 1	0.133	0.000	0.000	-1.000
N12	CM	0.018	0.000	0.000	-1.000
N12	Q 1	0.246	0.000	0.000	-1.000
N12	V 1	0.029	0.000	1.000	0.000
N12	V 1	0.133	0.000	0.000	-1.000
N13	CM	0.018	0.000	0.000	-1.000
N13	Q 1	0.246	0.000	0.000	-1.000
N13	V 1	0.029	0.000	1.000	0.000
N13	V 1	0.133	0.000	0.000	-1.000

Tabla 3.8: Cargas en nudos cercha metálica tipo 3.

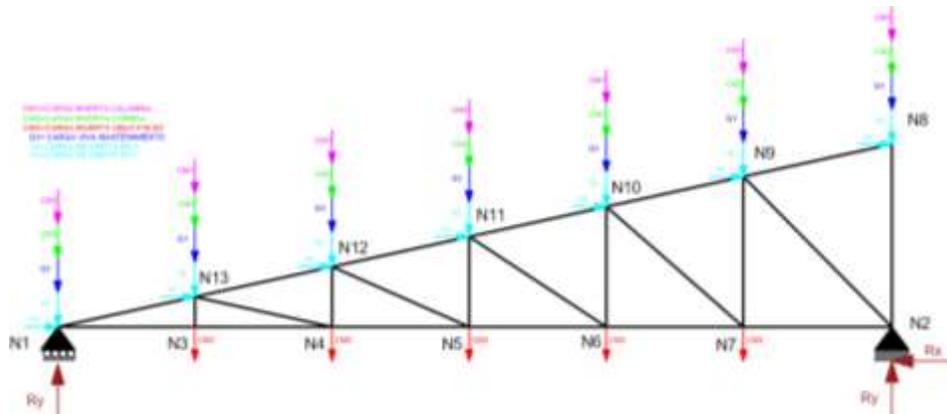


Figura 3.12: Cargas actuantes en los nudos de la cercha metálica tipo 3.

➤ Reacciones en los apoyos.

Reacciones en nudos								
Referencia	Combinación		Reacciones en ejes globales					
	Tipo	Descripción	Rx (t)	Ry (t)	Rz (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Mz (t-m)
N1	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	0.00	0.000	0.545	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	0.00	0.000	2.504	0.00	0.00	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	0.00	0.000	0.605	0.000	0.000	0.000
		Valor máximo de la envolvente	0.00	0.000	1.739	0.00	0.00	0.00
N2	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	0.00	-0.255	0.551	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	0.00	0.000	2.569	0.00	0.00	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	0.00	-0.177	0.612	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	0.00	0.000	1.784	0.00	0.00	0.00

Tabla 3.9: Reacción en los apoyos de la cercha metálica tipo 3.

Nota: los resultados mostrados en el cuadro nos indican en ejes globales (X,Y,Z) llevando al plano X-Y tenemos:

N1 → Ry=2,504 tn.

N2 → Ry=2,569 tn. Rx=-0,255 tn.

➤ Fuerzas internas.

Fuerzas Axiales			
Barra	N (t)	Barra	N (t)
N1/N3	6.589	N9/N8	0.003
N3/N4	6.921	N2/N9	-2.703
N4/N5	6.857	N7/N9	1.751
N5/N6	5.245	N7/N10	-2.291
N6/N7	3.523	N6/N10	1.360
N7/N2	1.776	N6/N11	-2.023
N2/N8	-0.315	N5/N11	0.937
N1/N13	-6.832	N5/N12	-1.703
N13/N12	-7.153	N4/N12	0.321
N12/N11	-5.473	N4/N13	0.077
N11/N10	-3.716	N3/N13	-0.027
N10/N9	-1.939		

Tabla 3.10: Fuerzas internas en las barras de la cercha metálica tipo 3.

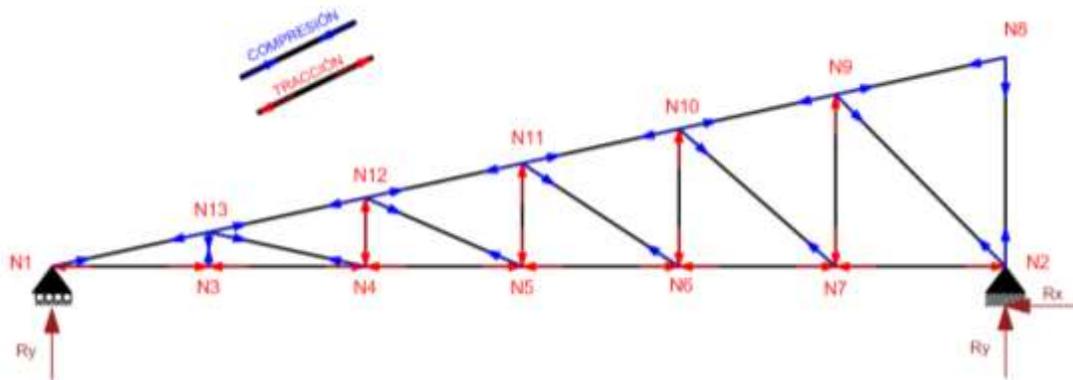


Figura 3.13: Fuerzas internas actuantes en las barras de la cercha metálica tipo 3.

- Descripción de los perfiles usados en la cercha metálica tipo 3.
 - Cordón Superior Perfil Costanera 140x60x20.
 - Cordón Inferior Perfil Costanera 140x60x20.
 - Parante Perfil Costanera 60x40x15.
 - Diagonal Perfil Costanera 60x40x15.
 - Correas Perfil Costanera 80x40x15.

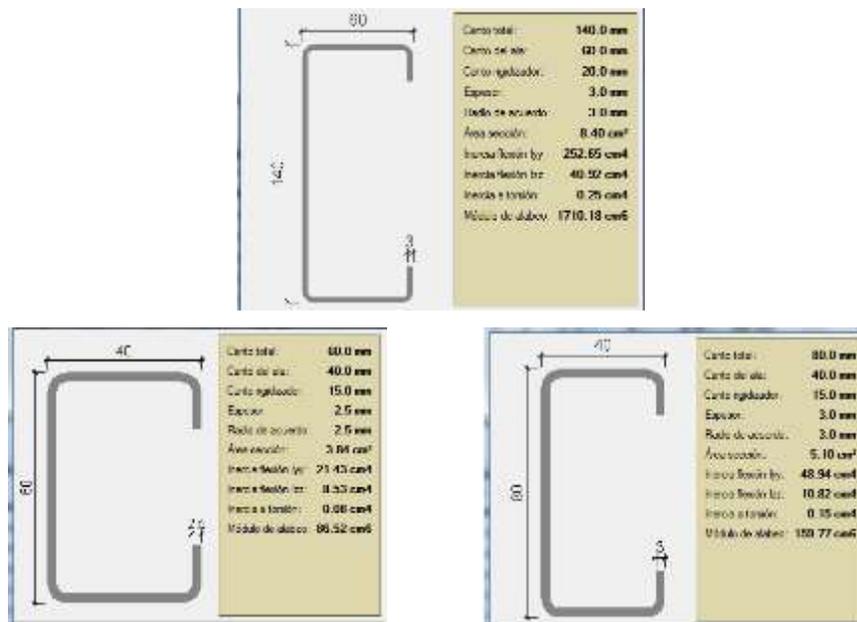


Figura 3.14: Descripción de perfiles metálicos utilizados.

NOTA: El cálculo y su respectiva comprobación manual se encuentra en un listado en (Anexo A-3.1), el detalle de las cerchas en (Anexos plano Cerchas metálicas).

3.5.2. Diseño de la placa de apoyo.

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 transmite 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 toda el área de la columna esta resistencia es igual a ϕ (0.65 por aplastamiento del concreto) multiplicada por la resistencia nominal del concreto $0.85 \cdot f_c \cdot A$.

Para el diseño de placa de apoyo tenemos los siguientes datos perfil C 140x60x20 resistencia a compresión $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$. El esfuerzo de la placa base $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$, la carga axial ultima $P_u=2569 \text{ kg}$.

a) Área requerida.

$$A_{\text{req.}} = \frac{P_U}{\phi_c * 0,85 * f_c} = \frac{2569 \text{ kg}}{0,65 * 0,85 * 210 \text{ kg/cm}^2} = 22,14 \text{ cm}^2$$

Las placas de apoyos que asumiremos será de 20cm x 25cm puesto que la viga en la que se apoyaran las cerchas son de 25 cm de ancho y el área requerida es mucho menor que el área de apoyo del perfil.

$$B \cdot N = 20 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm} = 500 \text{ cm}^2.$$

b) Área de la placa cubrirá toda el área del concreto.

$$A_1 = A_2 = 500 \text{ cm}^2.$$

c) Espesor de la placa.

$$P_U \leq \phi P_P$$

$$\phi P_p = \phi_c * 0,85 * f_c * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\phi P_p = 0,65 * 0,85 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 500 \text{ cm}^2 * \sqrt{\frac{500}{500}} = 58012,5 \text{ kg.}$$

$$P_u = 2569 \text{ kg} \leq 58012,5 \text{ kg} = \phi P_p \text{ ok cumple.}$$

Espesor mínimo requerido para las placas.

$$m = \frac{N - 0,95 * d}{2} = \frac{25 \text{ cm} - 0,95 * 14 \text{ cm}}{2} = 5,85 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0,8 * d}{2} = \frac{25 \text{ cm} - 0,8 * 6 \text{ cm}}{2} = 7,60 \text{ cm}$$

$$X = \frac{4 * d * bf}{(d + bf)^2} * \frac{P_u}{\phi P_p} = \frac{4 * 14 \text{ cm} * 6 \text{ cm}}{(14 \text{ cm} + 6 \text{ cm})^2} * \frac{2569 \text{ kg}}{58012,5 \text{ kg}} = 0,037$$

$$\lambda = \frac{2 * \sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} = \frac{2 * \sqrt{0,037}}{1 + \sqrt{1 - 0,037}} = 0,194$$

$$\lambda'_n = \frac{\lambda * \sqrt{d * bf}}{4} = \frac{0,194 * \sqrt{14 \text{ cm} * 6 \text{ cm}}}{4} = 0,217 \text{ cm.}$$

$$l = \max(m, n, \lambda'_n) = \max(5,85 \text{ cm}; 7,60 \text{ cm}; 0,217 \text{ cm}) \rightarrow l = 7,60 \text{ cm.}$$

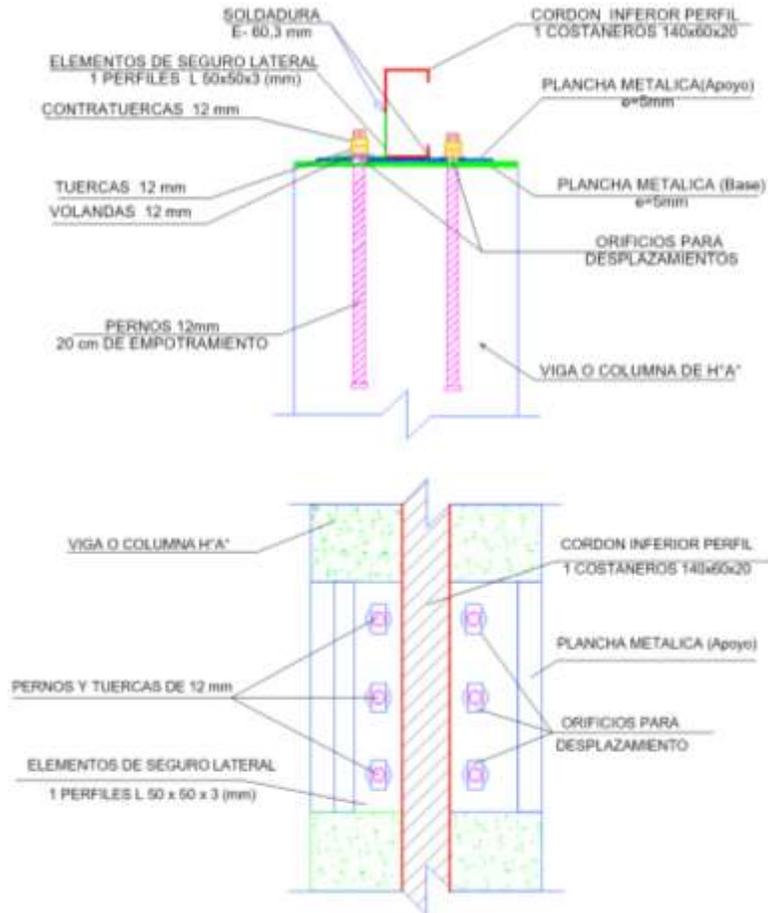
$$t_{\min} = l * \sqrt{\frac{2 * P_u}{\phi_f * F_y * B * N}} = 7,6 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2 * 2569 \text{ kg}}{0,9 * 2530 \text{ kg} * 20 \text{ cm} * 25 \text{ cm}}}$$

$$t_{\min} = 0,511 \text{ cm}$$

Utilizar un espesor de placa de $t_p=1 \text{ cm}$.

El tamaño y la cantidad de pernos debido a una carga axial basta con la sujeción de 4 pernos $\phi 12 \text{ mm}$ y una longitud de 20 cm de anclaje a la viga o columna.

Detalle de unión móvil



Detalle unión fija.

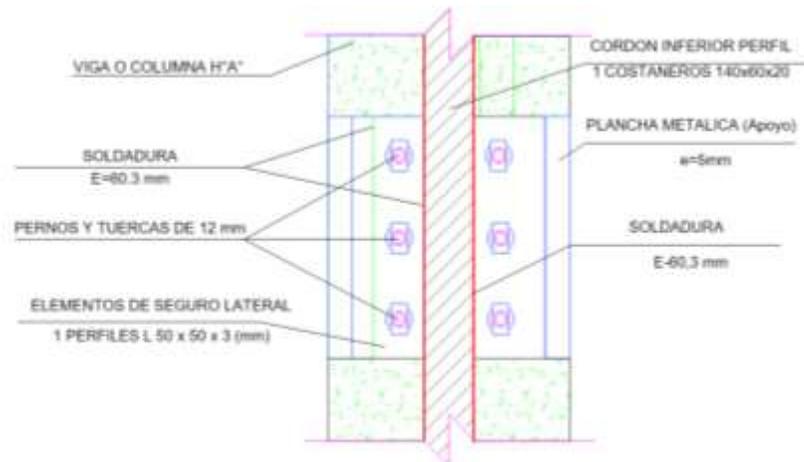


Figura 3.15: Detalle de placa de anclaje unión fija y unión móvil.

3.6. Modelado de la estructura en software CYPE 2015.

En este apartado se muestran vistas 3d del modelo estructural y se indica las máximas solicitaciones en viga, columna y zapata aislada.

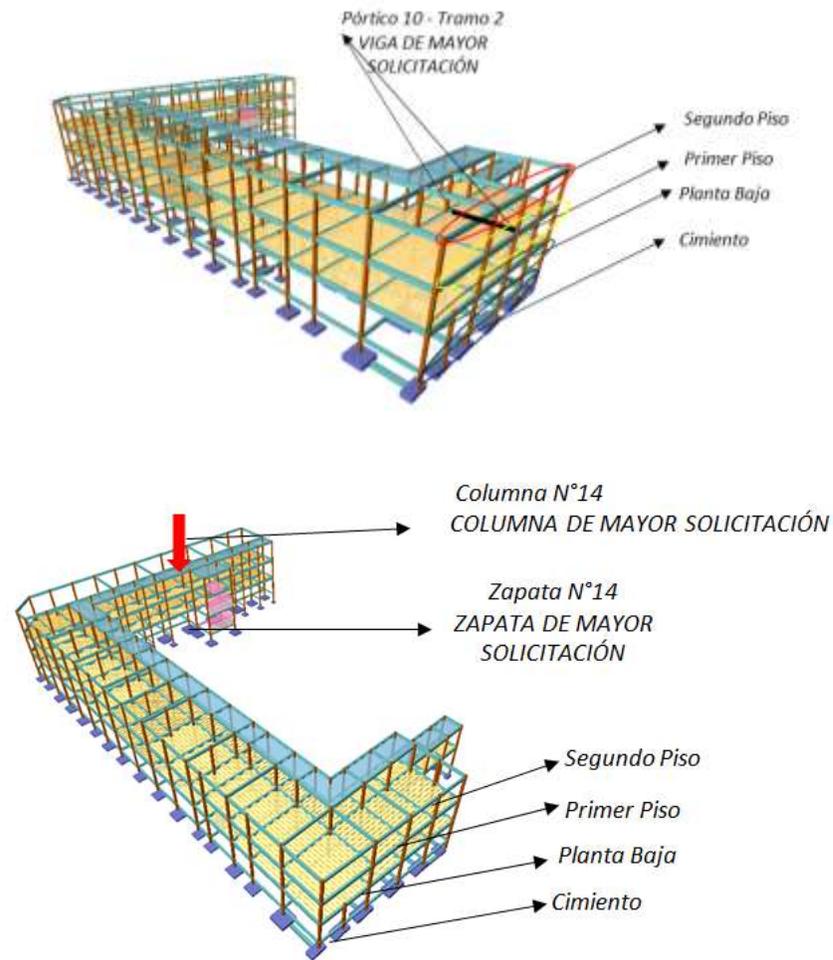


Figura 3.16: Vistas 3d de la estructura.

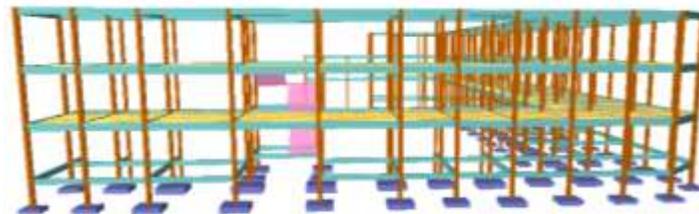


Figura 3.17: Vista 3d frontal de la estructura.

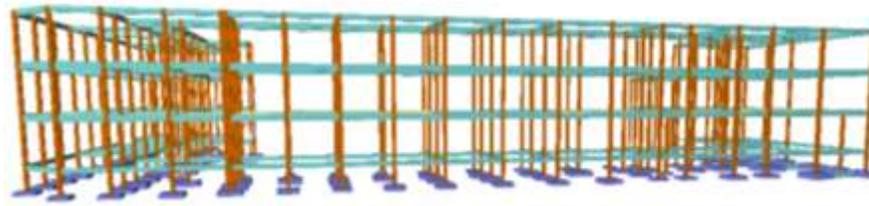


Figura 3.18: Vista 3d lateral de la estructura.

3.7. Resultados del diseño de vigas.

Este elemento estructural fue diseñado bajo solicitaciones de flexión y de corte siguiendo los parámetros conforme lo indica el código boliviano del hormigón.

3.7.1. Pre dimensionamiento de vigas.

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de $1/10$ a $1/12$ de la luz libre. Debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa del techo o piso.

El ancho es variable de $1/2$ a $2/3$ veces su altura, teniendo en cuenta un ancho mínimo de 25cm, con la finalidad de evitar el congestionamiento del acero y presencia de cangrejas.

$L/10 \rightarrow$ material de pésima calidad, mano de obra no calificada y equipos y herramientas convencionales.

$L/12 \rightarrow$ material de buena calidad, mano de obra calificada y equipos y herramientas adecuadas.

Nota: según criterio del calculista se puede adoptar un pre dimensionamiento de hasta $L/15$.

En nuestro proyecto tenemos una luz máxima de 7 mts entonces tenemos:

$$L/10 \rightarrow 7/10 = 0,70 \text{ mts.}$$

$$L/12 \rightarrow 7/12 = 0,58 \text{ mts} = 0,6 \text{ mts.}$$

$$L/15 \rightarrow 7/15 = 0,46 \text{ mts} = 0,5 \text{ mts.}$$

Valor asumido para el modelado peralte de viga = 0,55 mts.

3.7.2. Modelado de vigas y tipo de vigas utilizadas.

En el presente proyecto se utilizó vigas rectangulares las cuales sus dimensiones se citan a continuación.

Vigas 25cmx40cm (encadenado).

Vigas 25cmx55cm: 25cmx45cm.

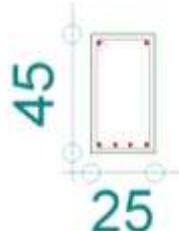
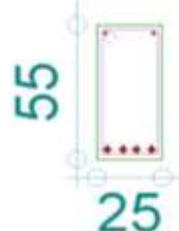
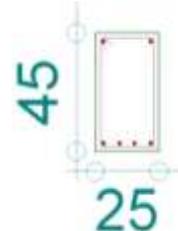
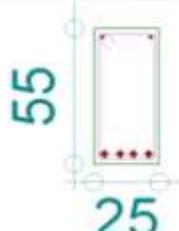
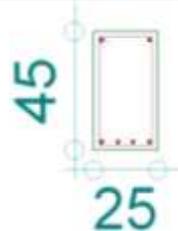
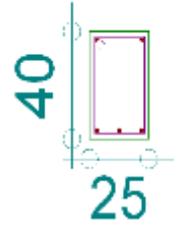
VIGA SEGUNDO PISO		
VIGA PRIMER PISO		
VIGA PLANTA BAJA		
CIMIENTO O ENCADENADO		

Figura 3.19: Disposición de vigas en la estructura.

NOTA: Los resultados obtenidos por el paquete estructural se lo encuentra ubicado en un listado en (Anexo A-3.2), y el detalle estructural de armado en **(Anexo-Planos - Detalle estructural de armado de vigas)**.

3.7.3. Comprobación manual de viga.

Las solicitaciones son determinadas por el programa computarizado CYPECAD, y están condicionadas por la combinación más desfavorable la cual corresponde a:

$$1.6*PP \text{ (peso propio)} + 1.6*G \text{ (carga permanente)} + 1.6*Q \text{ (sobrecarga de uso).}$$

Análisis de la viga más solicitada de la planta intermedia se encuentra entre las columnas P90 y P91, las solicitaciones de diseño son las siguientes:

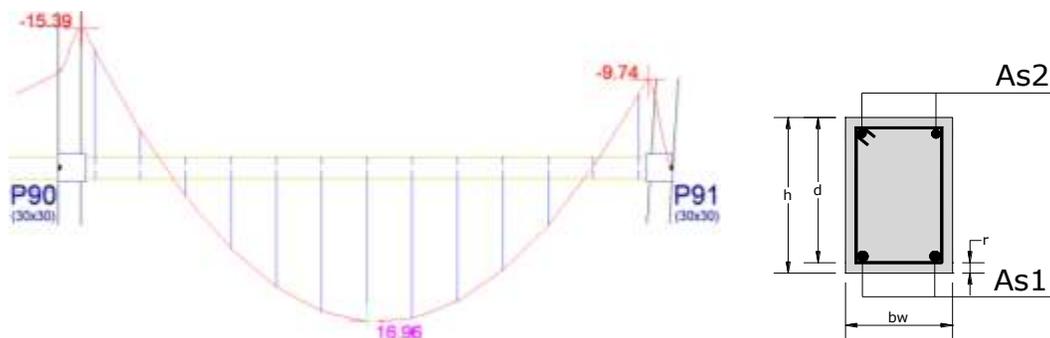


Figura 3.20: Momento flector máximo y mínimo de la viga.

Determinación de la armadura positiva para la viga.

Datos:

$$M_d = 16,96 \text{ tn}\cdot\text{m}$$

$$h = 55 \text{ cm.}$$

$$b_w = 25 \text{ cm.}$$

$$r = 4 \text{ cm.}$$

$$d = 55 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 51 \text{ cm.}$$

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

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

$$\gamma_c = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_r = 1,6$$

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

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

Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{16.96 \text{ tn} * m * 100 * 1000}{25 \text{ cm} * (51 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0,1863$$

Entonces: $\mu_{lim}=0.332$ valor obtenido en función al tipo de acero.

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: (W_s) del cuadro 2.18 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con: $\mu_d=0,1863$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s=0,2140$

Determinación de la armadura: (A_s)

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,2140 * 25 \text{ cm} * 51 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 10.46 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $w_{min}=0,0033$

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * h = 0,0033 * 25 \text{ cm} * 51 \text{ cm} = 4,21 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \text{ min}}$

Se escogerá el área $A_s= 10,46 \text{ cm}^2$

Se utilizará $2\Phi 20\text{mm} \rightarrow A_{s\phi 20\text{mm}} = 2 * 3.14 \text{ cm}^2 = 6.28 \text{ cm}^2$

Se utilizará $3\Phi 16\text{mm} \rightarrow A_{s\phi 16\text{mm}} = 3 * 2.01 \text{ cm}^2 = 6.03 \text{ cm}^2$

$$A_s = 12.31 \text{ cm}^2$$

$$12.31 \text{ cm}^2 > 10.46 \text{ cm}^2 \quad \text{ok!}$$

Cálculo de la armadura negativa para la viga lado izquierdo en conexión columna P90.

Datos:

$$M_d = -15,39 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$h = 55 \text{ cm.}$$

$$b_w = 25 \text{ cm.}$$

$$r = 4 \text{ cm.}$$

$$d = 55 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 51 \text{ cm.}$$

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

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

$$\gamma_c = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_r = 1,6$$

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

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

Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{15.39 \text{ tn} * \text{m} * 100 * 1000}{25 \text{ cm} * (51 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0,1691$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0.332$ valor obtenido en función al tipo de acero.

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: (W_s) del cuadro 2.18 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con: $\mu_d = 0,1691$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s = 0,1911$

Determinación de la armadura: (A_s)

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1911 * 25 \text{ cm} * 51 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 9,34 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (As) $w_{min}=0,0033$

$$A_{s \min} = w_{\min} * b_w * h = 0,0033 * 25 \text{ cm} * 51 \text{ cm} = 4,21 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$

Se escogerá el área $A_s = 9,34 \text{ cm}^2$

$$\text{Se utilizará } 5\Phi 16 \text{ mm} \rightarrow A_{s\phi 16 \text{ mm}} = 5 * 2,01 \text{ cm}^2 = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$10,05 \text{ cm}^2 > 9,34 \text{ cm}^2 \quad \text{ok!}$$

Cálculo de la armadura negativa para la viga lado derecho en conexión columna P91.**Datos:**

$$M_d = -10,03 \text{ tn} \cdot \text{m.}$$

$$h = 55 \text{ cm.}$$

$$b_w = 25 \text{ cm.}$$

$$r = 4 \text{ cm.}$$

$$d = 55 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 51 \text{ cm.}$$

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

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

$$\gamma_c = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_f = 1,6$$

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

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

Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{10,03 \text{ tn} * \text{m} * 100 * 1000}{25 \text{ cm} * (51 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0,107$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0,332$ valor obtenido en función al tipo de acero.

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: (W_s) del cuadro 2.18 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con: $\mu_d=0,107$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s=0,1155$

Determinación de la armadura: (A_s)

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1155 * 25 \text{ cm} * 66 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 5,64 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $w_{min}=0,0033$

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * d = 0,0033 * 25 \text{ cm} * 51 \text{ cm} = 4,21 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_s \text{ min}$

Se escogerá el área $A_s = 5,64 \text{ cm}^2$

Se utilizará $3\Phi 16 \text{ mm} \rightarrow A_{s\phi 16 \text{ mm}} = 3 * 2,01 \text{ cm}^2 = 6,03 \text{ cm}^2$

$$A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$6,03 \text{ cm}^2 > 5,64 \text{ cm}^2 \quad \text{ok!}$$

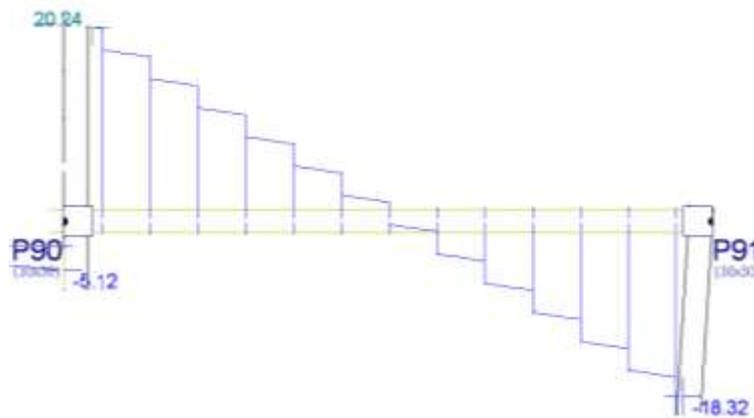


Figura 3.21: Cortante máximo y mínimo de la viga.

Cálculo de la armadura transversal para vigas.

Datos:

$$h = 55 \text{ cm.}$$

$$bw = 25 \text{ cm.}$$

$$r = 4 \text{ cm.}$$

$$d = 55 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 51 \text{ cm.}$$

$$fck = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

$$fyk = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\gamma_c = 1.5 ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_f = 1.6$$

$$fcd = 210 \text{ kg/cm}^2 / 1.5 = 140 \text{ kg/cm}^2.$$

$$fyd = 4200 \text{ kg/cm}^2 / 1.15 = 3652 \text{ kg/cm}^2.$$

Armadura transversal lado izquierdo de la viga.

$$Vd = 20,24 \text{ tn.} = 20240 \text{ kg}$$

El cortante mayorado (cortante de cálculo) será:

$$fvd = 0,5 * \sqrt{fcd} = 0,5 * \sqrt{140} = 5,916 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = fvd * bw * d = 5,916 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm} * 51 \text{ cm} = 7542,90 \text{ kg}$$

$$Vd \leq V_{cu} \text{ No cumple}$$

$$20400 \text{ Kg} \leq 7542,90 \text{ Kg}$$

Como:

$$V_d > V_{cu}$$

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 0,30 * 140 \frac{Kg}{cm^2} * 25 cm * 51 cm = 53550 Kg$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} = 7542,90 kg < 20400 kg < 53550 kg$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 20400 kg - 7542,90 kg = 12697,10 kg$$

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

Se adoptara un diámetro de $\Phi=8mm \rightarrow A=0,50cm^2$.

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

$$S = \frac{0,90 * 51cm * 0,5cm^2 * 2 * 3652 \frac{kg}{cm^2}}{12967,10kg} = 13,20 cm$$

Por lo tanto se adoptara una separación entre planos de estribos de $S_t=10 cm$

Cálculo de la armadura mínima

$$\begin{aligned} A_{st \min} &= 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 25 cm * 100 cm * \frac{140 kg/cm^2}{3652 kg/cm^2} \\ &= 1.917 cm^2 \end{aligned}$$

Longitud necesaria de armadura lado izquierdo de la viga 153 cm.

Numero de estribos:

$$L_{lado P90} = 153 cm$$

$$S_t = 10 cm$$

$$N^{\circ}_{est} = \frac{L}{S_t} = \frac{153cm}{10 cm} = 15,3 barras$$

Por lo tanto se utilizara 16 estribos $\Phi 8mm$ c/10 cm.

Armadura transversal lado derecho de la viga.

$$V_d = 18,32 \text{ tn.} = 18320 \text{ kg}$$

El cortante mayorado (cortante de cálculo) será:

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

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 5,916 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm} * 51 \text{ cm} = 7542,90 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad \text{No cumple}$$

$$18320 \text{ Kg} \leq 7542,90 \text{ Kg}$$

Como:

$$V_d > V_{cu}$$

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 0,30 * 140 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm} * 51 \text{ cm} = 53550 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} = 7542,90 \text{ kg} < 18320 \text{ kg} < 53550 \text{ kg}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 18320 \text{ kg} - 7542,90 \text{ kg} = 10777,10 \text{ kg}$$

Se adoptara un diámetro de $\Phi=8\text{mm} \rightarrow A=0,50\text{cm}^2$.

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

$$S = \frac{0,90 * 51\text{cm} * 0,5\text{cm}^2 * 2 * 3652 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{10777,10\text{kg}} = 15,55 \text{ cm}$$

Por lo tanto se adoptara una separación entre planos de estribos de $S_t = 15 \text{ cm}$

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{st \min} = 0,02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 25 \text{ cm} * 100 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652 \text{ kg/cm}^2}$$

$$= 1.917 \text{ cm}^2$$

Longitud necesaria de armadura lado derecho de la viga 100 cm.

Número de estribos:

$$L_{\text{lado P91}} = 100 \text{ cm}$$

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

$$N^{\circ}_{est} = \frac{L}{S_t} = \frac{100 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} = 6,67 \text{ barras}$$

Por lo tanto se utilizara 7 estribos Φ 8mm c/15 cm.

El programa computarizado CYPECAD establece la siguiente disposición de armaduras.

Áreas

Amadura longitudinal (cm2)

	Izquierda	Centro	Derecha
Superior			
A. nec.	9.28		5.89
A. real	10.05		6.03
Posición	0.15		6.34
Inferior			
A. nec.	4.54	10.63	4.54
A. real	6.28	12.32	6.28
Posición	1.29	3.26	5.22

Amadura transversal vertical (cm2/m)
(Área Total de Estribos y Ramas / p.m.)

Intervalo	Área Cálculo	Área Real
[0.15-1.68]	5.91	6.70
[1.68-5.34]	3.35	3.35
[5.34-6.34]	5.03	5.03

Aceptar

Figura 3.22: Cuadro generado por el paquete estructural de áreas de cálculo y área real.

El área de acero para la viga determinada por el programa son las siguientes:

En el cual se puede observar las áreas de acero que determina el programa computarizado y las que están dentro de un círculo fueron comprobadas manualmente y que tienen una variación las cuales se muestran a continuación:

ÁREAS	Armadura Negativa a la izquierda (cm ²)	Armadura Positiva al centro (cm ²)	Armadura Negativa a la derecha (cm ²)
CYPECAD	9,28	10,63	5,89
MAUALMENTE	9,34	10,46	5,64
VARIACION	0,65 %	1,59 %	4,43 %

Tabla 3.11: Cuadro de comparación de cálculo.

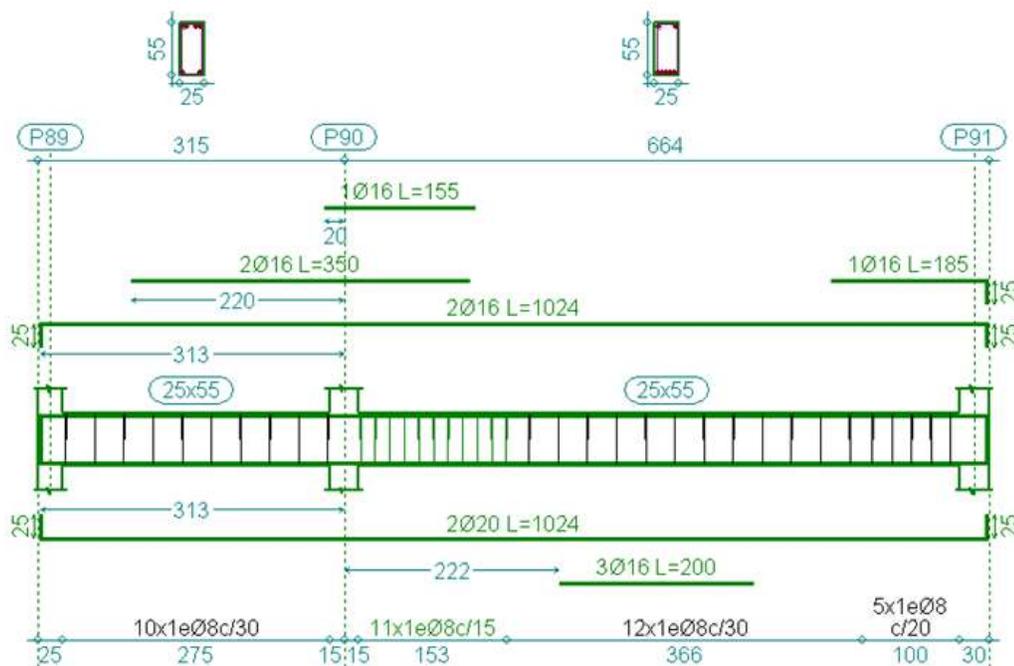


Figura 3.23: Despiece del armado de la viga.

NOTA: los resultados obtenidos por el paquete estructural se lo encuentra ubicado en un listado en (Anexo A-3.2) y el detalle estructural de armado en (Anexo-Planos - Detalle estructural de armado de vigas).

3.8. Resultados del diseño de columnas.-

Este elemento estructural fue diseñado bajo solicitaciones de flexo compresión y de corte siguiendo los parámetros conforme lo indica el código boliviano del hormigón CBH-87.

3.8.1. Pre dimensionamiento de columnas.

Se siguió el criterio de dimensionamiento por carga vertical, para este tipo se recomiendan los siguientes criterios de pre dimensionamiento.

- Columnas centrales: Área de columna = $P(\text{servicio})/0,45f'c$.
- Columnas Exteriores o esquineras: Área de columna = $P(\text{servicio})/0,35f'c$.

Siendo.

$$P_{\text{servicio}} = P * A * N$$

Edificios categoría A (ver E030) $P=1500 \text{ kg/m}^2$.

Edificios categoría B (ver E030) $P=1250 \text{ kg/m}^2$.

Edificios categoría c (ver E030) $P=1000 \text{ kg/m}^2$.

A = área tributaria.

N = número de pisos.

En nuestro caso tomaremos el valor de 1000 kg/m^2 haciendo la operación tenemos:

$$\text{Columna central} \rightarrow A_c = (1000 * 5 * 5 * 3) / 0,45 * 2100000 = 0,0794 \text{ m}^2.$$

Por lo tanto la raíz de $0,0794 = 0,2817 \text{ mts}$ el cual sería un lado de columna asumimos 30 cm . $\rightarrow 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} = 0,09 \text{ m}^2$.

Columna exteriores $\rightarrow A_c = (1000*4*4*3)/0,35*2100000 = 0,0653 \text{ m}^2$.

Por lo tanto la raíz de $0,0653 = 0,2556 \text{ mts}$ el cual sería un lado de columna asumimos $30 \text{ cm.} \rightarrow 0,30\text{m}*0,30\text{m} = 0,09 \text{ m}^2$.

3.8.2. Modelado de columnas y tipos de columnas utilizadas.

En el presente proyecto se utilizó columnas cuadradas las cuales se muestran a continuación.

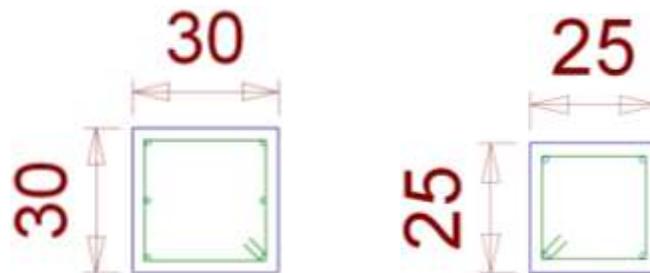


Figura 3.24: Disposición de columnas en la estructura.

NOTA: Los resultados obtenidos por el paquete estructural se encuentra ubicado en un listado en (Anexo A-3.3) y el detalle estructural de armado de Columnas en (Anexo-Plano Detalle Estructural de armado de Columnas).

3.8.3. Comprobación manual de columnas.

Las solicitaciones determinadas por el programa computarizado CYPECAD están en función de la combinación más desfavorable la cual corresponde a: $1.6*G$ (carga permanente) $+1.6*Q$ (sobrecarga de uso).

Análisis de la columna N°14 la cual es una de las más solicitadas de la estructura

Las solicitaciones de diseño son las siguientes para la PLANTA BAJA:

Dimensiones = 30 cm x 30 cm

Nd = 98,67 Tn = 98670 Kg

Mxd = 3,15 tn.m = 315000 Kg.cm

Myd = 0,27 tn.m = 27000 Kg.cm

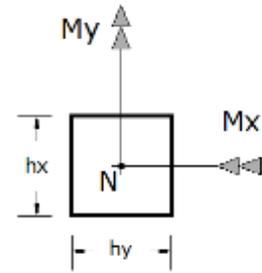
hx=30 cm

hy= 30 cm

fyk=4200 kg/cm²

Fck=210 kg/cm²

$\gamma_c=1,5$; $\gamma_s=1,15$; $\gamma_f=1,6$



Cálculo de los coeficientes de pandeo.

$$\Psi = \frac{\sum \frac{EI}{L} \text{ columnas}}{\sum \frac{EI}{L} \text{ vigas}}$$

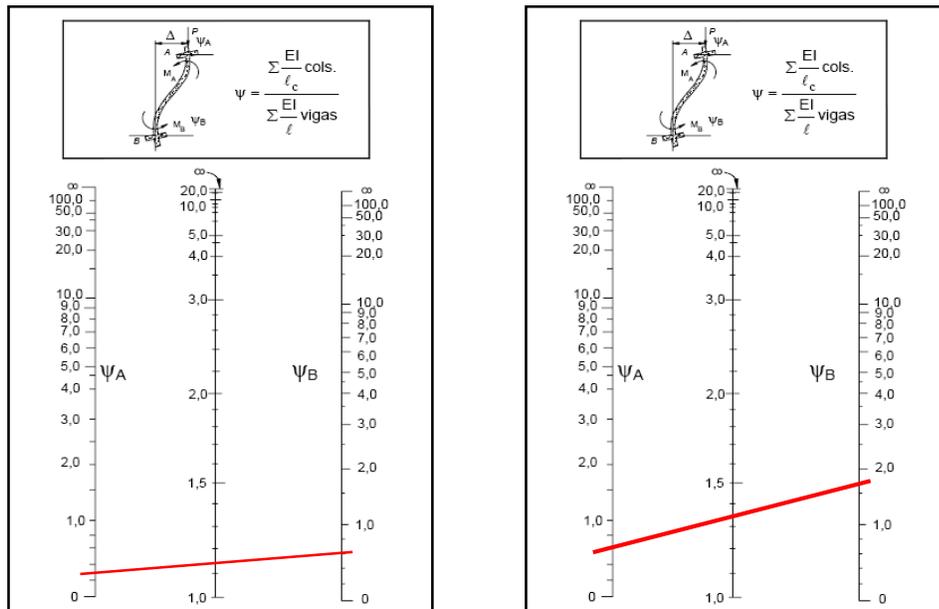
$$\Psi_{Ax} = \frac{\frac{30 \times 30^3}{12} + \frac{30 \times 30^3}{325}}{\frac{25 \times 55^3}{12} + \frac{25 \times 55^3}{258} + \frac{25 \times 55^3}{555} + \frac{25 \times 55^3}{541}} = 0.13$$

$$\Psi_{Bx} = \frac{\frac{30 \times 30^3}{12} + \frac{30 \times 30^3}{160}}{\frac{25 \times 40^3}{12} + \frac{25 \times 40^3}{258} + \frac{25 \times 40^3}{541}} = 0.65$$

$$\Psi_{Ay} = \frac{\frac{30 \times 30^3}{12} + \frac{30 \times 30^3}{325}}{\frac{55 \times 25^3}{12} + \frac{55 \times 25^3}{258} + \frac{55 \times 25^3}{555} + \frac{55 \times 25^3}{541}} = 0.64$$

$$\Psi_{By} = \frac{\frac{30 \times 30^3}{12} + \frac{30 \times 30^3}{160}}{\frac{40 \times 25^3}{12} + \frac{40 \times 25^3}{258} + \frac{40 \times 25^3}{541}} = 1.66$$

Con los valores obtenidos se introducen al siguiente monograma para finalmente obtener el valor de k que es el coeficiente de pandeo.



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado.

Figura 3.25: Pórticos traslacionales (para obtener el valor de k).

Siendo $k_x=1.12$ $k_y=1.35$

Cálculo de la esbeltez:

$$\lambda_x = \frac{l_o}{i} = \frac{k * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{1.12 * 3.25 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,000675 \text{ m}^4}{0.09 \text{ m}^2}}} = 42,03$$

$$\lambda_y = \frac{l_o}{i} = \frac{k * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{1.35 * 3.25 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,000675 \text{ m}^4}{0.09 \text{ m}^2}}} = 50,66$$

Como: λ_x y λ_y se encuentra en el intervalo $35 < \lambda < 100$ Se trata de una columna intermedia.

Resistencias minoradas de los materiales.

$$f_{cd} = 0,9 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,90 * \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{1,5} = 126 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Excentricidad de primer orden.

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{0,27 \text{ tn.m}}{98,67 \text{ tn}} = 0,003 \text{ m} = 0,274 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{3,15 \text{ tn.m}}{98,67 \text{ tn}} = 0,032 \text{ m} = 3,192 \text{ cm}$$

Excentricidad accidental.

$$e_o \geq e_a = \frac{C}{20} \geq 2 \text{ cm} \quad e_a = \frac{h}{20} = \frac{30}{20} = 1,5 \text{ cm}$$

Por lo tanto $e_a=2$ cm.

Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden).

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

$$e_{fy} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] \cdot \left[\frac{h + 20 \cdot e_y}{h + 10 \cdot e_y} \right] \cdot \frac{l_o^2 \cdot 10^{-4}}{h} \quad e_{fx}$$

$$= \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] \cdot \left[\frac{b + 20 \cdot e_x}{b + 10 \cdot e_x} \right] \cdot \frac{l_o^2 \cdot 10^{-4}}{b}$$

$$e_{fx} = 1,993 \text{ cm} \quad e_{fy} = 2,158 \text{ cm}$$

La excentricidad de cálculo será:

$$e_{(x,y) \max} = e_o + e_{fic}$$

$$e_{"x" \max} = 3,99 \text{ cm} \quad e_{"y" \max} = 5,35 \text{ cm}$$

Se determina la capacidad mecánica del hormigón.

$$U_c = f_{cd} * h_x * h_y = \frac{126 \text{ Kg}}{\text{cm}^2} * 30 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 113400 \text{ Kg}$$

Se determina los esfuerzos reducidos.

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{98670 \text{ kg}}{113400 \text{ Kg}} = 0,87$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{x\max}}{U_c * h_y} = \frac{98670 \text{ kg} * 3,99 \text{ cm}}{113400 \text{ kg} * 30 \text{ cm}} = 0,116$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{y\max}}{U_c * h_x} = \frac{98670 \text{ kg} * 5,35 \text{ cm}}{113400 \text{ kg} * 30 \text{ cm}} = 0,155$$

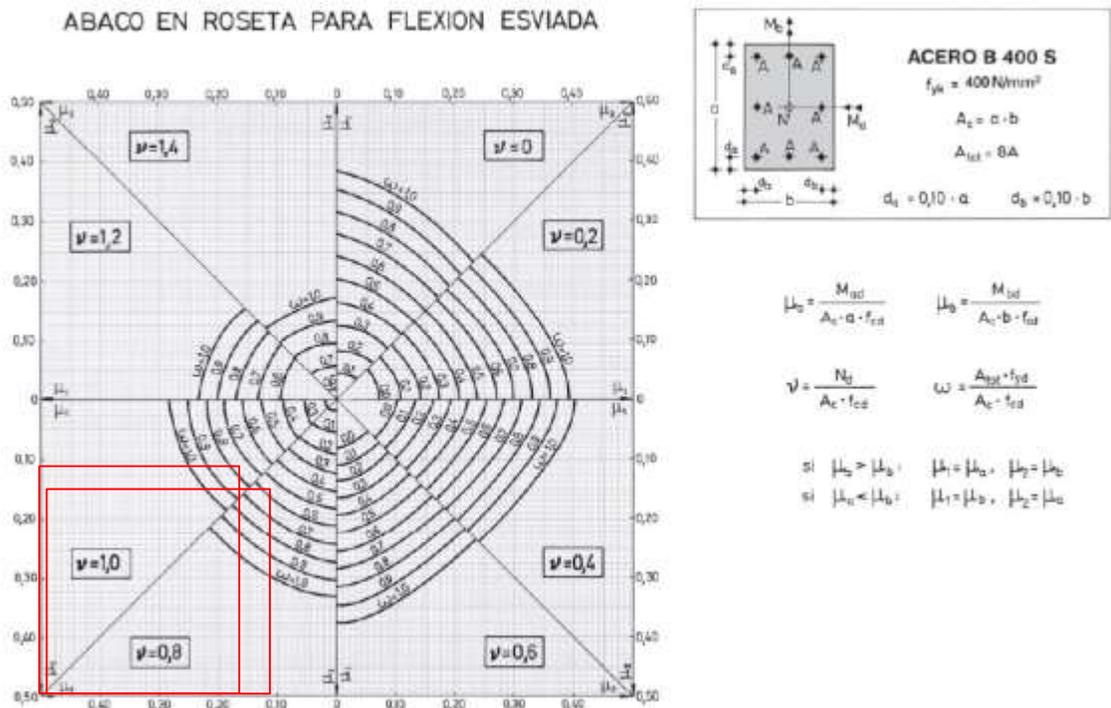


Figura 3.26: Abaco en roseta para flexión esviada.

Se determina la cuantía mecánica $w=0,643$ mediante interpolación de los ábacos en roseta para flexión esviada del tomo II de Jiménez Montoya.

Se determina la capacidad mecánica de la armadura total.

$$U_{total} = w * U_c = 0,643 * 113400 \text{ kg} = 72916,2 \text{ kg}$$

Se determina la armadura total de acero.

$$A_{s \text{ total}} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} = \frac{72916,2 \text{ kg}}{3652 \text{ kg/cm}^2} = 19,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.006 * A_c = 0.006 * 30 * 30 = 5,40 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} < A_{s \text{ total}}$$

Se adopta un diámetro de $\Phi=20$ mm que tiene un área $A= 3,14 \text{ cm}^2$ por barra

Se adopta un diámetro de $\Phi=16$ mm que tiene un área $A= 2,01 \text{ cm}^2$ por barra

Se utilizara $4\Phi 20\text{mm}$ $A_s=12,57 \text{ cm}^2$.

Se utilizara $4\Phi 16\text{mm}$ $A_s=8,04 \text{ cm}^2$.

$$A_{st}=20,61 \text{ cm}^2 > 19,96 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura transversal de la columna.-

El diámetro del estribo será:

$$\Phi_{\text{Estribo}} \geq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \frac{1}{4} * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal mas gruesa}} \\ \rightarrow 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

- Según la primera opción: $\phi \geq 1/4 * 20 \text{ mm} = 5 \text{ mm}$
 - Según la segunda opción: $\phi \geq 6 \text{ mm}$
- } Se asume $S= 6 \text{ mm}$.

La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones:

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

- Según la primera opción: $S \leq 30 \text{ cm}$
 - Según la segunda opción: $S \leq 15 * 1,6 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$
- } Se asume $S=20 \text{ cm}$
- Por lo tanto la armadura del estribo será: $\Phi 6\text{mm c}/20 \text{ cm}$**

Esquema gráfico del soporte N° 14 planta baja.-

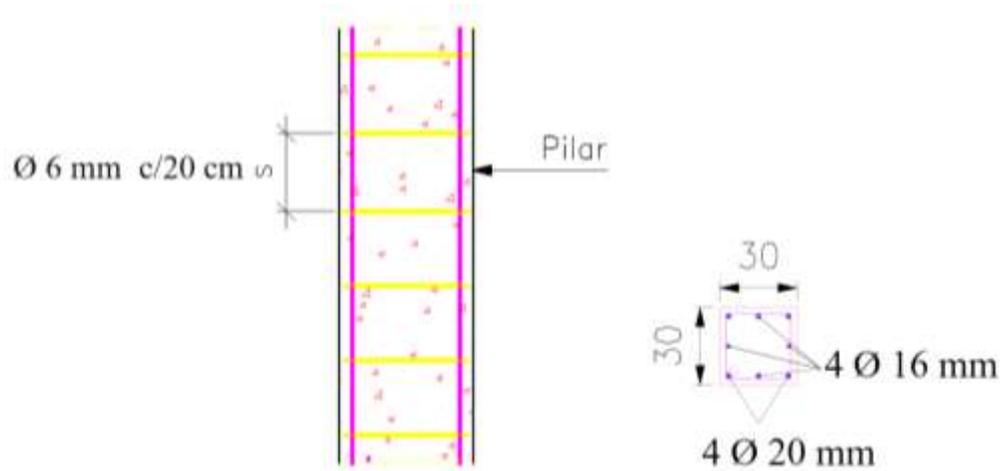


Figura 3.27: Esquema gráfico distribución de acero columna planta baja.

El programa computarizado CYPECAD establece la siguiente disposición de armaduras

Dimensionado de pilares										
Referencia:		Cuadro de pilares		Datos del pilar						
		Esquina	Cara X	Cara Y	Estribos	As/Ac(%)				
4	<input type="checkbox"/>	0.3 x 0.3	4 Ø12	+0	+2 Ø12	Ø6	15			0.75
3	<input type="checkbox"/>	0.3 x 0.3	4 Ø12	+0	+2 Ø12	Ø6	15			0.75
2	<input type="checkbox"/>	0.3 x 0.3	4 Ø16	+2	+2 Ø12	Ø6	15			1.40
1	<input type="checkbox"/>	0.3 x 0.3	4 Ø16	+2	+2 Ø12	Ø6	15			1.40
Arranques:		4	Ø16	+2	Ø12					1.40

Figura 3.28: Cuadro de armado de acero, cálculo del programa estructural.

- ④ Columna Segundo Piso.
- ③ Columna Primer Piso.
- ② Columna Planta Baja.
- ① Columna desde Cimentación hasta Planta Baja.

3.9. Resultados del diseño de fundaciones.-

Este elemento estructural fue diseñado bajo solicitaciones de flexión, corte y compresión axial siguiendo los parámetros conforme lo indica el código boliviano del hormigón.

Por consiguiente se presentan zapatas las cuales se definen como zapatas aisladas de un solo pilar, como también zapatas aisladas de dos pilares en las cuales va la junta de dilatación.

A continuación se muestra gráficamente un replanteo de la disposición de las zapatas.

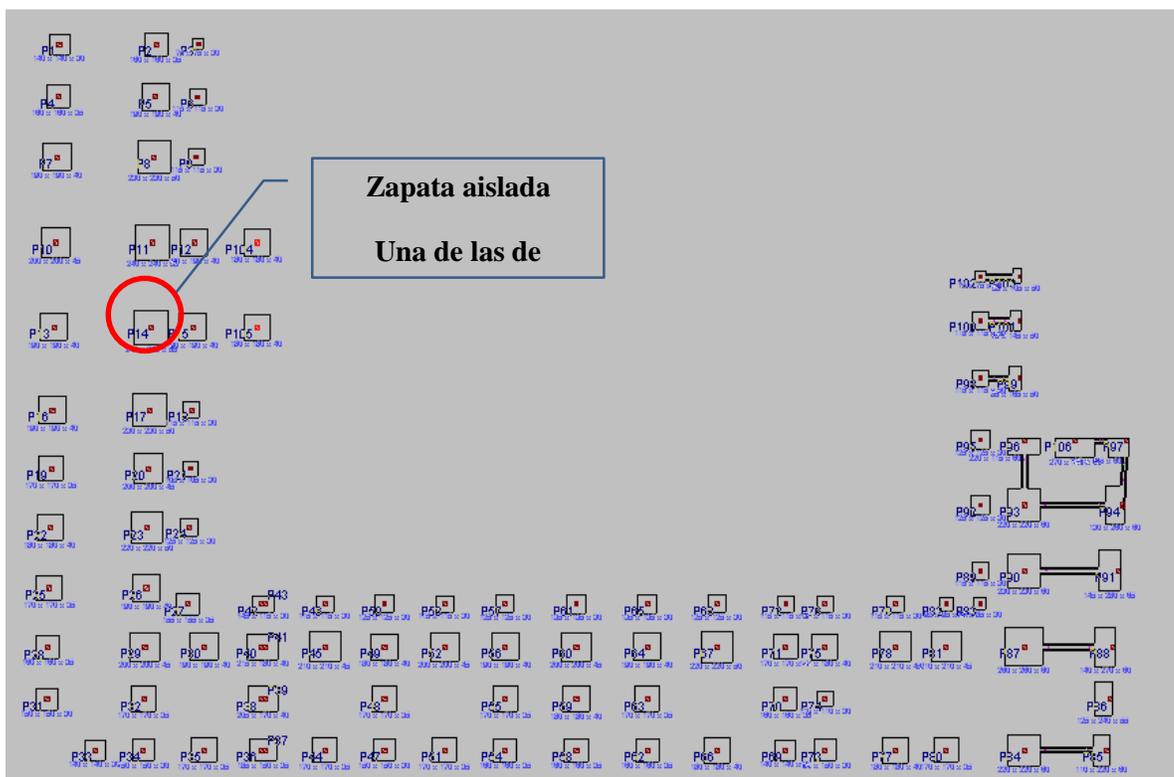


Figura 3.29: Replanteo de elementos de cimentación.

NOTA: Los resultados obtenidos por el paquete estructural se encuentra en un listado en (Anexo A-3.4), el dimensionamiento y detalle de armaduras en cimentación se

presenta en los planos ubicado en (**Anexos Plano Detalle Estructural de Cimentación**).

3.9.1. Comprobación manual zapata aislada.

Se procede a diseñar la zapata aislada de la columna N°14 la cual presenta las siguientes solicitaciones obtenidas por cálculo computarizado mediante el programa CYPECAD.

DATOS:

$$N = 68475 \text{ kg.}$$

$$M_x = 58800 \text{ kg cm}$$

$$M_y = 63800 \text{ kg cm}$$

$$Q_x = -940 \text{ kg.}$$

$$Q_y = -1034 \text{ kg.}$$

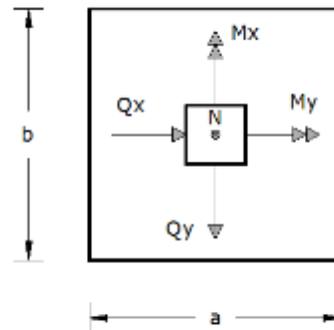
$$\sigma_{adm} = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

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



$$\text{Área requerida: } A = \frac{N+P}{\sigma_{adm}} = \frac{1,5 \cdot 68475 \text{ kg}}{1,5 \text{ kg/cm}^2} = 47932,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área adoptada: } A = 230 \text{ cm} * 230 \text{ cm} = 52900 \text{ cm}^2.$$

1º condición: A requerida < A adoptada

$$47932,50 \text{ cm}^2. < 52900,00 \text{ cm}^2.$$

2º condición: $\sigma_{adm} > \sigma_{max}$

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{1,5 * 68475 \text{ kg}}{230 \text{ cm} * 230 \text{ cm}} + \frac{6 * 58800 \text{ kg. cm}}{230 \text{ cm} * (230 \text{ cm})^2} + \frac{6 * 63800 \text{ kg. cm}}{230 \text{ cm} * (230 \text{ cm})^2} \\ &= 1,419 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$1,5 \text{ kg/cm}^2 > 1,419 \text{ kg/cm}^2.$$

Determinación del canto de la zapata:

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = 0.5 * \sqrt{140} = 5.92$$

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{1.6 * \sigma_{adm}} = \frac{4 * 5.92}{1.6 * 1.5} = 9.87$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} = \sqrt{\frac{30 * 30}{4} + \frac{230 * 230}{2 * 9.86 - 1}} - \frac{30 + 30}{4} = 40.207 \text{ cm}$$

$$d_2 = d_3 = \frac{2 * (a - a_o)}{4 + k} = \frac{2 * (230 - 30)}{4 + 9.86} = 28.84 \text{ cm}$$

El canto total debera de tener en cuenta el recubrimiento que para zapatas es de 5 cm. por lo tanto: $40.207 + 5 = 45.207$ cm. Por lo tanto se adopta un canto de zapata igual a 50 cm.

Corrección de Momentos:

$$M_x^* = M_x + Q_x * h = 58800 \text{ kg} \cdot \text{cm} - 940 \text{ kg} * 50 \text{ cm} = 11800.00 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_y^* = M_y + Q_y * h = 63800 \text{ kg} \cdot \text{cm} - 1034 \text{ kg} * 50 \text{ cm} = 12100.00 \text{ kg} * \text{cm}$$

Cálculo del peso propio de la zapata:

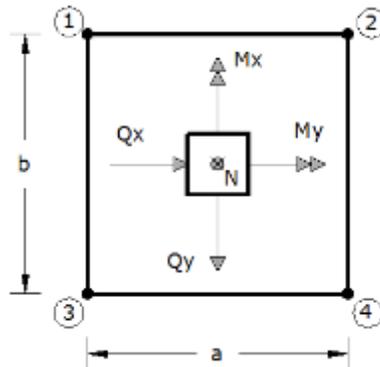
$$P_p = Vol * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = a * b * h * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2.3 \text{ m} * 2.3 \text{ m} * 0.5 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 6348 \text{ kg}$$

Corrección de la Normal:

$$N'' = N + P_p = 68475 \text{ kg} + 6348 \text{ kg} = 74823 \text{ kg}.$$

Cálculo de los esfuerzos con el Momento y la Normal corregida:

$$\sigma_i = \frac{N''}{a * b} \pm \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} \pm \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b}$$



$$\sigma_1 = \frac{74823}{230 * 230} + \frac{6 * 11800}{230 * 230^2} + \frac{6 * 12100}{230 * 230^2} = 1,426 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{74823}{230 * 230} - \frac{6 * 11800}{230 * 230^2} + \frac{6 * 12100}{230 * 230^2} = 1,414 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{74823}{230 * 230} + \frac{6 * 11800}{230 * 230^2} - \frac{6 * 12100}{230 * 230^2} = 1,414 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{74823}{230 * 230} - \frac{6 * 11800}{230 * 230^2} - \frac{6 * 12100}{230 * 230^2} = 1,402 \frac{kg}{cm^2}$$

Verificación al vuelco:

$$\gamma_x = \frac{N''}{M_y^*} * \frac{a}{2} = \frac{74823kg}{12100kg.cm} * \frac{230cm}{2} = 711,13 > 1,5 \text{ Satisfactorio}$$

$$\gamma_y = \frac{N''}{M_x^*} * \frac{b}{2} = \frac{74823kg}{11800kg.cm} * \frac{230cm}{2} = 729,21 > 1,5 \text{ Satisfactorio}$$

Verificación al deslizamiento.-

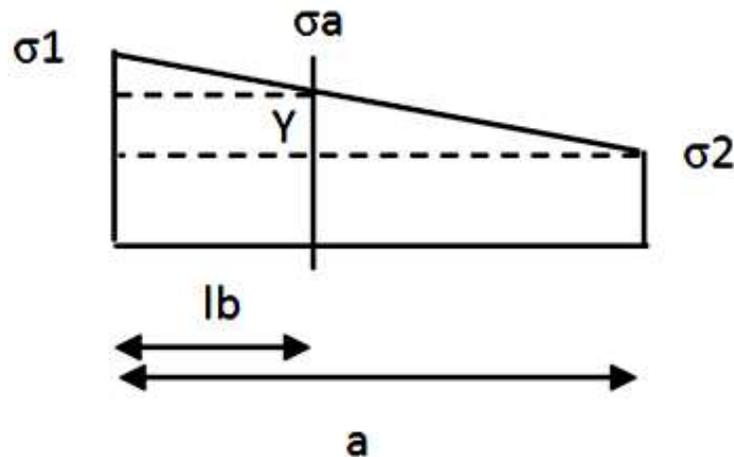
$$A * C_D \geq \gamma_2 * V$$

$$A * 0.5 * C \geq \gamma_2 * V_{max}$$

$$230 * 230 * 0.5 * 2500 \geq 1.5 * 1035$$

$$66125000 > 1551$$

Determinación de la armadura a flexión: Lado a



Cálculo del momento en la dirección “a” : $a_0 = 30 \text{ cm}$; $a = 230 \text{ cm}$

$$l_b = \frac{a - a_0}{2} + 0.15 * a_0 = \frac{230\text{cm} - 30\text{cm}}{2} + 0,15 * 30\text{cm} = 104,5 \text{ cm}$$

Por trigonometría: $\sigma_1 = 1,426 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $\sigma_2 = 1,414 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$$Y' = (a - l_b) * \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{a} = (230\text{cm} - 104,5\text{cm}) * \frac{1,426 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 1,414 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{230\text{cm}}$$

$$= 0,0065 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = Y' + \sigma_2 = 0,0065 \text{ kg/cm}^2 + 1,414 \text{ kg/cm}^2 = 1,42 \text{ kg/cm}^2$$

El momento de cálculo será:

$$M_a = \frac{\sigma_a * l_b^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_a) * l_b}{2} * \left(\frac{2}{3} * l_b\right) = 7779,77 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_{da} = 1,6 * M_a = 1,6 * 7779,77 \text{ kg} * \text{cm} = 12447,63 \text{ kg} * \text{cm}$$

Cálculo de la armadura:

$$\mu_d = \frac{M_{da}}{d^2 * f_{cd}} = \frac{12447,63 \text{ kg} * \text{cm}}{(45\text{cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0,0439$$

$$ws = \mu d * (1 + \mu d) = 0.0439 * (1 + 0.0439) = 0.0458$$

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0458 * 230\text{cm} * 45\text{cm} * 140\text{ kg/cm}^2}{3652\text{ kg/cm}^2} = 19,275\text{cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:

$$f_{yk} = 4200\text{kg/cm}^2 \Rightarrow \omega_{min} = 0.0018$$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b * h = 0,0018 * 230\text{cm} * 45\text{cm} = 18,63\text{cm}^2$$

Como: $A_{smin} < A_s$ entonces el area de calculo será:

$$A_{s\ nec} = 19,275\text{cm}^2$$

Determinación del número de barras:

Para determinar el número de barras se considerara un diametro de $\emptyset = 12\text{ mm}$ con un area de $A_{s\ \phi 12} = 1,13\text{ cm}^2$, entonces el numero de barras serán:

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{s\ \phi 12}} = \frac{19,275\text{cm}^2}{1,13\text{cm}^2} = 17,05\text{ barras}$$

Usándose: 18 \emptyset 12 mm

Determinación del espaciamiento entre armaduras:

$$s = \frac{b - 2 * r}{\#fe} = \frac{230\text{cm} - 2 * 5\text{cm}}{18 - 1} = 12,22\text{ cm}$$

Debido a que la sección de la zapata es simétrica, de lados iguales, la disposición de la armadura será la misma tanto para el lado “a” como para el lado “b”.

Disposición final de la armadura:

Finalmente: se usa 18 ϕ 12mm a cada lado con una separación de 12.5 cm entre armaduras.

18 \emptyset 12 mm c/12,5 cm

Comentarios y conclusiones de los resultados:

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la zapata aislada son iguales a los del programa CYPECAD, el que dio como resultado lo siguiente:

P14	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 112.5 cm Ancho inicial Y: 115.0 cm Ancho final X: 117.5 cm Ancho final Y: 115.0 cm Ancho zapata X: 230.0 cm Ancho zapata Y: 230.0 cm Canto: 50.0 cm	X: 18Ø12mm c/12.5cm Y: 18Ø12mm c/12.5cm
-----	---	--

Representación gráfica de los resultados obtenidos para la zapata aislada

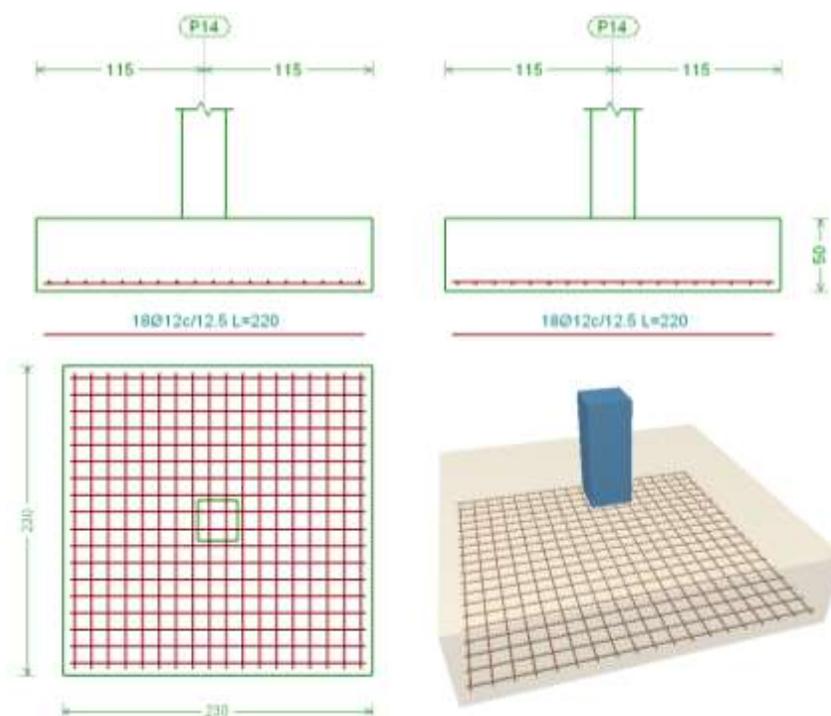


Figura 3.30: Disposición de armado de acero según paquete estructural.

3.10. Resultados del diseño de escaleras.

El núcleo y los datos de la escalera se muestran a continuación:

Escalera planta baja a primer piso

Geometría.-

- Ámbito: 2,65 m
- Huella: 0.270 m
- Contrahuella: 0.19 m
- Peldaño: Hormigonado con la losa
- Planta final: Primer Piso
- Planta inicial: Planta Baja
- Espesor: 0.20 m
- N° de escalones: 20
- Desnivel que salva: 3,8 m

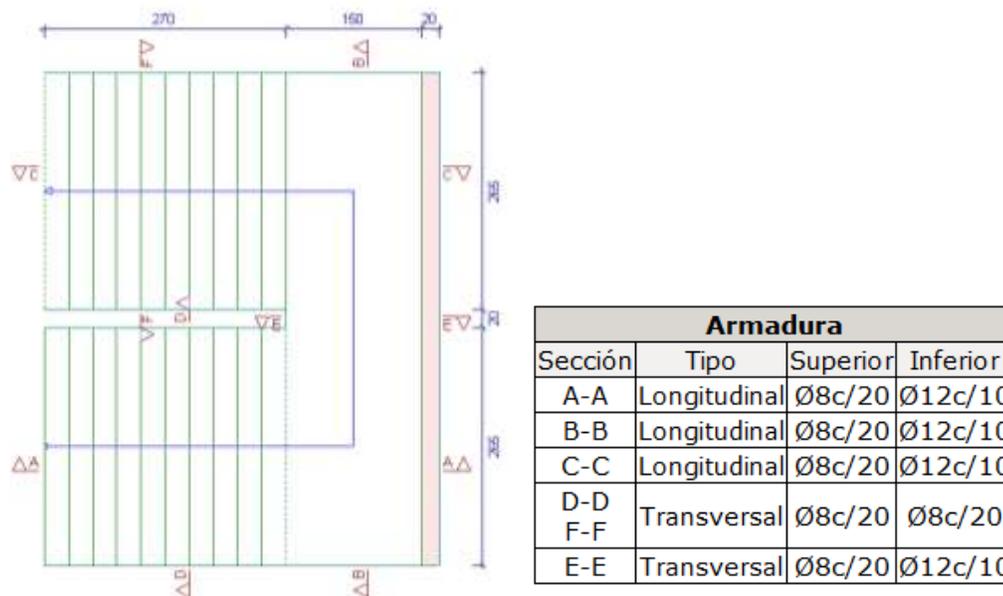


Figura 3.31: Núcleo y disposición de armado de acero escalera planta baja según paquete estructural.

3.10.1. Comprobación manual de escaleras.- Los datos generales de la escalera son los siguientes.

Datos:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$f_{ck} = 210,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yk} = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652 \text{ Kg/cm}^2$$

$L_1 = 2,700 \text{ m}$	Longitud horizontal de la rampla.
$L_2 = 1,500 \text{ m}$	Longitud del descanso.
$Z = 3,80 \text{ m}$	Desnivel a salvar.
$a = 2,650 \text{ m}$	Ancho de la rampa.
$t = 0,20 \text{ m}$	Espesor de la losa, medida perpendicularmente.
$r = 0,020 \text{ m}$	Recubrimiento de la armadura.
$h = 0,270 \text{ m}$	Huella.
$ch = 0,19 \text{ m}$	Contra huella.
$N = 20$	Numero de peldaños.

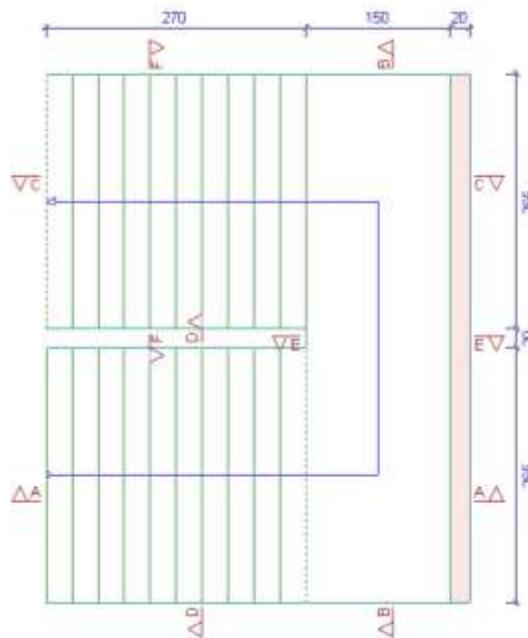


Figura 3.32: Vista en planta de la escalera.

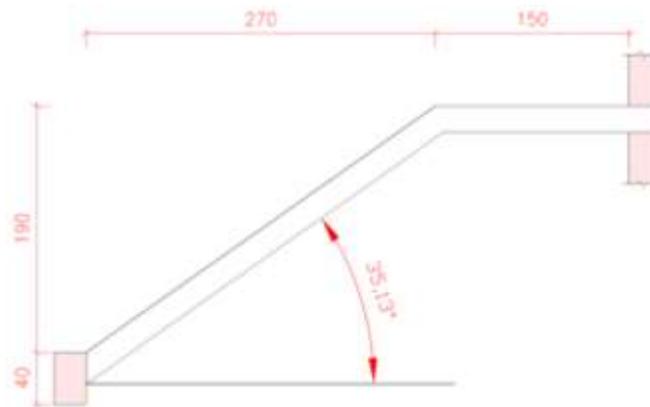


Figura 3.33: Características geométricas de la escalera

Debido a su inclinación y poca luz éstas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se les sobreponen los peldaños. Considerando sólo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor. El error cometido en esta suposición es mínimo y no afecta el diseño.

Determinación de las cargas de la escalera:

Cargas sobre la losa de la rampla:

$$A_{rampla} = 1,5 * 2,7 = 4,05 \text{ m}^2$$

$$q_{rampla} = \left(t + \frac{c_h}{2} \right) * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * a = \left(0,20\text{m} + \frac{0,19\text{m}}{2} \right) * 2400 \text{ kg/m}^3 * 2,65\text{m}$$

$$= 1876,20 \text{ kg/m}$$

$$q_{acabados} = 50 \text{ kg/m}^2 * 2,65\text{m} = 132,5 \text{ kg/m}$$

$$q_{barandillas} = 200 \text{ kg/m}$$

$$Carga Muerta total = q_{rampa} + q_{acabados} + q_{barandillas} = 2208,7 \text{ kg/m}$$

Cargas sobre la losa de descanso:

$$q_{descanso} = t * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * a = 0,20\text{m} * 2400 \text{ kg/m}^3 * 2,65\text{m} = 1272 \text{ kg/m}$$

$$q_{acabados} = 50 \text{ kg/m}^2 * 2,65\text{m} = 132,5 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga Muerta total} = q_{descanso} + q_{acabados} = 1404,5 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga.- La sobrecarga de uso se determina mediante el tipo de edificación y se obtiene del libro de A. Nilson tenemos 500 kg/m^2

$$\text{Sobrecarga} = q_{SC} * a = 500 \text{ kg/m}^2 * 2,65\text{m} = 1325 \text{ kg/m}$$

Consideraciones para la disposición de la armadura en la escalera.- Los momentos de empotramiento perfecto se presentan solo excepcionalmente, cuando la placa va unida a una pieza de gran rigidez.

Cuando el empotramiento es elástico en piezas de rigidez reducida (es decir, cuando las piezas que llegan al nudo tienen rigideces parejas y, por tanto, se tiene un nudo rígido ni apoyado ni empotrado), no es en general necesario tomar la envolvente de los esfuerzos correspondientes a los dos casos extremos de empotramiento y simple apoyo (salvo si se quiere evitar a toda costa la fisuración). Pueden tomarse, el momento de empotramiento y el de vano iguales en valor absoluto, e iguales a la semisuma de los proporcionados por el cálculo para el caso de empotramiento perfecto, lo cual resulta especialmente adecuado si el armado se hace con mallas electrosoldadas. Si el empotramiento se realiza en una viga, se recomienda colocar armaduras negativas para resistir los momentos perfectos en la situación de servicio; pero al calcular las armaduras de vanos, en la situación de agotamiento, debe suponerse que la viga es un apoyo simple, ya que al fisurarse, disminuirá su rigidez torsional de forma decisiva.

Y para el cálculo de la armadura principal se calculara como en una viga. Transversalmente se dispondrá de una armadura de reparto, cuya cuantía no será inferior al 20% de la principal en los 3/5 centrales de la luz.

Aplicando estas consideraciones, la escalera puede ser diseñada como se indica a continuación:

- a) **Para la armadura de vano.-** Supuesta como un apoyo simple y con las cargas ponderadas, se tiene que:

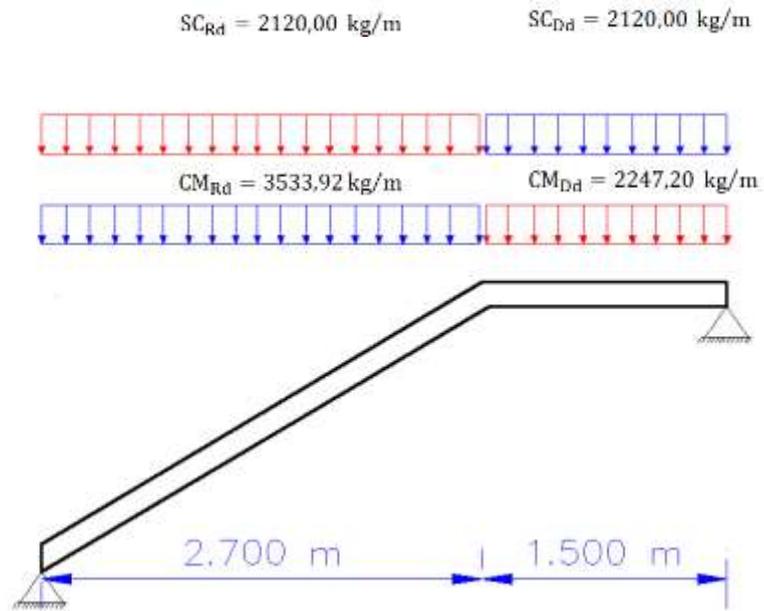


Figura 3.34: Consideración de la escalera para el cálculo de la armadura principal.

Que por razones de cálculo podrá considerarse como una losa plana:

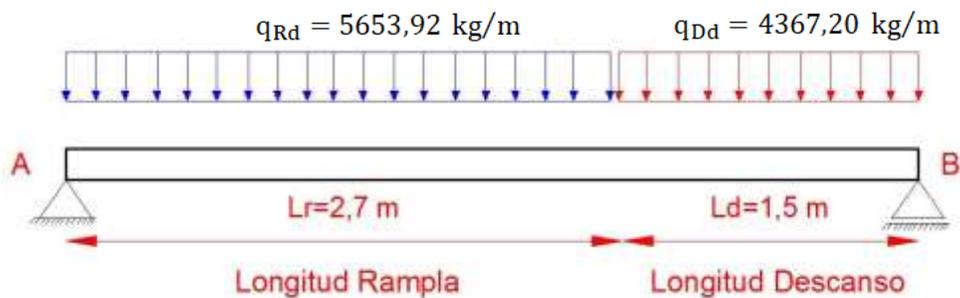


Figura 3.35: Como una losa plana, apoyo simple.

Resolviendo se tiene que:

$$R_A = 11528,56 \text{ kg.}$$

$$R_B = 10287,81 \text{ kg.}$$

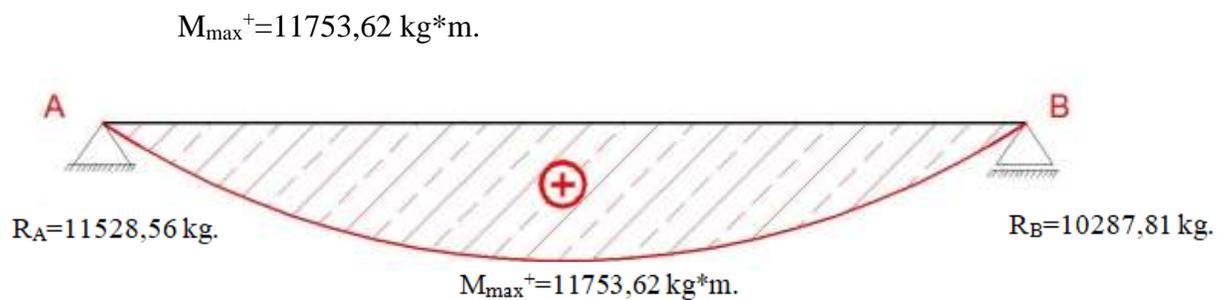


Figura 3.36: Diagrama de momentos de la escalera, como losa plana.

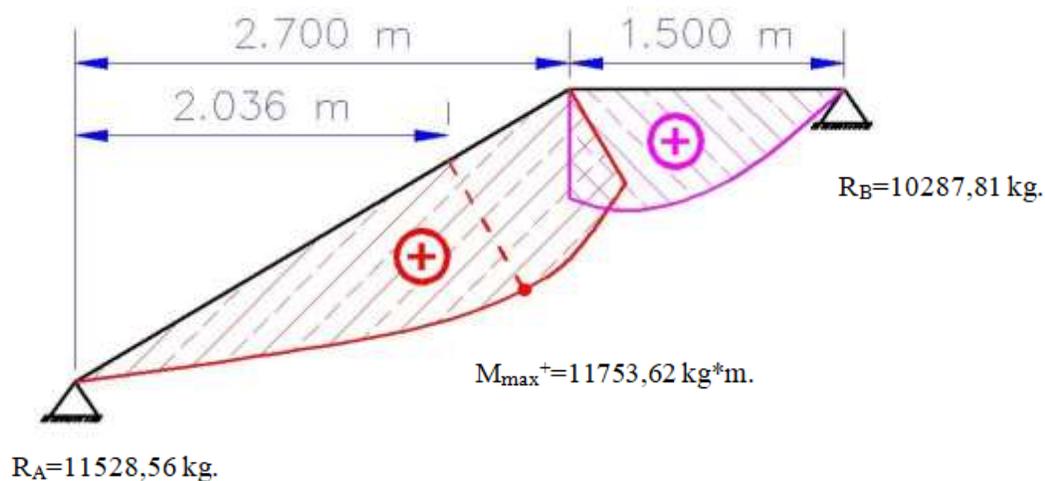


Figura 3.37: Diagrama de momentos de la escalera, esquema real.

- b) **Para la armadura negativa.-** Supuesta como un apoyo empotrado y con las cargas de servicio:

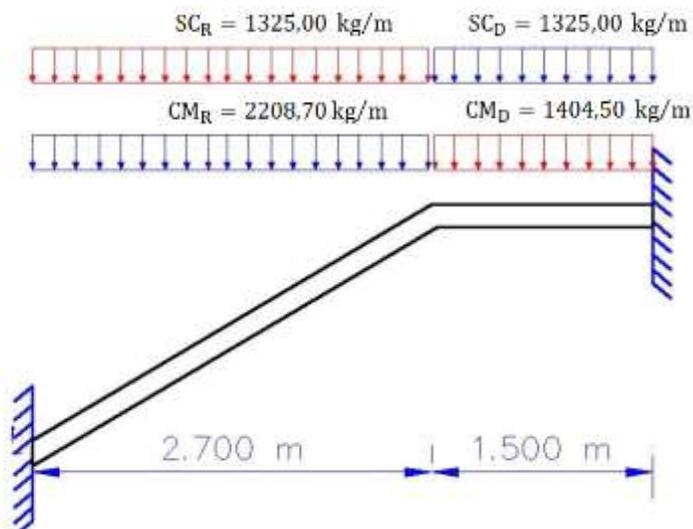


Figura 3.38: Consideración de la escalera para el cálculo de la armadura negativa.

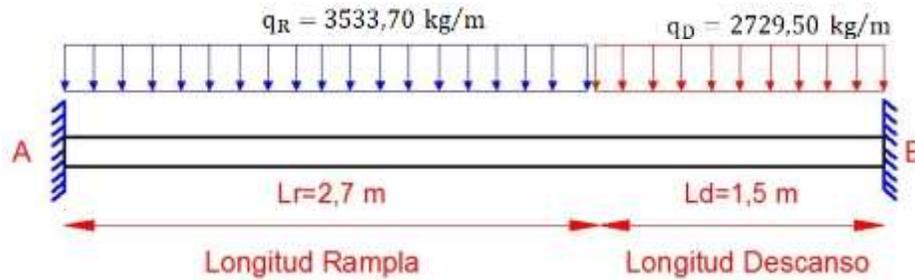


Figura 3.39: Como una losa plana, apoyo empotrado.

Resolviendo se tiene que,

$$R_A = 7292,38 \text{ kg}$$

$$R_B = 6340,86 \text{ kg}$$

$$M_A = 5036,83 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 4662,94 \text{ kg} \cdot \text{m}$$



Figura 3.40 Diagrama de momentos de la escalera, como losa plana empotrada.

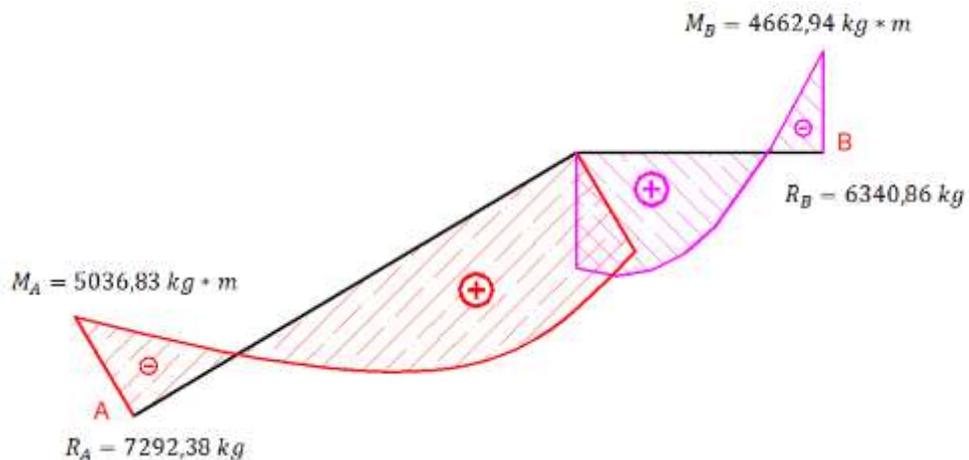


Figura 3.41: Diagrama de momentos de la escalera, esquema real empotrada.

Con todas las consideraciones antes mencionadas se procede a determinar la armadura de la escalera.

Determinación de la armadura longitudinal positiva.- Datos iniciales:

$M_d = 11753,62 \text{ kg} * \text{m}$ Momento de cálculo, en agotamiento.

$\omega_{min} = 0,0018$ Cuantía mínima para losas.

$b_w = a = 2,65 \text{ m}$ Ancho de rampa.

$t = 0,20 \text{ m}$ Espesor de la losa.

$r = 0,03 \text{ m}$ Recubrimiento de armadura.

$d = 0,17 \text{ m}$ Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} = \frac{11753,62 \text{ kg} * \text{m}}{(0,17 \text{ m})^2 * 2,65 \text{ m} * 1400000 \text{ kg}/\text{m}^2} = 0,1096$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción se entra con $\mu_d = 0,1096$ tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,1185$, y la armadura necesaria será:

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,1185 * 265 \text{ cm} * 17 \text{ cm} * 140 \text{ kg}/\text{cm}^2}{3652 \text{ kg}/\text{cm}^2} = 20,465 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s \text{ min}}$):

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} * b_w * h = 0,0018 * 265 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 9,54 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \text{ min}}$ entonces el area de calculo será:

$$A_s = 20,465 \text{ cm}^2$$

Para determinar el numero de barras se considerara un diametro de $\emptyset = 12 \text{ mm}$ con un area de $A_{s \phi 12} = 1,13 \text{ cm}^2$, entonces el numero de barras serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 12}} = \frac{20,465 \text{ cm}^2}{1,13 \text{ cm}^2} = 18,11 = 19$$

Con un area total de:

$$A_s = 19 * 1,13 = 21,47 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$21,47 \text{ cm}^2 > 20,465 \text{ cm}^2 \quad \text{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto se utilizara: 19 \emptyset 12 mm

Cálculo de la armadura longitudinal negativa.- Datos iniciales:

$M_k = 5036,81 \text{ kg} * \text{m}$	Momento característico de diseño, en servicio.
$\omega_{min} = 0,0018$	Cuantía mínima para losas.
$b_w = a = 2,65 \text{ m}$	Ancho de rampa.
$t = 0,20 \text{ m}$	Espesor de losa perpendicularmente.
$r = 0,03 \text{ m}$	Recubrimiento de armadura.
$d = 0,17 \text{ m}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} = \frac{5036,81 \text{ kg} * \text{m}}{(0,17 \text{ m})^2 * 2,65 \text{ m} * 1400000 \text{ kg}/\text{m}^2} = 0,047$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción se entra con $\mu_d = 0,047$ tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,049$, la armadura necesaria es:

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,049 * 265 \text{ cm} * 17 \text{ cm} * 140 \text{ kg}/\text{cm}^2}{3652 \text{ kg}/\text{cm}^2} = 9,54 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s \text{ min}}$):

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} * b_w * h = 0,0018 * 265 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 9,54 \text{ cm}^2$$

Como: $A_{s \text{ min}} > A_s$ entonces el área de calculo será:

$$A_s = 9,54 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerara un diámetro de $\emptyset = 8$ mm con un área de $A_{s \phi 8} = 0,50 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 8}} = \frac{9,54 \text{ cm}^2}{0,50 \text{ cm}^2} = 19,08 = 20$$

Con un área total de:

$$A_s = 20 * 0,50 \text{ cm}^2 = 10 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$10 \text{ cm}^2 > 9,54 \text{ cm}^2 \quad \textit{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto se utilizara: 20 \emptyset 8 mm

Cálculo de la armadura de reparto.- Esta cuantía no será inferior al 20% de la armadura principal, por lo que se tiene lo siguiente:

La armadura longitudinal principal positiva es:

$$A_s = 22,6 \text{ cm}^2$$

Considerando el 20% se tiene:

$$A_s = 0.2 * 22,6 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del número de barras por metro, se considerara un diámetro de $\emptyset = 8$ mm con un área de $A_{s \phi 8} = 0,50 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 8}} = \frac{4,52 \text{ cm}^2}{0,50 \text{ cm}^2} = 9,04 = 10 \text{ barras}$$

Con un área total de:

$$A_s = 10 * 0,50 \text{ cm}^2 = 5,00 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$5,00 \text{ cm}^2 > 4,52 \text{ cm}^2 \quad \textit{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto se utilizara: 10 ϕ 8 mm

Representación gráfica de la disposición de armaduras para la escalera:

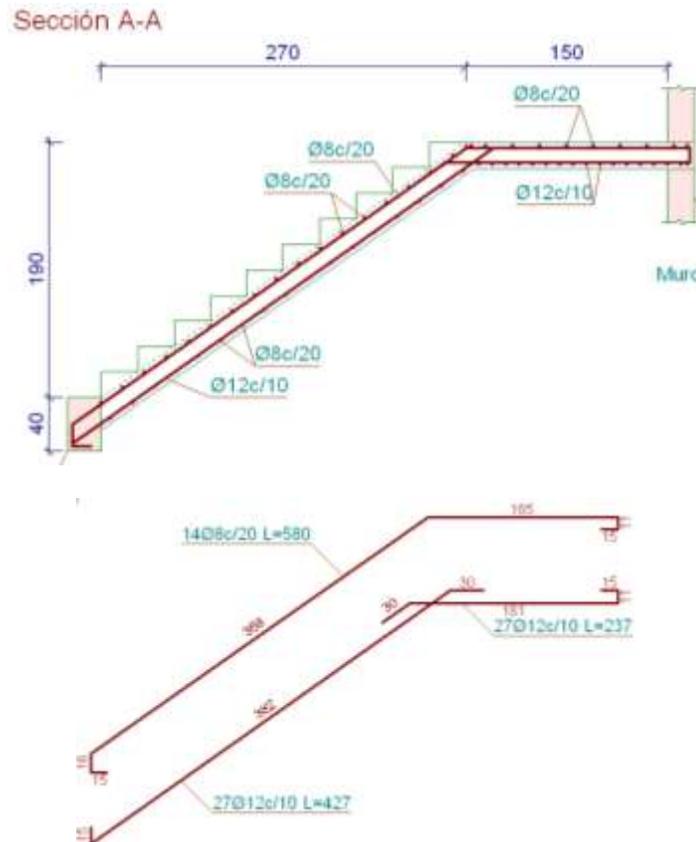


Figura 3.42 Representación gráfica de la escalera.

3.11. Resumen de cálculos métricos y precios unitarios.

El presupuesto general del proyecto toma en cuenta los ítems más importantes y significativos, en los precios unitarios del proyecto se incluye el costo de la mano de obra, materiales, herramienta, equipos, cargas sociales, gastos generales, administrativos, impuestos y utilidades.

Los parámetros tomados en cuenta para el presente proyecto se mencionan a continuación:

PARÁMETROS

CARGAS SOCIALES	55,00%
IVA	14,94%
IT	3,09%
HERRAMIENTAS MENORES	5,00%
GASTOS GENERALES	10,00%
UTILIDAD	8,00%

En el siguiente cuadro se muestra un resumen de los cálculos métricos, precios unitarios de todas las actividades que forman parte del presupuesto general.

N°	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	INSTALACION DE FAENAS	glb	1,00	9.414,74	9.414,74
2	LETRERO DE OBRA CON ESTRUCTURA METALICA +BANNER	pza	1,00	2.760,99	2.760,99
3	REPLANTEO Y TRAZADO DE SUPERFICIE	m ²	1.315,00	5,94	7.811,10
4	EXCAVACIÓN MANUAL EN TERRENO COMÚN	m ³	693,89	137,80	95.618,04
5	ZAPATAS DE H° A°	m ³	125,25	3.311,42	414.755,35
6	COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO	m ³	95,95	4.807,49	461.278,67
7	VIGA DE ENCADENADO DE H° A°	m ³	46,08	4.142,03	190.864,74
8	VIGA DE HORMIGÓN ARMADO	m ³	262,27	4.745,42	1.244.581,30
9	LOSA ALIVIANADA CON VIGUETAS PRETENSADAS (H=20CM)	m ²	2.534,48	569,68	1.443.842,57
10	LOSA LLENA DE HoAo	m ³	34,03	4.387,55	149.308,33
11	MURO DE LADRILLO 6H (E=0.18 M)	m ²	730,71	195,53	142.875,73
12	MURO DE LADRILLO 6H (E=0.12 M)	m ²	1.855,26	150,48	279.179,52
13	ESCALERA DE HORMIGÓN ARMADO	m ³	13,46	4.683,88	63.045,02
14	EMPEDRADO Y CONTRAPISO DE HORMIGON	m ²	1.180,96	178,23	210.482,50
15	CUBIERTA CON EST. METALICA PERFIL C	m ²	930,40	193,03	179.595,11
16	CIELO FALSO CON ENTRAMADO METÁLICO	m ²	803,18	199,83	160.499,46
17	CIELO RASO BAJO LOSA	m ²	2.469,51	178,99	442.017,59
18	REVOQUE EXTERIOR CAL-CEMENTO	m ²	2.052,00	140,62	288.552,24
19	REVOQUE INTERIOR CAL - CEMENTO	m ²	3.847,24	132,94	511.452,09
20	CONTRAPISO DE CEMENTO SOBRE LOSA E= 2 CM	m ²	3.760,98	103,68	389.938,41
21	PISO DE CERAMICA NACIONAL (IND. NACIONAL)	m ²	3.760,98	234,37	881.460,88
22	ZÓCALO CERAMICO	m	1.775,21	56,59	100.459,13
23	PINTURA INTERIOR LATEX	m ²	5.406,68	47,85	258.709,64
24	PINTURA EXTERIOR LATEX	m ²	2.660,78	48,25	128.382,64
25	VENTANAS DE ALUMINIO	m ²	954,27	425,65	406.185,03
26	PUERTA INTERIOR MADERA CEDRO 1,5*2,1 m.	pza	12,00	2.286,56	27.438,72
27	PUERTA INTERIOR MOLDEADA 0,9x2,1 m.	pza	2,00	1.599,74	3.199,48
28	PROV Y COLOC BARANDA MET. C/PASAMANOS H=0.90 + PIN	m	16,50	574,64	9.481,56
29	LIMPIEZA GENERAL DE LA OBRA	m ²	1.200,00	6,41	7.692,00
30	RETIRO DE ESCOMBROS C/CARGUIO	m ³	663,33	54,57	36.197,92
	Total presupuesto:				8.547.080,50
Son: Ocho Millon(es) Quinientos Cuarenta y Siete Mil Ochenta con 50/100 Bolivianos					

Tabla 3.12: Cómputos métricos y presupuesto de la obra.

El área de construcción del proyecto es de **3941,28 m²** por lo tanto el costo de obra por metro cuadrado de construcción es de **2168,61 Bs/m²**.

3.12. Cronograma de ejecución de obra.-

A continuación se presenta un listado de las actividades con sus respectivas duraciones expresadas en días.

N°	Actividad	Duración (días)
1	INSTALACION DE FAENAS	6
2	LETRERO DE OBRA CON ESTRUCTURA METALICA +BANNER	1
3	REPLANTEO Y TRAZADO DE SUPERFICIE	3
4	EXCAVACIÓN MANUAL EN TERRENO COMÚN	30
5	ZAPATAS DE H° A°	34
6	COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO	28
7	VIGA DE ENCADENADO DE H° A°	19
8	VIGA DE HORMIGÓN ARMADO	80
9	LOSA ALIVIANADA CON VIGUETAS PRETENSADAS (H=20CM)	48
10	LOSA LLENA DE HoAo	10
11	MURO DE LADRILLO 6H (E=0.18 M)	26
12	MURO DE LADRILLO 6H (E=0.12 M)	58
13	ESCALERA DE HORMIGÓN ARMADO	14
14	EMPEDRADO Y CONTRAPISO DE HORMIGON	32
15	CUBIERTA CON EST. METALICA PERFIL C	23
16	CIELO FALSO CON ENTRAMADO METÁLICO	26
17	CIELO RASO BAJO LOSA	88
18	REVOQUE EXTERIOR CAL-CEMENTO	48
19	REVOQUE INTERIOR CAL - CEMENTO	84
20	CONTRAPISO DE CEMENTO SOBRE LOSA E= 2 CM	49
21	PISO DE CERAMICA NACIONAL (IND. NACIONAL)	82
22	ZÓCALO CERAMICO	27
23	PINTURA INTERIOR LATEX	61
24	PINTURA EXTERIOR LATEX	42
25	VENTANAS DE ALUMINIO	50
26	PUERTA INTERIOR MADERA CEDRO 1,5*2,1 m.	15
27	PUERTA INTERIOR MOLDEADA 0,9x2,1 m.	2
28	PROV Y COLOC BARANDA MET. C/PASAMANOS H=0.90 + PIN	4
29	LIMPIEZA GENERAL DE LA OBRA	10
30	RETIRO DE ESCOMBROS C/CARGUIO	19

Tabla 3.13: Duración de actividades.

De acuerdo a una secuencia lógica de desarrollo de las actividades se determina el plazo de ejecución de la obra, teniendo un plazo de construcción estimado de 438 días calendario y 376 días laborables.

Para mayor detalle la representación gráfica del cronograma de actividades en forma de barras diagrama de Gantt se presenta en anexos ver (**Anexo A-8**).

CAPÍTULO IV

4. APORTE ACADÉMICO (AISLAMIENTO ACÚSTICO DE IMPACTO PARA FORJADOS O ENTREPISOS)

4.1. Introducción

El ruido de impacto es de carácter impulsivo y se genera como consecuencia de golpes sobre muros, columnas, vigas o demás elementos sólidos de una edificación.

El medio directo de propagación del ruido impacto es la estructura de las edificaciones (placas, columnas, vigas y muros).

Mientras que el ruido aéreo producido en un recinto, afecta a los recintos colindantes, el ruido de impacto puede llegar a molestar a toda una edificación, ya que la energía comunicada a través de la estructura se transmite rápida, y eficazmente a todo elemento en contacto con ésta (la velocidad del sonido en sólidos es hasta 20 veces más rápida que en el aire).

Algunos casos típicos de ruido impacto son: Taconeo, chillido al trasladar mobiliario, pisadas de zapatos, caída de elementos como monedas y llaves, desplazamiento de mascotas, entre otros.



Figura 4.1: Representación gráfica de impacto debido al taconeo hacia el ambiente inferior.

4.2. Definición

Aislamiento acústico, referido al fenómeno de transmisión de energía acústica: la cantidad de sonido que entra o sale, por ejemplo de un dormitorio o salón de eventos.

Dicha cantidad de sonido está definida por los materiales que componen no solamente los muros, sino también el techo, las puertas, ventanas, ductos de ventilación, ductos sanitarios y otros. El aislamiento está referido al ruido aéreo (música, voces) y al ruido de impacto (pisadas, caída de objetos).

4.3. Soluciones al problema

Hoy en día existen varias empresas con diferentes productos de alta calidad para este problema el cual se citan a continuación unas cuantas las cuales se pueden conseguir en nuestro medio o se pueden importar de un país vecino:

4.3.1. Empresa Isover.- Isover es el primer productor mundial de materiales aislantes térmicos, acústicos y protección contra fuego. Posee un centro de investigaciones en Rantigny (Francia) con más de 200 investigadores para cumplir el ciclo de mejoramiento continuo.

Esta empresa también tiene sucursal en el país de Argentina el cual se podría obtener con facilidad debido a que es un país vecino.



Figura 4.2: Productos que ofrece Isover.

Productos que ofrece Isover para el aislamiento acústico de impacto:

4.3.1.1. Panel PF.- Panel rígido de lana de vidrio ISOVER de alta densidad y resistencia mecánica. Viene en dos presentaciones Panel PF 80 y PF100, éstas dependerán de la carga del contrapiso y función del local.



Figura 4.3: Fotografía del producto Panel PF.

a. Aplicación.- Aislamiento acústico a ruidos de impacto en pisos. Se lo instala entre la losa y un contrapiso flotante, interponiendo entre el panel PF y el contrapiso un polietileno. En caso de construcciones industrializadas se reemplaza el

contrapiso por dos capas de fenólicos machimbrados y trabados.

b. Reacción al fuego.- INCOMBUSTIBLE, RE1 según norma IRAM 11910, M0 según norma UNE 23727.

c. Densidad de óptica de humos.- Nivel 1 no emite humos oscuros ni chorrea partículas encendidas.

d. Rigidez dinámica.-

Producto		Panel PF 80			Panel PF 100
Espesor (mm)		12	20	25	25
Rigidez dinámica (N/m ³)	s' t	5 x 10 ⁶	5 x 10 ⁶	4 x 10 ⁶	6 x 10 ⁶
	s'	14 x 10 ⁶	10 x 10 ⁶	9 x 10 ⁶	11 x 10 ⁶

s' t: rigidez dinámica del material / s': rigidez dinámica del material más el aire.

e. Resistencia a la compresión.-

PF 80

Carga (kg/m²) 100: aplastamiento del espesor bajo cargas - 5.1%

Carga (kg/m²) 200: aplastamiento del espesor bajo cargas - 7.5%

Carga (kg/m²) 400: aplastamiento del espesor bajo cargas - 10%

PF 100

Carga (kg/m²) 100: aplastamiento del espesor bajo cargas - 2.4%

Carga (kg/m²) 200: aplastamiento del espesor bajo cargas - 4%

Carga (kg/m²) 400: aplastamiento del espesor bajo cargas - 7%

f. Aislamiento acústico a ruidos de impacto.-

Composición del piso	Producto	Espesor (mm)	Δ NW (dB)
 15 mm 70 mm e = PF 120 mm	Panel PF 80	12	30
		20	33
		25	36
	Panel PF 100	25	34

g. Resistencia térmica.-

Producto	Dimensiones			Resistencia térmica		
	espesor	ancho	largo	m ² h °C/Kcal	m ² K/W	Pie h °F f/BTU
	mm	m	m			
Panel PF 80	12	1.2	1.2	0.5	0.4	2.2
	20			0.7	0.6	3.5
	25			0.9	0.8	4.4
Panel PF 100	25	1.2	1.2	0.9	0.8	4.4

h. Coeficiente de absorción acústica.-

PF 80 espesor 25mm NRC: 0.70

PF 100 espesor 25mm NRC: 0.70

i. Sustentabilidad.-

La utilización de las lanas de vidrio hacen sustentables las construcciones. Mejora y disminuye sensiblemente los consumos de calefacción y refrigeración dado que se minimizan las pérdidas de energía y las emisiones de CO₂. Ahorro de energía >66% en facturas de gas y electricidad. En la fabricación de las lanas de vidrio se utiliza un 70% de vidrio reciclado.

j. Propiedades del Panel PF.-

Excelente aislante acústico a ruidos de impacto y fonoabsorbente.

Alta resistencia mecánica. Bajo coeficiente de conductividad. Coeficiente constante. Contribuye al ahorro energético. Mantiene la temperatura constante en el interior, más fresca en verano y más cálida en invierno Seguridad frente al fuego. Dada la instalación la aislación es continua eliminando puentes térmicos y acústicos. Fácil de cortar e instalar. No es corrosiva. Producto sustentable. Su utilización hace sustentable los espacios habitables Mantiene sus propiedades a través del tiempo. Resistente a los productos químicos. No resulta comestible para los insectos.

4.3.1.2. Acustiver R.- El Acustiver R es un fieltro de lana de vidrio Hidrorepelente ISOVER revestido en una de sus caras con velo de vidrio reforzado.



Figura 4.4: Fotografía del producto Acustiver R.

- a. Aplicación.-* Aislamiento acústico y térmico, diseñado para sistemas en seco.
- b. Reacción al fuego.-* INCOMBUSTIBLE, RE1 según norma IRAM 11910, M0 según norma UNE 23727.
- c. Densidad de óptica de humos.-* NIVEL 1 No emite humos oscuros ni chorrea partículas encendidas.
- d. Resistencia al fuego.-* Según geometría y tipo de paramento varía la resistencia al fuego. El relleno de lana de vidrio aumenta la resistencia, es decir contribuye al incremento del tiempo de exposición al fuego.
- e. Aislamiento acústico a ruidos de aéreos.-*

Aislamiento acústico a ruidos aéreos								
Tipos de Tabiques Divisorios								
Acustiver R (mm)	Sin aislación	50	70	70	70	90	70	70
Rw (dB)	38	44	45	49	49	51	53	54
Ensayos: Laboratorio CINAC • INTI Norma IRAM 4063								

Aislamiento acústico a ruidos aéreos							
Tipos de Tabiques Divisorios							
Acustiver R (mm)	50+50	100	70+70	70+50 CA + 70	70+50 CA + 70 **	70+50 CA + 70 **	70+150+70
Rw (dB)	54	55	59	61	63	65	74
Ensayos: Laboratorio CINAC • INTI Norma IRAM 4063 ** Acustiver F							

f. Resistencia térmica.-

Producto	Dimensiones			Resistencia térmica		
	espesor mm	ancho m	largo m	m ² h °C/Kcal	m ² K/W	Pie h °F /BTU
Acustiver R	50	0.40	18.2	1.4	1.2	6.8
	70	0.48	13	1.9	1.7	9.5
	100	0.60	7.9	2.6	2.4	13.5
	150	0.60	9.2	4.2	3.6	20.1

g. Coeficiente de absorción acústica.-

Acustiver R 50mm NRC: 0.71

Acustiver R 70mm NRC: 0.83

Acustiver R 100mm NRC: 0.85

h. Sustentabilidad.-

La utilización de las lanas de vidrio hacen sustentables las construcciones. Mejora y disminuye sensiblemente los consumos de calefacción y refrigeración dado que se minimizan las pérdidas de energía y las emisiones de CO₂. Ahorro de energía >66% en facturas de gas y electricidad. En la fabricación de las lanas de vidrio se utiliza un 70% de vidrio reciclado. No se requiere energía para su instalación.

i. Propiedades del acustiver R.-

Rapidez de instalación dado que es un producto cortado a los anchos típicos entre montantes. Al estar revestido con un velo de vidrio reforzado en una de las caras, no es necesario elementos de sujeción ya que ocupa la distancia entre perfiles

y los hilos de refuerzo impiden el deslizamiento vertical. Alta absorción acústica dado su gran elasticidad. El acustiver R es un “resorte “por excelencia, siendo necesario en el sistema masa – resorte – masa, aumentando el aislamiento acústico. La gran elasticidad permite una aislación continua, adaptándose a las formas, cubriendo los espacios difíciles de rellenar, permitiendo el paso de instalaciones. Fácil de cortar e instalar. No se necesita tiempo de

Espera para emplacado. Excelente aislante acústico y fonoabsorbente. El velo de vidrio le ofrece una mayor resistencia a la tracción longitudinal, mejor terminación y suavidad. Bajo coeficiente de conductividad. Coeficiente constante. Contribuye al ahorro energético. Mantiene la temperatura constante en el interior, más fresca en verano y más cálida en invierno. Seguridad frente al fuego. Se adapta a las distintas irregularidades de las estructuras. No es corrosiva. Producto sustentable. Su utilización hace sustentable los espacios habitables. Por su compresibilidad permite reducir costos de transporte, almacenamiento y las emisiones de CO₂. Reduce las emisiones de CO₂. Inalterable a los agentes externos. Mantiene sus propiedades a través del tiempo. Resistente a los productos químicos. No resulta comestible para los insectos.

4.3.2. Danosa.- Danosa se constituyó en 1964 con la filosofía de fabricar productos y ofrecer soluciones innovadoras para mejorar la calidad de vida. Más de 500 millones de m² de materiales fabricados y distribuidos y una presencia consolidada en los cinco continentes avalan nuestro compromiso adquirido hace más de cuarenta años con la calidad y el servicio. Nuestros productos y soluciones responden a las exigencias del nuevo Código Técnico de la Edificación (C.T.E.). La mejor garantía de

ello son las certificaciones: marcado CE, ER de BUREAU VERITAS, IQ-Net, los “Avis Techniques” del C.S.T.B. francés y los “Documentos de Homologação” del L.N.E.C. Portugués.



Figura 4.5: Productos Danosa: Impermeabilización, aislamiento, drenajes, geotextiles, claraboyas.

Producto que ofrece Danosa para el aislamiento acústico de impacto:

4.3.2.1. Impactodan.- Sistema compuesto por una lámina flexible de polietileno químicamente reticulado de celda cerrada que genera una estructura interna elástica. Acústicamente funciona como amortiguador aplicado entre la losa y el contrapiso, logrando reducir en 20dB el ruido de impactos del vecino superior, eliminando la molestia del vecino inferior.



Figura 4.6: Lamina flexible Impactodan.

a. Aplicación:

- Departamentos.
- Hoteles.
- Oficinas.
- Casas.
- Clínicas.

b. Características técnicas:

Nombre Comercial	Espesor (mm)	Densidad (kg/m ³)	Trabajo de histéresis (Nm)	Deformación permanente 24 h - 50% comp.	Rigidez dinámica (MN/m ²)	Resistencia compresión (Kpa)	ΔLw
IMPACTODAN	5	> 25	> 1,9	< 35 %	90	> 20	20 dB ^[1]
	10				80		27 dB ^[2]
DESOLIDARIZADOR DE MUROS	10			/	/		/
DESOLIDARIZADOR PERIMETRAL	3			/	<100		/
CINTA DE SOLAPE	3	/	/	/	/		

c. Ventajas:

- Cumple con el nuevo Código Técnico de la Edificación.
- Posee D.I.T. con el nº 439A de ensayos “in situ” $L'_{nT,w} < 60$ dB y $D_{nTA} > 50$ dBA.
- Instalación muy económica, fácil y eficaz.
- Resistencia química y térmica óptima.

- Al tener las celdas estructurales (no ocluyendo aire en su interior), le otorga una estabilidad de sus propiedades en el tiempo, aun sometido a carga y fatiga.
- Resistencia a la humedad y a la difusión de vapor.
- Excelente flexibilidad para resolver los encuentros de paramentos verticales e instalaciones.
- Gran eficacia con muy poco espesor.
- Por su estabilidad los morteros no necesitan armadura (dosificación 1:5).

Todas estas ventajas hacen del IMPACTODAN un sistema imprescindible en las memorias de calidades.

4.3.3. ROCKWOOL.- Significa "lana de roca". Claridad, sencillez. Esto es lo que hace que esta empresa destaque sobre las demás.

ROCKWOOL PENINSULAR es la filial española de ROCKWOOL GROUP, primer fabricante mundial y líder en la fabricación de productos de lana de roca volcánica, productos aplicados como aislamiento térmico contra frío y calor, acústico y de protección contra el fuego en los sectores de edificación e industria.

ROCKWOOL PENINSULAR, desde sus inicios en España en el año 1989, consolidada como organización local en 1991, ha ido creciendo hasta la inauguración de una fábrica propia de productos ROCKWOOL en Navarra, un proyecto de más de 70 millones de euros y con más de 200 trabajadores.

El Grupo ROCKWOOL nació hace setenta y cinco años en Dinamarca, dedicándose exclusivamente a la fabricación de lana de roca. La sede social del grupo sigue encontrándose, fiel a sus orígenes, en Hedehusene, cerca de Copenhague, donde comenzó la producción. Desde entonces, ROCKWOOL se ha impuesto como primer fabricante mundial de lana de roca. Esta adecuación entre el producto y la empresa refleja con toda

fidelidad el espíritu que comparten los 10.000 empleados con que cuenta actualmente ROCKWOOL en más de 30 países.

PRESENCIA EN TODO EL MUNDO

El Grupo ROCKWOOL opera 25 fábricas en Europa, América y Asia y tiene una red mundial de oficinas, distribuidores y socios, asegurando que los productos de lana de roca lleguen a todas las partes del mundo.



Figura 4.7: Productos que ofrece Rockwool.

Producto que ofrece ROCKWOOOL para el aislamiento acústico de impacto:

4.3.3.1. **Rocksol-E 501.-** Panel rígido de lana de roca revestido.



Figura 4.8: Producto panel rígido Rocksol E-501.

a. Aplicaciones.- Aislamiento térmico y acústico, a ruido de impacto, en particiones interiores horizontales y forjados en contacto con el terreno y con espacios no habitables. Aislamiento térmico y acústico en bañeras.

b. Características técnicas.-

Densidad nominal 90 kg/m³.

Conductividad térmica 0.041 W (m.k) Según norma UNE-EN 12667.

Resistencia térmica.

Espesor en mm	20	30	40
R(m ² K/W)	0,45	0,73	0,95

Calor específico 0.84 Kj/Kg K a 20°C.

Comportamiento al agua Los productos de lana de roca no retienen el agua y poseen una estructura no capilar.

Resistencia al paso del vapor de agua Similar al del aire $\mu \pm 1.3$ Por ser estructura abierta, la lana de roca ofrece una fuerte permeabilidad al vapor de agua y no se altera por eventuales condensaciones en la estructura del edificio.

Reacción al fuego Euroclase: A1 Según norma UNE-EN 13501.1

Aislamiento acústico La lana de roca ROCKWOOL gracias a su disposición multidireccional aporta a los elementos constructivos una notable capacidad de aumentar el nivel de aislamiento acústico.

Ruido de impacto

Rigidez dinámica:		
Esp. 20 mm	13.83 MN/m ³	a 29.2 Hz
Esp. 25 mm	11.19 MN/m ³	a 26.8 Hz
Esp. 30 mm	08.25 MN/m ³	a 22.0 Hz
Según norma ISO TC 43 N-359		

Características Químicas La lana de roca ROCKWOOL es químicamente inerte y no puede causar o favorecer la aparición de una corrosión de materiales. Es indeformable con el paso de los años. No favorece el desarrollo bacteriano.

c. Ventajas.-

- Facilidad y rapidez de instalación.

- Seguridad en caso de incendio.
- Mejora notoria del aislamiento acústico, tanto a ruido aéreo como a ruido de impacto.
- No hidrófilo ni higroscópico.
- Químicamente inerte.
- Libre de CFC y HCFC, respetuoso con el medio ambiente.
- Buen aislamiento térmico.

4.3.4. ISOLANT S.A.- Es una moderna empresa que fabrica láminas y tubos de espuma termoplástica.

Su nueva planta fabril, ubicada en el Parque Industrial Pilar, Provincia de Buenos Aires, es una clara muestra de su continuo crecimiento.

La espuma ISOLANT se fabrica con el más avanzado proceso de espumado que no produce ningún tipo de riesgo para el medio ambiente.

Además, desde el año 2006 ISOLANT fabrica sus productos bajo el certificado de Aseguramiento de la Calidad Total de la norma ISO 9001:2000. Esto significa un compromiso permanente con la calidad de los productos, en busca de la mejora continua y la satisfacción de los clientes.

ISOLANT S.A. fabrica y distribuye sus productos tanto a nivel nacional como internacional, exportando a países como EEUU, Brasil, Paraguay, Uruguay, Bolivia, Chile, Venezuela y Costa Rica.



Figura 4.9: Productos que ofrece Isolant.

4.3.4.1. Contrapiso Acoustic.- El contrapiso Acoustic es una membrana bicapa de impacto para entrepisos. Gracias a su solape de 5 cm evita la formación de puentes acústicos.



● Presentación:
1x20m
● Espesor: 5mm

Figura 4.10: Producto membrana Contrapiso Acoustic.

a. Aplicación:

- Entre la losa estructural y contrapiso, dejando una franja de 5 cm y 10 cm ascendente sobre la pared.
- Este producto es aplicado en departamentos, hoteles, oficinas centros educativos y toda estructura el cual requiera de un aislante acústico de impacto.

b. Función:

- Aislante acústico.
- Aislante térmico.
- Impermeable y barrera de vapor.

c. Características y beneficios:

- Reduce el ruido de taconeo en los entrepisos.
- Impermeable al agua y al vapor.
- Reduce la pérdida de calor en el ambiente en invierno.

- Solape de 5 cm que evita puentes acústicos.
- Resistencia mecánica.

4.4. Obtención del producto en nuestro medio

Bolivia hoy en día un país que crece día a día y se va actualizando a las nuevas tendencias de construcción además que dispone de un sin fin de fábricas las cuales se rigen en normas internacionales de los materiales y la construcción.

ESPIRAL soluciones constructivas para el bienestar.- una empresa boliviana el cual brinda:

- a. ***Visión.***- Buscar el bienestar colectivo ayudando a generar espacios arquitectónicos responsables y sustentables.
- b. ***Misión.***- Brindar soluciones constructivas para la edificación residencial, comercial e industrial a través de equipos y elementos constructivos eficientes y un equipo humano profesional, ético y comprometido.
- c. ***Productos.***- Espiral posee una gama de productos para el bienestar acústico y térmico para (pisos, muros, techos, fachadas, bajantes, techos).
 - **Impactodan.**- Lámina acústica de polietileno químicamente reticulado de celda cerrada, que proporciona a la solución una estructuración interna elástica de mínimo espesor que mantiene constante su eficiencia acústica.
Solución acústica desarrollada para aislamiento acústico a ruido de impacto producido en divisorios horizontal debido a golpes de objetos, pisadas, etc.
 - **Rocksol.**- Panel acústico rígido de lana de roca de primera calidad, generando una estructura interna elástica mediante una suficiente densidad y resistividad al flujo de aire.
Solución acústica desarrollada para aislamiento acústico a ruido de impacto producido en divisorios horizontal debido a golpes de objetos, pisadas, etc.

<i>ESPIRAL soluciones constructivas para el bienestar</i>
--

Marca del producto	Producto	Descripción	Dimensiones
Danosa	Impactodan	Polietileno reticulado de celda cerrada	se encuentra en rollos de 100 m ² y en espesor de 5 mm
ROCKWOOL	Rocksol-E 501	Panel rígido de lana de roca no revestido	Largo 1200 mm Ancho 600 mm Espesor 20 mm

Tabla 4.1: Productos disponibles en Bolivia.

4.5. Puesto en obra del producto Impactodan

Primeramente se dispone del producto el cual viene en rollos de 100 m², definidos los ambientes el cual se requiere aislar acústicamente contra el ruido de impacto en forjados se debe seguir los siguientes pasos:

- a. Se debe limpiar el forjado en toda la planta.
- b. Se extiende el rollo de impactodan a lo largo del recinto dejando atesta los bordes y evitando que se creen bolsas para asegurar la estanqueidad y continuidad del material es necesario emplear cinta autoadhesiva de sellado.
- c. Una vez protegidas las instalaciones se comienza a verter el mortero la cantidad solicitada a los morteros para una correcta estabilidad es de una relación 1:5 300kg/m³ se extiende y regulariza el mortero a lo largo de la habitación.
- d. Una vez finalizado el vertido se debe esperar 28 días antes de colocar el pavimento tenemos que respetar los tiempos de secado debido a que el mortero ya no respira hacia el forjado inferior ahora solo pierde humedad por la parte superior.
- e. Una vez finalizada la obra se puede observar que de manera económica con poco espesor y gran facilidad de ejecución minimizamos los ruidos de

impacto y ruidos aéreos del vecino superior cumpliendo el código técnico de la edificación.

4.5.1. Descripción gráfica de la instalación del aislante acústico

Impactodan:

a. Extendido y sellado:



b. Vertido del mortero:



c. Vista simétrica del ambiente:

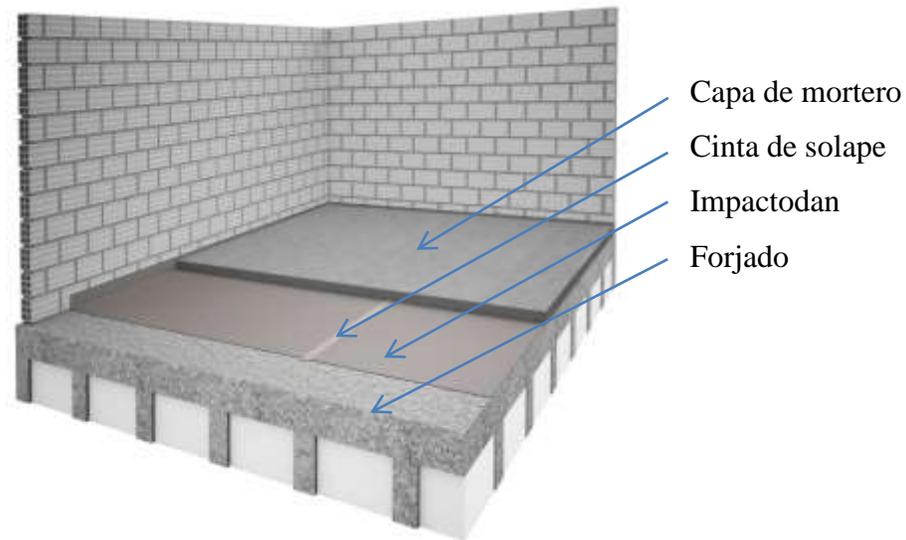


Figura 4.11: Instalación del producto Impactodan.

4.6. Costo del ítem

Se busca conocer el costo en porcentaje (%) de la obra al implementar impactodan en los forjados.

Nuestro proyecto posee un área de forjado primer piso $A=779,72 \text{ m}^2$, área de forjado segundo piso $A=779,72 \text{ m}^2$ el cual sumados los ambientes los cuales serán seleccionados para aplicar el producto tenemos un área de aplicación de $A=1559,44 \text{ m}^2$.

Haciendo una investigación del precio que nos proporcionó la empresa Espiral S.R.L. conocemos que el producto viene en rollos el cual está definido a un precio incluido más el envío hacia la ciudad de Tarija, la dimensión del rollo es de 50mts de largo x 2mts de ancho de un espesor de 5mm área de eficiencia $A=100 \text{ m}^2$ el cual su costo por rollo es de 3500 bs.

➤ Precio unitario del producto.

Item: AISLANTE ACÚSTICO PARA FORJADOS		Unidad: m ²				
Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
>	A	MATERIAL				
1	-	IMPACTODAM	m ²	1,00	35,00	35,00
2	-	CINTA DE SOLAPE	m	0,50	2,00	1,00
	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	36,00
	B	OBRERO				
1	-	ALBAÑIL	hr	0,20	19,50	3,90
2	-	AYUDANTE	hr	0,20	14,00	2,80
>	F	Beneficios Sociales		55,00% de	(B) =	3,69
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(B+E+F) =	10,39
>	C	EQUIPO				
>	H	Herramientas menores		5,00% de	(B) =	0,34
	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	0,34
	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	46,72
>	L	Gastos Generales		10,00% de	(J) =	4,67
	M	Utilidad		8,00% de	(J) =	3,74
	N	PARCIAL			(J+K+L+M)	55,13
>	O	IVA		14,94% de	(N) =	8,24
	P	IT		3,09% de	(N) =	1,70
>	Q	TOTAL ITEM			(N+O+P) =	65,07
>		PRECIO ADOPTADO:				65,07
Son: Sesenta y Cinco con 07/100 Bolivianos						

Tabla 4.2: Precio unitario del Producto Impactodan.

➤ Presupuesto del ítem.

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	AISLANTE ACÚSTICO PARA FORJADOS	m ²	1.559,44	65,07	101.472,76
	Total presupuesto:				101.472,76
Son: Ciento Un Mil Cuatrocientos Setenta y Dos con 76/100 Bolivianos					

Tabla 4.3: Presupuesto general del ítem.

4.7. Porcentaje de incremento de costo por implementación del ítem

- Costo total de obra → 8547080,50 Bs → 100%
- Costo del ítem → 101472,76 Bs → 1,18 % = 1,20 %

Conclusión: El resultado de porcentaje de costo al implementar este ítem varia el 1,20 % lo cual nos indica que con tan poco porcentaje de incremento fácilmente podemos implementar este ítem tan importante para una obra de tal magnitud.

CONCLUSIONES

- Como se indica en los objetivos planteados se llegó a cumplir de manera satisfactoria la realización del diseño estructural 2da fase Colegio 25 de Mayo optimizando secciones, armado y verificando las cuantías mínimas.
- El nivel de fundación para la estructura es de 2 m de profundidad por debajo del nivel del terreno natural, el estudio de laboratorio nos dio un suelo AASHTO: A-4 SUCS: CM-ML Limos inorgánicos, arcillas inorgánicas de baja plasticidad con una capacidad admisible del suelo de:

$$\sigma_{adm} = 1,50 \text{ kg/cm}^2 \cdot$$

- El presente proyecto nos dieron como resultado vigas de 25cm*55cm las más solicitadas y de 25 cm * 40 cm las menos solicitadas.
- En columnas obtuvimos secciones cuadradas de 30 cm*30cm las más solicitadas y de 25cm*25cm las menos solicitadas.
- En zapatas se utilizó zapatas aisladas las cuales una de las más solicitadas nos dio un tamaño de 230cm*230cm, además se debe tomar en cuenta que las zapatas más pequeñas no deben ser menor de una sección de 100cm*100cm.
- El diseño estructural mediante el paquete CYPECAD 2015 nos proporciona un cálculo completo (envolventes, planos, armado de los elementos, etc) con lo cual se procedió hacer verificaciones manuales de los elementos más solicitados para ver la variación entre ambos.
- El aporte académico busca dar a conocer los tipos de aislantes acústicos de impacto que se puede obtener en nuestro medio y que tan importante es empezar a realizar estructuras con estos aislantes para el confort de las personas y la aislación de un ambiente con otro, a la vez se muestra la forma de colocado y el costo de un producto específico.

RECOMENDACIONES

- Primeramente el uso de paquetes es un apoyo significativo en ámbito laboral pero debemos tener los criterios claros de lo que queremos modelar a esto lo que uno debería hacer es preguntarse (que servicio tendrá la estructura, que cargas actuarán en ellas, conocer el tipo de zona, suelo, clima, etc.)
- Antes de realizar un modelado se debe analizar cargas y realizar un pre dimensionamiento de zapatas, vigas, columnas, además de basarnos en la norma a utilizar.
- Es de gran importancia la correcta introducción de datos al programa computarizado puesto que es la etapa donde se suelen cometer errores, se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y comprender lo que pide el programa computarizado.
- Una vez modelado la estructura y obtenido el listado de resultados, como ingenieros debemos realizar la comprobación manual para así estar seguro del cálculo estructural además de verificar las cuantías mínimas.
- Además de optimizar el acero y distribución de mismo en los planos estructurales para así poder interpretar los planos en obra lo más fácil posible.