

CAPÍTULO I.- ANTECEDENTES.

1.1. El Problema.

1.1.1. Antecedentes.

En los últimos años, se ha observado un notable aumento en la construcción de establecimientos de salud en todo el departamento de Tarija, tanto en áreas rurales como urbanas. Sin embargo, ha sido evidente, tanto a través de los medios de comunicación, especialmente televisivos, como a nivel individual, que muchos de estos establecimientos de salud presentan problemas de fisuras en sus estructuras. Esto sugiere la posible ausencia o deficiencia en el cálculo estructural durante el proceso de diseño y construcción, lo que ha llevado a la necesidad de investigar y mejorar estos aspectos.

Es fundamental destacar que un cálculo estructural adecuado es esencial para garantizar que las construcciones alcancen su vida útil preestablecida y se mantengan en condiciones óptimas para el propósito al que están destinadas. En el caso particular de un centro de salud, esto es aún más relevante, ya que estas instalaciones están destinadas a llevar a cabo actividades técnicas específicas y atender a personas en delicado estado de salud. Además, también se encargan de salvaguardar productos esenciales como medicamentos, reactivos e insumos médicos. Por lo tanto, realizar un cálculo estructural preciso y basado en la normativa vigente, en este caso, la NB1225001, resulta crucial para garantizar la seguridad y funcionalidad adecuada del centro de salud.

Es importante señalar que, hasta la fecha, la comunidad de Santa Ana La Nueva cuenta con un centro de salud que opera en una infraestructura improvisada y provisional. Esta situación representa una limitación para brindar servicios de salud de calidad y afecta negativamente el bienestar de la comunidad. Además, la existencia de construcciones que no cumplen con las normas técnicas ha generado una demanda constante de mantenimiento y reparaciones en la infraestructura, lo que incrementa significativamente los costos totales de la obra y dificulta el uso efectivo de los recursos disponibles.

1.1.2. Planteamiento.

En el contexto del proyecto, se dispone de un diseño arquitectónico completo para el Centro de Salud con Internación en la comunidad de Santa Ana La Nueva. Sin embargo, aún no se ha realizado el diseño estructural correspondiente. Esta situación plantea un desafío fundamental, ya que la ausencia del diseño estructural impide avanzar en la construcción de la infraestructura de manera segura y funcional. Por lo tanto, el problema a solucionar se centra en la elaboración del diseño estructural adecuado que garantice la estabilidad, resistencia y funcionalidad del centro de salud, de acuerdo con las normativas técnicas y de construcción aplicables.

1.1.3. Formulación.

Considerando la carencia de diseño estructural se ha formulado una solución integral que aborda esta problemática. Tras evaluar diversas alternativas, se seleccionó una estrategia particular basada en criterios técnicos y de viabilidad. Esta solución contempla la realización de un análisis estructural detallado de la cubierta y los pórticos de hormigón que componen a la estructura, siguiendo las normativas pertinentes, como la NB 1225001 para elementos de hormigón y la ANSI-AISC 360-10 para elementos metálicos. Además, se prioriza la seguridad, la funcionalidad y la eficiencia constructiva para garantizar la calidad y durabilidad de la infraestructura.

1.1.4. Sistematización del problema.

El diseño estructural del centro de salud se llevará a cabo de manera metódica y detallada. Realizando los estudios preliminares necesarios, se optará por la alternativa que cumpla con los requerimientos y normativas establecidas. Dicha alternativa contará con cubierta en base a una cercha metálica del tipo HOWE. Pórticos de hormigón armado sustentados en zapatas aisladas. También contará con los accesos respectivos a la plata superior como ser una escalera y una rampa. Todo esto cumpliendo la normativa elegida.

La sistematización del diseño estructural del Centro de Salud implica un proceso metódico y minucioso, que parte de los estudios preliminares necesarios para identificar y evaluar las alternativas disponibles.

La alternativa seleccionada contempla el uso de una cubierta con cercha metálica del tipo HOWE, la cual proporciona una adecuada resistencia y estabilidad estructural. Además, se ha decidido utilizar pórticos de hormigón armado sustentados en zapatas aisladas, garantizando una adecuada capacidad de carga y resistencia a las solicitaciones del terreno.

Asimismo, se han diseñado accesos adecuados a la planta superior del centro de salud, que incluyen una escalera y una rampa, asegurando la accesibilidad para todas las personas, conforme a la normativa correspondiente.

1.2. Objetivos.

1.2.1. General.

Realizar el análisis, diseño y cálculo estructural para la construcción del Centro de Salud con Internación en la comunidad de "Santa Ana La Nueva", aplicando la norma NB-1225001 y las especificaciones del ANSI-AISC 360-10 utilizando un paquete estructural y realizando verificaciones manuales de los elementos más solicitados.

1.2.2. Específicos.

- Realizar el levantamiento topográfico con los equipos pertinentes que cuenta la UAJMS para conocer el relieve del terreno.
- Ejecutar un estudio de suelo con el equipo de penetración de la UAMJS haciendo mínimamente dos pozos exploratorios hasta una profundidad de 2 m.
- Diseñar las estructuras de sustentación teniendo en cuenta la situación de carga más desfavorable, que incluye cargas gravitatorias, sobrecargas de uso y cargas dinámicas, con el fin de dimensionar adecuadamente los elementos estructurales.
- Desarrollar el aporte académico, “Alternativa de diseño para zapatas aisladas: Modelo de bielas y tirantes” y comparar los resultados.
- Generar los planos estructurales del paquete que reflejen los resultados de los cálculos realizados y describan detalladamente las características geométricas y constructivas de los elementos del proyecto.

- Elaborar las especificaciones técnicas e ítems a considerar relacionados con el cálculo estructural.
- Realizar una estimación el costo de construcción del proyecto, así como elaborar un plan de ejecución para proponer un cronograma de actividades para ejecución de la obra.

1.3. Justificación.

1.3.1. Académica.

Aplicar los conocimientos adquiridos durante la formación profesional de la Carrera de Ingeniería Civil, especialmente en estructuras, para construir un Centro de Salud con Internación. El enfoque en criterios técnicos en salud, calidad, economía y comodidad beneficiará a los usuarios y personal médico. La experiencia obtenida en el diseño estructural, elección de materiales y cumplimiento de normas fortalecerá la formación del estudiante como ingeniero civil, preparándolo para futuros desafíos en infraestructura de salud y contribuyendo al avance del conocimiento en el campo de la ingeniería civil.

1.3.2. Técnica.

El avance significativo en las metodologías de diseño de estructuras en los últimos años resalta la importancia de utilizar herramientas computacionales actualizadas para lograr un diseño adecuado. La estructura del Centro de Salud se plantea como una solución técnica que cumpla con las exigencias del diseño arquitectónico y se ajuste a las normas de caracterización establecidas. Asimismo, se consideran los niveles de seguridad necesarios para la infraestructura, asegurando que el diseño esté en consonancia con la economía del proyecto. En este sentido, se busca desarrollar secciones más efectivas y resistentes que contribuyan a la viabilidad y eficiencia de la construcción.

1.3.3. Social.

El proyecto beneficiará de manera significativa a la población de la comunidad de "Santa Ana La Nueva", ya que les brindará un centro de salud con internación sólido y funcional. Esto permitirá que los beneficiarios puedan acceder al pleno goce de su derecho a servicios

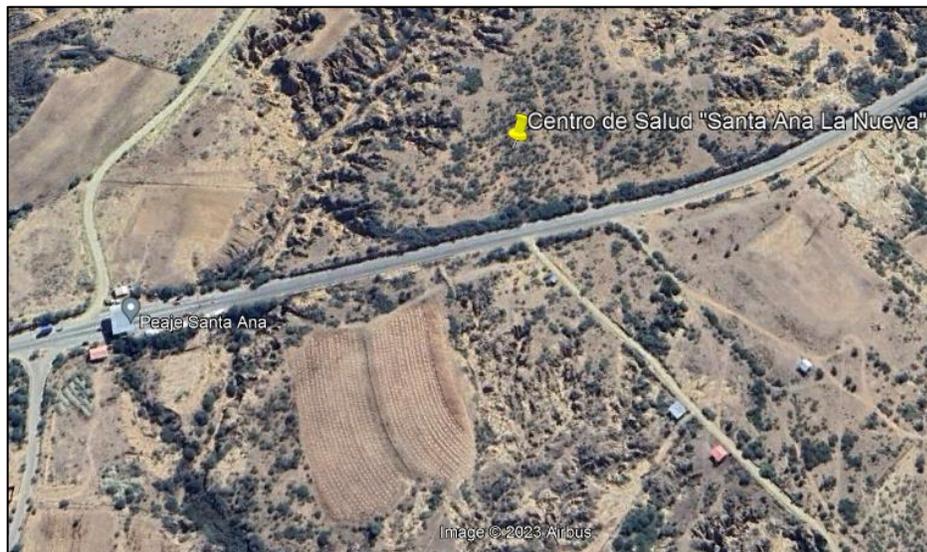
de salud. La infraestructura adecuada y bien equipada garantizará una atención médica óptima, contribuyendo así al bienestar y mejora de la calidad de vida de la comunidad en general.

1.4.Espacial.

El proyecto de construcción del **Centro de Salud con Internación** estará ubicado en la Comunidad de Santa Ana la Nueva. Ubicado a 17 Km del centro de la ciudad de Tarija. Las coordenadas del área disponible son:

Latitud: 21°32'49.83" S Longitud: 64°35'14.86" O
Altura: 1942 m.s.n.m.

Figura N° 1. Ubicación del proyecto



Fuente: Elaboración propia.

1.5. Alcance del proyecto.

➤ Estudio Topográfico

El levantamiento de puntos se realizó por el estudiante mediante el uso de una estación total proporcionada por el laboratorio de Topografía de la UAJMS para así poder elaborar las curvas de nivel del sitio de emplazamiento

➤ Estudio de Suelos

Mediante la obtención de muestras se ejecutó la clasificación del suelo por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). La resistencia de suelo se determinó realizando el ensayo del SPT.

➤ Fundaciones

El tipo de fundación que se plantea es una fundación superficial con zapatas aisladas de canto constante.

➤ Losas de Entrepisos

La losa se efectuó con “losa alivianada” compuesta por viguetas pretensadas y plastoformo como complemento.

➤ Pórticos

La estructura de soporte estará hecha por pórticos, lo cuales están compuestos por vigas y columnas de hormigón armado.

➤ Cubierta.

La estructura de la cubierta se realizó con cerchar metálicas conformadas con perfiles de aceros y el material de la cubierta será calamina que es sujeta a las correas de perfiles de acero.

No se realizó los diseños de instalaciones eléctricas, de gas, sanitarias ni de agua potable. El costo referencial se calcula solo de la obra gruesa de la estructura en base a las especificaciones técnicas e ítems.

1.5.1. Aporte académico.

Se realizó la comparación de los métodos de diseño de zapatas aisladas entre los métodos de “Bielas y Tirantes” y “Flexión”, analizando los resultados obtenidos por el software CYPECAD.

CAPÍTULO II.- MARCO TEÓRICO.

2.1. Levantamiento Topográfico.

El levantamiento topográfico es un conjunto de operaciones que involucra la creación de representaciones gráficas precisas del terreno. Estas representaciones son fundamentales para ubicar obras y proyectos técnicos. Los puntos en un área se definen mediante coordenadas de latitud, longitud y elevación. Se emplean instrumentos como el nivel y la estación total en este proceso. Hay dos modalidades principales: el levantamiento planimétrico para proyecciones en el plano y el altimétrico para alturas. Un levantamiento exhaustivo permite obtener curvas de nivel, perfiles, y calcular volúmenes de movimiento de tierras y costos. Es esencial para comprender y modificar el terreno de manera efectiva.

2.2. Estudio de suelos.

2.2.1. Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

El ensayo S.P.T. es un tipo de prueba dinámica que se realiza bajo la norma ASTM D 1586 que consiste en determinar el número de golpes “N” de un martillo de 140 libras a una altura de caída de 30 pulgadas necesarios para hincar una cuchara partida en el suelo una profundidad de 1 pie (305 mm). El ensayo se puede realizar a cielo abierto o mediante excavación manual o con equipos.

Cabe recalcar que en nuestro medio se realiza la prueba con el cono de punta diamantada en lugar de la cuchara partida, por lo que el número de golpes necesarios para penetrar los 305 mm usando la punta diamantada es comparable con el número de golpes en caso de utilizar la cuchara partida.

Las pruebas de campo adquieren una gran importancia en los suelos muy susceptibles a la perturbación y cuando el terreno varía en sentido horizontal y vertical. Este método es ampliamente utilizado para determinar la compacidad y capacidad de soporte del suelo no cohesivo.

2.3. Diseño arquitectónico para establecimientos de salud.

El diseño arquitectónico se lo realiza considerando la morfología, funcionalidad y estética, siendo plena responsabilidad del arquitecto por lo que se conviene el diseño de una estructura que sea segura, económica y funcional.

El proyecto se ubica en la parte más plana del terreno con cierta cercanía a los deterioros producidos por una quebrada cercana. Las áreas de servicio y administración se concentran en la primera planta, de fácil acceso para el público; mientras que en la segunda planta se ubican las residencias médicas, áreas de servicios técnicos y áreas de personal. Estas características arquitectónicas responden a lo dictado en la “NORMA NACIONAL DE CARACTERIZACIÓN DE ESTABLECIMIENTOS DE SALUD DE PRIMER NIVEL” que también define los criterios de ciertas estructuras como las escaleras.

Considerando la posibilidad que ciertas personas deban acceder a la segunda planta se incluyó una rampa de acceso a la segunda planta dentro del edificio.

En cuestión de la cubierta, será una armadura metálica y calamina eliminando el parapeto y la viga canal por cuestiones de carga sobre la viga y columnas.

2.4. Idealización de la estructura.

2.4.1. Sustentación de la cubierta.

Para el cálculo de la cubierta es preciso conocer las cargas actuantes, las cuales serán aplicadas en los nudos. Bajo esa figura se trabajará con la cercha cuyas fuerzas internas en cada barra permitirán realizar su dimensionamiento. Está cubierta se calculará con las especificaciones del ANSI-AISC 360-10, para barras conformadas en caliente ASTM a36.

2.4.2. Sustentación de la edificación.

La sustentación está definida por pórticos que están compuestos por columnas cuadradas, vigas rectangulares y zapatas aisladas.

2.4.3. Fundación.

Las fundaciones de la estructura estarán en función de las cargas y de la capacidad portante del suelo de fundación, el cual se determinará con ensayos de laboratorio y en In Situ. Se considerará la realización de zapatas aisladas, debido a que la estructura no es de gran envergadura y son más económicas al requerir menores volúmenes de hormigón que en el caso de losa de fundación. La profundidad de fundación será aproximadamente de 1,5 metros.

2.4.4. Análisis de cargas.

Se denomina carga o acción a toda causa o fuerza que pueda provocar y cambiar el estado de tensiones al que está sometido un elemento estructural.

➤ **Carga gravitatoria.** - Es la que se produce por el peso de los elementos constructivos, los objetos que la estructura contiene. Son cargas que actúan de forma vertical.

❖ **Carga muerta (D).** – Dentro de las cargas muertas se consideran:

- **Peso propio (D_G).** - Es la carga debida al elemento que compone la estructura resistente, cuyas dimensiones serán determinadas con el cálculo. Por lo tanto, inicialmente se asumirá una dimensión, basado en tablas y criterios. Una vez calculadas las dimensiones correctas, las primeras serán corregidas o se mantendrán.

- **Cargas permanentes (D_P).** - Cargas debidas a los pesos de elementos constructivos no estructurales que estarán de forma permanente como instalaciones, mesones, etc.

➤ **Carga variable (L).** – Es la carga cuya magnitud y/o posición tienen elevada probabilidad de actuación, variaciones frecuentes y continuas no despreciables en relación a su valor medio a lo largo del tiempo. Puede ser: de servicio o carga viva (L), lluvia (R), fluidos (F) o de nieve (S).

➤ **Acción del viento (W).** – Una acción es una carga o efecto interno o externo que es capaz de producir modificaciones en el estado tensional o nuevos estados tensionales en parte o en todo el conjunto estructural.

La acción del viento produce presiones y succiones sobre las superficies. Esta acción depende de su velocidad y dirección, además de la orientación y pendiente de la superficie. En la superficie contraria al viento (sotavento) sufre efectos de succión mientras que la cara que está en el lado del viento sufre presión si es que el ángulo de inclinación es mayor a 30° (Lea Plaza, 2007).

El viento produce sobre la superficie de la cubierta una sobrecarga en dirección perpendicular siendo positivo si ejerce una presión o negativa de ser succión. La acción más desfavorable será cuando el viento actúa en ambas superficies ejerciendo presión.

No se asume cargas de nieve, pero si carga de granizo, pues es un fenómeno que se presenta en la zona.

2.5. Diseño de la Estructura metálica.

2.5.1. Sustentación de la cubierta.

2.5.1.1. Norma de diseño.

El diseño de la estructura de la cubierta metálica estará basado según las “Especificaciones del LRFD (Load and Resistance Factor Design)”. El cual a su vez está basado las especificaciones de ANSI-AISC 360-10

2.5.1.2. Combinaciones de carga LRFD.

Para que un elemento metálico cumpla con el método LRFD se debe diseñar con las combinaciones de carga del reglamento de construcciones aplicable. En caso de no haber uno, los valores dados por la ASCE 7 serán los aplicables. Según el ASCE 7-10 las combinaciones de carga son las siguientes:

- 1) $1,4D$
- 2) $1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- 3) $1,2D + 1,6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0,8W)$
- 4) $1,2D + 1,0W + L + 0,5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- 5) $0,9D + 1,0W$

Donde:

D = Carga muerta.

L = Carga viva debido a la ocupación.

L_r = Carga viva del techo.

S = Carga de nieve.

R = Carga nominal debido a la precipitación pluvial.

W = Carga de viento.

Para el diseño se debe considerar la combinación de cargas que genere la mayor sollicitación a la estructura en general o a un elemento en particular.

Factor de resistencia Φ .

La resistencia última de la estructura se debe tener en cuenta la incertidumbre sobre la resistencia de los materiales, sus dimensiones construidas, calidad de la mano de obra, etc.

El factor de resistencia ϕ para elementos de acero es un número generalmente menor a 1.0 que se usa en la LRFD. Dicho valor se especifica según el tipo de diseño que se realiza.

2.5.1.3. Parámetros del acero.

2.5.1.3.1. Definición del acero.

Tal vez el más versátil de todos los materiales estructurales, parece más razonable cuando se considera su gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación y otras propiedades convenientes de las cuales se pueden destacar:

Las especificaciones de la LRFD nos proporcionan una tabla con las propiedades de los aceros estructurales:

Tabla N° 1. Propiedades de Aceros Estructurales.

Designación de la ASTM	Tipo de acero	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y en MPa	Resistencia mínima a la tensión F_u en MPa
A36/A36M	Al carbono	250	400-500
A242	De alta resistencia, baja aleación y resistencia a la corrosión atmosférica	290-345	435-485
A588	De alta resistencia, baja aleación y resistencia a la corrosión atmosférica	290-345	435-485

Fuente: Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero, 2010

2.5.1.3.2. Propiedades mecánicas de los aceros.

Para entender el comportamiento de las estructuras de acero, se debe estar familiarizado con las propiedades del mismo. Los diagramas esfuerzo-deformación presentan información de cómo se comporta el acero en una situación dada. No pueden desarrollarse métodos satisfactorios de diseño, a menos que se disponga de información completa relativa a las relaciones esfuerzo-deformación del material que se usa.

A efectos de cálculo para cualquier clase de acero lamina se tomará los valores propuestos por la AISC 360-10:

Módulo de elasticidad del acero: $E = 200000 \text{ MPa}$

Módulo de corte del acero: $G = 77200 \text{ MPa}$

Coefficiente de Poisson: $\nu = 0.3$

Peso específico del acero: $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3 = 77 \text{ kN/m}^3$

Coefficiente de dilatación térmica: $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

2.5.1.4. Elementos estructurales (cercha).

Las armaduras de la cubierta son conocidas como cerchas. Este tipo de armaduras se caracterizan porque sus elementos se disponen formando triángulos y las cargas exteriores producen solamente esfuerzos directos de compresión y tracción en sus elementos. Los

elementos se disponen formando triángulos porque estos son las únicas figuras geométricas que no se deforman.

Los elementos que forman la cercha adoptan diferentes nombres según su ubicación y los encuentros de las mismas se denominan nudos, los cuales para efectos de cálculo se consideran que permiten el desplazamiento angular.

2.5.1.4.1. Diseño de miembros sometidos a tracción.

En términos generales, el diseño por tensión es el más fácil, ya que al no presentarse el problema del pandeo. Solo se necesita calcular la mayor fuerza de las combinaciones de carga que debe resistir el miembro y dividirla entre un esfuerzo de diseño para obtener el área de la sección transversal necesaria o viceversa y encontrar el esfuerzo al que el elemento estará sometido.

La resistencia el elemento a tracción, ϕP_n , será el menor valor obtenido de los límites de fluencia de tracción en la sección bruta, y los límites de ruptura en tracción en la sección neta (en caso se tener orificios).

- 1) Fluencia en tracción en la sección bruta:

$$\phi P_n = F_y \cdot A_g \quad \text{Donde } \phi = 0,90 \text{ (AISC, 1999)}$$

- 2) Ruptura en tracción en la sección neta:

$$\phi P_n = F_u \cdot A_e \quad \text{Donde } \phi = 0,75 \text{ (AISC, 1999)}$$

Donde:

P_n = Resistencia nominal a tracción (MPa).

A_e = Área neta efectiva (mm²).

A_g = Área bruta del miembro (mm²).

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada (MPa).

F_u = Tensión última mínima especificada (MPa).

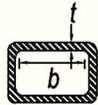
Como los miembros a tensión no presentan problemas de pandeo, el AISC recomienda que la relación de esbeltez $K \cdot L/r$ no exceda 300, siendo ésta la tercera condición de diseño.

2.5.1.4.2. Diseño de miembros sometidos a compresión.

Los elementos de la cercha que están sometidos a compresión actúan como columnas. Por lo tanto, el cálculo de las mismas empieza de dicho análisis.

Las secciones a compresión se clasifican como elementos no esbeltos o esbeltos. Un elemento no esbelto es aquel en el cual la relación-ancho/espesor de sus elementos a compresión no excede a λ_r , de la **Tabla B 4.1a** de la Especificación AISC.

Tabla N° 2. Razones Ancho-Espesor para elementos en compresión

TABLA B4.1a Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros Sujetos a Compresión Axial				
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_r (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fuente: Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero, 2010

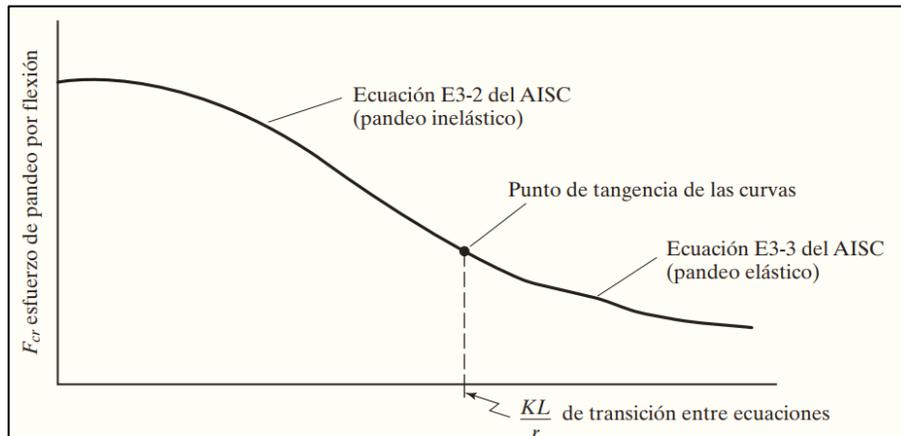
Si el miembro se define como un miembro a **compresión no esbelto**, deberá hacerse referencia a la Sección E3 de la Especificación AISC. Entonces, la resistencia nominal a compresión se determina basándose solamente en el estado límite del pandeo a flexión.

Si el miembro se define como un miembro a **compresión esbelto**, la resistencia nominal a compresión se tomará como el valor más bajo basado en los estados límite del pandeo a flexión, el pandeo por torsión, y el pandeo por flexión-torsión. Deberá hacerse referencia a la Sección E7 de la Especificación AISC para esta condición.

Las columnas largas fallaran por pandeo, y es la fórmula de Euler la que predice cual será el esfuerzo en el que esto ocurra. Estas columnas se pandean elásticamente.

Las columnas intermedias fallaran tanto por fluencia como por pandeo elástico, y estas se pandean inelásticamente. La mayoría de las columnas caen en este rango y la sección E de AISC propone ecuaciones en las que el límite está definido por la relación KL/r .

Figura N° 2. Curva del esfuerzo crítico vs esbeltez de un elemento



Fuente: Diseño de Estructuras de Acero, Jack McCormac, 2012

La fórmula de Euler sirve para determinar esfuerzo crítico a pandeo de una columna. Se debe utilizar el concepto de Longitud efectiva en función del tipo de apoyos según sea el caso.

El esfuerzo bajo el cual una columna se pandea (F_e) decrece mientras más larga sea la misma. Su carga de pandeo P se puede calcular con la fórmula de Euler:

$$P = \frac{E \cdot I \cdot \pi^2}{L_{ef}^2} \quad \text{Sí consideramos:} \quad r = \sqrt{I/A} \quad \text{y} \quad L_{ef} = K \cdot L$$

$$F_e = \frac{E \cdot r^2 \cdot \pi^2}{(K \cdot L)^2} = \frac{P}{A}$$

Donde:

F_e = Esfuerzo de Euler o Tensión de pandeo elástico (MPa).

r = Radio de giro (mm)

L = Longitud del miembro (mm)

K = Factor de longitud efectiva (adm)

Pandeo torsional, flexo-torsional de miembros no-esbeltos.

Para el caso de perfiles de simetría simple, la AISC propone la siguiente formula.

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (E4-5)$$

Además, en el caso de elemento esbeltos, se elegirá el menor F_e entre la fórmula de Euler y la ecuación E4-5. y en función de si se trata del caso elástico e inelástico, se aplicarán las siguientes formulas.

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}}$ (o $\frac{QF_y}{F_e} \leq 2,25$)

$$F_{cr} = Q \left[0,658 \frac{QF_y}{F_e} \right] F_y$$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}}$ (o $\frac{QF_y}{F_e} \geq 2,25$)

$$F_{cr} = 0,877 F_e$$

Donde:

Q = Factor de reducción neto.

F_{cr} = Tensión de pandeo por flexión. (MPa).

Y finalmente la fuerza a compresión que resistirá el elemento se calculará con:

$$\phi P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

Donde:

A_g = Área bruta del miembro (mm^2).

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada (MPa).

P_n = Resistencia nominal a compresión (MPa).

Como condición adicional, se deben cumplir $K \cdot L/r < 200$.

2.5.1.4.3. Diseño de miembros sometidos a flexión.

Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales a su eje longitudinal. Para flexión simple, el miembro es cargado en un plano paralelo al eje principal que pasa a través del centro de corte o es restringido al giro en los puntos de carga y los apoyos.

La resistencia a flexión del elemento metálico será igual a $\phi_b M_n$, donde por disposición del LRFD; $\phi_b = 0,9$.

Revisando la Tabla N°1 (Anexo 3.6) para este tipo de perfil C y estado límite, corresponde las consideraciones y formula de la sección F2 que proporciona AISC 360-10.

La resistencia nominal M_n debe ser el valor menor de acuerdo con el límite de fluencia y el pandeo lateral-torsional.

a) Fluencia.

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$$

Donde:

M_n = Resistencia nominal a flexión (N·mm)

M_p = Momento flexo-plástico (N·mm)

F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia (N·mm)

Z_x = Módulo plástico de la sección en torno al eje X (mm^3)

b) Pandeo lateral-torsional.

❖ Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no se aplica.

❖ Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

❖ Cuando $L_b < L_r$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$$

Donde:

L_p = Longitud límite sin arriostramiento lateral (mm).

L_b = Distancia entre arriostramientos (mm).

L_r = Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional inelástico (mm).

C_b = Factor de modificación de pandeo lateral torsional.

S_x = Módulo elástico de la sección tomando en torno al eje X (mm³)

F_{cr} = Tensión crítica (MPa).

En el caso de voladizos o extremos libres no arriostrados, $C_b = 1,0$

La tensión crítica es igual a:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad ; \quad r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad ; \quad c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

Donde:

r_{ts} = Radio de giro efectivo (mm).

J = Constante torsional (mm⁴).

C_w = Constante de deformación (mm⁶).

h_o = Distancia entre los centroides de las alas (mm).

Las longitudes límites L_p y L_r se determinarán a continuación:

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ; \quad L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}}$$

Una vez ya calculados todos los componentes y determinando en a que caso pertenece, se debe analizar los resultados de M_n y elegir el menor valor de éstos; multiplicar por el factor de resistencia ϕ_b y comparar con el M_u producto de las diferentes combinaciones de carga debiendo cumplir: $M_u \leq \phi_b M_n$.

Flexión en dos direcciones y carga axial.

En el caso de la que los momentos flectores estén presentes en ambas direcciones y exista un esfuerzo axial, las verificaciones que deben cumplirse son las siguientes:

Miembros solicitados a flexión y compresión.

➤ Cuando $P_r / P_c \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

➤ Cuando $P_r / P_c < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

Donde:

P_r = Resistencia a compresión requerida usando la combinación de cargas.

P_c = Resistencia a compresión disponible = $\phi_c P_n$ ($\phi_c = 0,9$)

M_r = Resistencia a flexión requerida usando la combinación de cargas.

M_c = Resistencia a flexión disponible = $\phi_b M_n$ ($\phi_b = 0,9$)

x = Subíndice que indica flexión entorno al eje fuerte

y = Subíndice que indica flexión entorno al eje débil.

Miembros solicitados a flexión y tracción.

En el caso del esfuerzo a tracción la ecuación a usar es la misma, pero con distintos factores.

➤ Cuando $P_r / P_c \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

➤ Cuando $P_r / P_c < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

Donde:

P_r = Resistencia a compresión requerida usando la combinación de cargas.

P_c = Resistencia a tracción disponible para fluencia o ruptura

$P_c = \Omega_c P_n$ ($\Omega_c = 0,9$ ó $0,75$)

M_r = Resistencia a flexión requerida usando la combinación de cargas.

$M_c =$ Resistencia a flexión disponible $= \Omega_b M_n$ ($\Omega_b = 0,9$)

x = Subíndice que indica flexión entorno al eje fuerte

y = Subíndice que indica flexión entorno al eje débil.

Flecha máxima.

La condición para flecha máxima es $\Delta_{MAX} = L / 240$.

2.5.1.4.4. Diseño de uniones soldadas.

La soldadura une partes metálicas calentando sus superficies hasta un estado plástico o fluido. Las soldaduras ahora tienen resistencia a la fatiga y su calidad es más fácil de verificar. Los aceros modernos mejoran su soldabilidad. La soldadura de filete es común para conexiones estructurales, mientras que la de ranura se emplea para empalmes de columnas y conexiones a tope. Las soldaduras de filete son más resistentes a tensión y compresión que al corte, con esfuerzos de corte como determinantes en las especificaciones. Estas soldaduras son más económicas y requieren menos capacitación.

La resistencia de diseño de una soldadura ϕR_n se toma como el valor menor entre la resistencia del material base y la fractura al cortante:

- a) Resistencia nominal del metal base:

$$R_n = F_{nBM} \cdot A_{BM}$$

- b) Resistencia nominal del metal de soldadura:

$$R_n = F_{nw} \cdot A_{we} \quad ; \quad F_{nw} = 0,6 \cdot F_{exx}$$

El valor de ϕ para uniones soldadas según la tabla J2.5 de la AISC 360-10 es igual a 0,75.

Donde:

F_{nBM} = Tracción nominal del metal base (MPa).

A_{BM} = Área de la sección transversal del metal base (mm²).

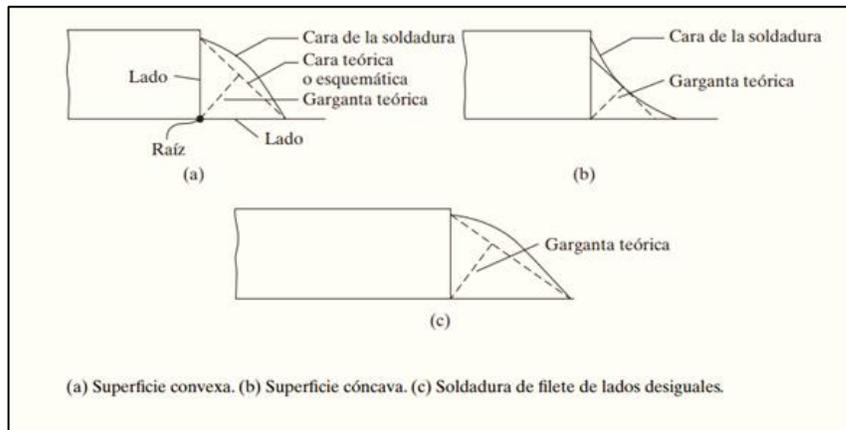
F_{nw} = Tracción nominal del metal de la soldadura (MPa)

A_{we} = Área efectiva de la soldadura (mm²).

F_{exx} = Resistencia de clasificación del metal de relleno (MPa)

El área efectiva de una soldadura de filete será igual a la longitud efectiva de la soldadura multiplicada la longitud de la garganta efectiva. La garganta efectiva es la longitud desde la raíz hasta la superficie de la soldadura. Se aconseja que la superficie de la soldadura sea plana o ligeramente convexa (Figura 2.5.1.4.4).

Figura N° 3. Superficies y gargantas de la soldadura de filete.



Fuente: Diseño de Estructuras de Acero Jack McCormac, 2012

El metal de relleno serán electrodos que sean compatibles con el metal base de nuestra estructura. La tabla 3.1 de AWS D1.1 indica que para acero A36 de espesor menor a 19 mm, el metal de relleno compatible serán los electrodos E60 y E70 ($F_{exx} = 60$ y 70 ksi respectivamente). Por lo general para aceros con valores de $F_y = 250$ MPa se utilizan electrodos E70.

Las resistencias de diseño de las soldaduras para los electrodos más usuales se consideran:

$$E70XX: \phi \cdot F_w = 0,75 \cdot 0,60 \cdot 70 = 31,5 \text{ ksi} = 217,2 \text{ MPa}$$

$$E80XX: \phi \cdot F_w = 0,75 \cdot 0,60 \cdot 80 = 36,0 \text{ ksi} = 248,2 \text{ MPa}$$

La tabla J2.3 de la AICS 360 (Anexo 3) indica el tamaño mínimo de la garganta efectiva, mientras la tabla J2.4 (Anexo 3) dispone el tamaño mínimo de la soldadura de filete ambos en función del espesor del elemento unido más delgado.

2.5.1.4.5. Diseño de elementos en corte.

La resistencia en corte de los elementos debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los límites de fluencia en corte y ruptura en corte:

a) Fluencia en corte:

$$R_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_{gv} \quad ; \quad \phi = 1,00$$

b) Ruptura en corte:

$$R_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{nv} \quad ; \quad \phi = 0,75$$

Donde:

A_{gv} = Área bruta solicitada a corte (mm^2).

A_{nv} = Área neta solicitada a corte (mm^2).

2.5.1.4.6. Diseño de placa de anclaje.

Para el cálculo de la placa de anclaje se debe cumplir con:

- 1) Determinar la dimensión B de tal manera que el área $l_b \times B$ sea suficiente para impedir que el hormigón sufra un daño por las cargas.

$$\phi (0,85f'_c \cdot A_1) = R_n \quad A_1 = B \cdot l_b$$

ϕ para aplastamiento del hormigón = 0,65

- 2) Determinar el espesor de la placa t de tal manera que la placa no sufra por flexión.

$$n = (B - 2k) / 2 \quad t = \sqrt{\frac{2,22 \cdot R \cdot n^2}{B \cdot l_b \cdot f_y}}$$

Cálculo de pernos de anclaje.

El área requerida del total de los 4 pernos se calcula de la siguiente manera:

$$A_g = \frac{P_u \text{ (requerido)} / 4}{\phi \cdot 0,85 \cdot F_u}$$

La longitud del anclaje de los pernos se puede calcular según la recomendación de la siguiente tabla:

Tabla N° 3. Longitud mínima de anclaje.

Bolt Type. Material	Minimum Embedded length	Minimum Embedded Edge Distance
A307, A36	12d	5d > 4 in
A325, A449	17d	7d > 4 in

Fuente: Diseño de Estructuras de Acero Jack McCormac, 2012

2.6. Diseño de la estructura de hormigón.

El objetivo del análisis estructural es determinar los valores de las Reacciones, esfuerzos internos, tensiones, deformaciones y verificar que la estructura se comporta adecuadamente ante ellos. Implica:

- Estimar las acciones.
- Calcular las reacciones en la estructura.
- Calcular los esfuerzos internos en todos los elementos.
- Calcular las tensiones en las secciones más desfavorables de cada elemento.
- Calcular las deformaciones del elemento.
- Verificar que las tensiones y deformaciones son aceptables, cumpliendo los requisitos de resistencia y rigidez.

2.6.1. Norma de diseño.

Para el presente proyecto se aplicará la norma NB 1225001 “Norma Boliviana del Hormigón estructural”, la cual está respaldada por el Instituto Boliviano de Normalización y Calidad (IBNORCA). Cabe aclarar que dicha norma está basada en el código ACI 318-2014.

Además, en el capítulo 3 de la norma NB 1225001 hace referencia a otras normas bolivianas e internacionales. Las cuales pueden ser consultadas según sea la necesidad.

2.6.2. Hipótesis de carga.

Cada elemento debe cumplir una resistencia requerida “U” que debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas (cargas multiplicadas por los factores de carga apropiados) de la **Tabla 5.3.1** de la NB1225001.

Tabla N° 4. Combinaciones de carga

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1,4 (D + F)$	(5.3.1a)	D
$U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0 L \text{ ó } 0,80 W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L + 0,2 S$	(5.3.1e)	E
$U = 0,9 D + 1,0 W + 1,6 H$	(5.3.1f)	W
$U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H$	(5.3.1g)	E

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural - NB 1225001, 2020.

Para la consideración de las cargas muertas, cargas vivas, cargas por viento y sísmicas, serán las recomendadas en las normas NB 1225002, NB 1225003 y ASCE/SEI 7

Donde:

D = Efecto de las cargas muertas.

F = Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas.

T = Efectos acumulados de variación de temperatura, fluencia lenta, contracción de fraguado.

L = Efecto de las cargas vivas de servicio.

H = Efecto de las cargas de servicio debidas al empuje lateral del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales.

- Lr = Efecto de las cargas vivas de servicio en las cubiertas.
- S = Efecto de las cargas de servicio por nieve o granizo.
- R = Efecto de las cargas de servicio por lluvia.
- E = Efectos de las fuerzas horizontales y verticales inducidas por el sismo.
- W = Valor característico de la carga de viento

De las hipótesis anteriores, se elegirá el caso más desfavorable.

2.6.3. Parámetros de diseño.

Para la fabricación de piezas de hormigón armado, los materiales a utilizar son el hormigón y el acero de refuerzo que se describe a continuación.

2.6.3.1. Hormigón.

El hormigón es el principal material de construcción, muy similar a la piedra. Siendo una mezcla de cemento Pórtland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.

Habitualmente el hormigón de una estructura es fijado bajo tres parámetros:

- Propiedades mecánicas del hormigón.
- Tamaño máximo del árido
- Consistencia

2.6.3.1.1. Propiedades mecánicas del hormigón

- a) **Resistencia a la compresión.** - La resistencia a compresión del hormigón se obtiene a partir de los resultados de ensayos de rotura por compresión, en número igual o superior a dos, realizados sobre probetas normalizadas, fabricadas a partir de la amasada, conservadas y ensayadas.

La resistencia característica del hormigón a compresión (f'_c) es la resistencia que alcanza el hormigón a los 28 días.

Según la norma, indica que, para un hormigón de aplicación general, la resistencia mínima debe ser mayor a 17 MPa, no habiendo un máximo establecido.

Además, la durabilidad depende del tipo de exposición a la que se encuentra y la resistencia del hormigón, el cual a mayor resistencia presenta una mayor impermeabilidad. **La tabla 19.3.2.1** indica la resistencia mínima que debe tener el hormigón en función del tipo de exposición.

En base a ambos criterios y la posibilidad de alcanzarla, la resistencia a compresión a los 28 días que se empleará para el cálculo será $f'_c = 25 \text{ MPa}$.

- b) **Resistencia a la tracción.** - El hecho que la resistencia a tracción del hormigón no es significativa, se asume que el hormigón no tiene resistencia, por lo cual se desprecia al momento de realizar el cálculo.
- c) **Coefficiente de dilatación térmica.** – El coeficiente de dilatación en el hormigón varía según el tipo de cemento, árido y el rango de temperaturas. Como valor medio para cálculos, el hormigón tiene un coeficiente de $\alpha = 10^{-5}$ (0,01 mm por metro por grado °C) siendo un valor muy similar al del acero, por lo cual este valor es válido para el hormigón armado hasta una temperatura de 150 °C.
- d) **Módulos de elasticidad.** – Se puede calcular el módulo de elasticidad por medio de la siguiente fórmula para hormigones de peso normal:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad f'_c \text{ en MPa}$$

Donde:

f'_c = Resistencia característica a compresión del hormigón.

Si se considera a la densidad del hormigón (w_c) como otra variable, la ecuación es:

$$E_c = w_c^{1.5} \cdot 34 \cdot \sqrt{f'_c} \quad f'_c \text{ en MPa}$$

w_c = Peso unitario del hormigón de peso normal en kN/m^3 .

E_c = Módulo de elasticidad en MPa.

- e) **Coefficiente de Poisson.** - Es la relación de las deformación longitudinales y transversales. Bajo tensiones normales, el coeficiente puede utilizarse igual a 0,2. En ciertos cálculos, puede despreciarse el efecto de dilatación transversal.

2.6.3.2. Acero.

En estructuras de hormigón armado, el acero se presenta en forma de barras circulares con deformaciones superficiales apropiadas para garantizar una adherencia al hormigón. Cuando las barras están cubiertas por el hormigón y este endurece, el acero forma parte integral del elemento. La unión de estos da lugar al hormigón armado.

2.6.3.2.1. Resistencia de cálculo.

La resistencia específica a la fluencia en barras corrugadas no pretensadas (f_y) que se usará en los cálculos de diseño no sobrepasarán la **tabla 20.2.2.4a** de la norma NB1225001 para cada uso y aplicación. Estos límites tienen como objetivo controlar la fisuración.

Si bien el acero a emplearse será de una resistencia de 500 MPa, y en función a lo dictado en la **tabla 20.2.2.4a**, para el diseño de elementos a flexión y a fuerzas axiales, la resistencia de cálculo será 500 MPa. Mientras que, en el caso de esfuerzos cortantes y torsionales, será de 420 MPa independientemente de si la resistencia del acero sea mayor.

2.6.3.2.2. Módulo de deformación longitudinal.

El módulo de elasticidad del acero según la norma boliviana del hormigón armado en el **artículo 20.2.2.2** puede tomarse como:

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

2.6.3.2.3. Coeficiente de dilatación térmica.

El coeficiente de dilatación térmica del acero será igual al del hormigón, es decir:

$$\alpha = 10^{-5} \text{ (0,01 mm por metro por grado } ^\circ\text{C)}.$$

2.6.3.2.4. Durabilidad del acero.

El recubrimiento de hormigón tiene como objetivo brindar protección a la armadura contra la intemperie y otros efectos. Este se mide desde la superficie del elemento hasta la superficie exterior del acero o el borde de los estribos.

La **tabla 20.6.1.3.1** indica los recubrimientos mínimos en función del tipo de exposición y de que elemento sea el que se exponga. Este valor varía en función del elemento que se esté considerando, por lo tanto, será diferente para cada tipo de elemento.

2.6.3.3. Factores de reducción de resistencia para hormigón.

Los factores de reducción propuestos por la norma son compatibles con las combinaciones de carga de loa NB 1225002, las cuales forman la base para las combinaciones de mayoración.

Dependiendo del elemento estructural, el factor de reducción ϕ correspondiente deben cumplir con la **tabla 21.2.1** de la norma.

Tabla N° 5. Factores de reducción de resistencia.

Acción o Elemento Estructural	ϕ	Excepciones
a) Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0,65 a 0,9 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han anclado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
b) Cortante	0,75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
c) Torsión	0,75	—
d) Aplastamiento	0,65	—
e) Zonas de anclajes de pos-tesado	0,85	—
f) Cartelas y ménsulas	0,75	—

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural - NB 1225001, 2020.

Por lo tanto, para el diseño de losas o vigas a flexión pura el coeficiente será $\phi = 0,9$.

Para el diseño a cortante y torsión el coeficiente será $\phi = 0,75$.

Para el diseño de columnas o elementos a compresión, será $\phi = 0,65$.

2.6.3.4. Elementos estructurales de hormigón.

2.6.3.4.1. Vigas.

Las vigas son elementos estructurales sometidos primordialmente a flexión, donde existen fibras comprimidas y fibras traccionadas. Las fibras comprimidas serán resistidas por el hormigón mientras que las fibras traccionadas necesitan las barras de acero corrugado.

2.6.3.4.1.1. Altura mínima.

La altura (h) mínima para viga no pretensadas no debe ser menor a los límites de la tabla.

Tabla N° 6. Altura mínima de vigas no pretensadas.

Condición de apoyo	h mínimo ⁽¹⁾
Simplemente apoyadas	$l/16$
Un extremo continuo	$l/18,5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural - NB 1225001, 2020.

Por lo tanto, como una forma de predimensionamiento, se partirá con la altura mínima y tratando de que la base de la viga sea $h/2$.

2.6.3.4.1.2. Cálculo de la armadura a flexión.

Cuando la fuerza axial $P_u < 0,10 \cdot A_g \cdot f'_c$ se considerará que la resistencia de la viga es a flexión pura. Por otra parte, si $P_u > 0,10 \cdot A_g \cdot f'_c$ se tomarán las consideraciones de una viga a flexión y compresión combinada.

La resistencia del elemento a flexión pura debe cumplir:

$$M_u \leq \phi M_n$$

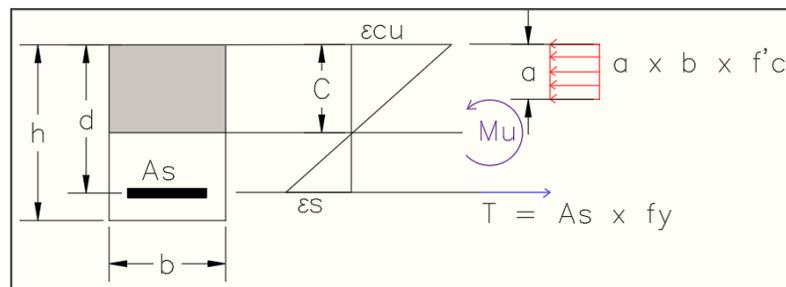
Donde:

M_u = Momento mayorado en la sección, N · mm.

ϕ = Factor de reducción de resistencias, ($\phi = 0,9$).

M_n = Resistencia nominal a flexión del elemento en la sección, N · mm.

Figura N° 4. Flexión en vigas rectangulares



Fuente: Manual de cálculo de Hormigón Armado, Larraín, Yañez, & Verdugo, 2006

La norma recomienda que la distribución rectangular equivalente trabaja con una resistencia igual a $0,85 f'c$. Que, si bien no representa la distribución real de las tensiones en la zona a compresión, proporciona resultados similares a los obtenidos de los ensayos.

Este bloque de compresión equivalente está limitado por los bordes laterales de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, ubicada a una distancia “a” desde la fibra externa a compresión hacia el eje neutro. Dicha distancia “a” puede calcularse con la **ecuación (22.2.4.1)** de la norma o deduciendo de la siguiente manera:

Dentro del par de fuerzas y el momento interno que estas generan dentro del elemento, podemos deducir que:

$$C = 0,85 \cdot b \cdot a \cdot f'c \quad \text{y} \quad T = A_s \cdot f_y$$

La suma de las fuerzas axiales es igual a:

$$C + T = 0$$

$$0,85 \cdot b \cdot a \cdot f'c = A_s \cdot f_y$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot b \cdot f'_c}$$

Resistencia nominal a flexión será igual al momento que produce el acero a tracción por el brazo de palanca:

$$M_n = (A_s \cdot f_y) \cdot (d - a/2)$$

$$M_u / \phi = (A_s \cdot f_y) \cdot (d - a/2)$$

$$M_u / \phi = (0,85 \cdot b \cdot a \cdot f'_c) \cdot (d - a/2)$$

Resolviendo la ecuación:

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_u / \phi}{0,425 \cdot b \cdot f'_c \cdot d^2}} \right)$$

Una vez obtenido el valor de “a” en función a la geometría, resistencia y el momento mayorado, se puede calcular la armadura a flexión.

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

2.6.3.4.1.3. Armadura mínima a flexión.

Se deberá colocar un área mínima de armadura para flexión $A_{s,min}$ en toda sección que requiera armadura a tracción. $A_{s,min}$ debe cumplir:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d \quad (f'_c \text{ y } f_y \text{ en MPa})$$

El espaciamiento mínimo entre armadura longitudinales debe ser el mayor entre **25mm**, **d_b** y **$(4/3) d_{agg}$** .

2.6.3.4.1.4. Cálculo de la armadura a corte.

La resistencia nominal a cortante del elemento debe cumplir:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección, N.

ϕ = Factor de reducción de resistencias, ($\phi = 0,75$)

V_n = Resistencia nominal a corte en la sección, N.

La fuerza cortante mayorada V_u , puede considerarse como el cortante a una distancia “d” de la cara del apoyo, siempre que se cumplan las condiciones del **artículo 9.4.3.2** de la norma NB 1225001. Mientras la resistencia del elemento será la suma de:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal a corte proporcionada por el hormigón, N.

V_s = Resistencia nominal a corte proporcionada por el acero, N.

Para elementos en una dirección no pretensados sin fuerza axial, el valor de V_c de calcula mediante:

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

λ = Factor de modificación para hormigones ($\lambda = 1,0$ hormigones de peso normal).

Tabla N° 7. Método detallado para calcular V_c .

$V_c \leq$	$\left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d$ ^[1]	(a)
	$\left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} + 17 \rho_w \right) b_w d$	(b)
	$0,29 \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	(c)

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural - NB 1225001, 2020.

Además, las dimensiones de la sección deben seleccionarse para poder cumplir con el **artículo 22.5.1.2:**

$$V_u \leq \phi (V_c + 0,66 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d)$$

En caso de que la resistencia a cortante del hormigón sea insuficiente, se añadirá la resistencia que aporta la armadura transversal, que será igual a:

$$V_s \geq (V_u / \phi) - V_c$$

Y V_s se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v \cdot d \cdot f_{yt}}{s}$$

Cuando se utiliza armadura a cortante perpendicular al eje del elemento, el área de armadura y su espaciamiento puede calcularse:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi \cdot f_{yt} \cdot d}$$

Donde:

A_v = Área de armadura de cortante con un espaciamiento s , mm².

s = Espaciamiento medido de centro a centro de las armaduras, mm.

f_{yt} = Resistencia específica a fluencia f_y de la armadura transversal. = 420 MPa.

2.6.3.4.1.1. Armadura mínima a corte.

Para vigas no pretensadas que requiera armadura a cortante, y se pueda despreciar los efectos a torsión $A_{v,min}$ debe cumplir con:

$$A_{v,min} / s = \frac{\sqrt{f'c}}{16 \cdot f_{yt}} \cdot b_w$$

$$A_{v,min} / s = \frac{0,35}{f_{yt}} \cdot b_w \quad (f'c \text{ y } f_{yt} \text{ en MPa})$$

Eligiendo el mayor de ambos.

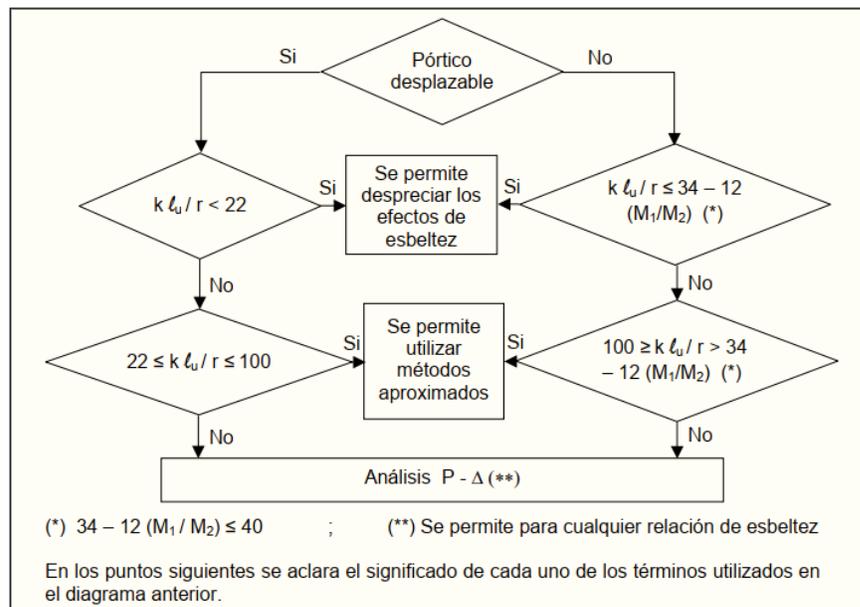
2.6.3.4.2. Columnas.

Los soportes o columnas son elementos de hormigón armado, generalmente verticales, cuya sollicitación suele ser fuerzas axiales. Pueden ser compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

Su principal función es canalizar los esfuerzos de la estructura hacia la cimentación de la obra. Estas secciones pueden ser cuadradas o rectangulares. Los soportes de sección circular, generalmente se llama columnas.

Las armaduras para elementos a compresión son las barras longitudinales y los estribos. Las barras longitudinales son la armadura principal encargadas de absorber los esfuerzos. Además de ayudar a los estribos ante la rotura por deslizamiento del hormigón en planos inclinados.

Figura N° 5. Esquema para la consideración de los efectos de la esbeltez.



Fuente: Reglamento Argentino de Estructura de Hormigón, 2005.

Para determinar si un pórtico es desplazable o no se pueden basar en distintos conceptos. La norma indica que un pórtico es intraslacional si se cumple la siguiente ecuación:

2.6.3.4.2.1. Esbeltez en pórticos indesplazables.

Para elementos a compresión en pórticos indesplazables el valor del factor de longitud efectiva k debe ser igual a 1, a menos que se justifique un menor valor por medio del análisis.

$$k = 1 - 1 / (5 + 9 \cdot \Psi_A) - 1 / (5 + 9 \cdot \Psi_B) - 1 / (10 + \Psi_A \cdot \Psi_B)$$

$$\Psi_A = \frac{\Sigma(EI/l) \text{ de todos los pilares que concurren en A}}{\Sigma(EI/l) \text{ de todas las vigas que concurren en A}} \quad (\text{igual para el extremo B})$$

Para definir si se puede despreciar los efectos de la esbeltez en el elemento se debe cumplir:

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 + 12 (M_1 / M_2) \quad \frac{k \cdot l_u}{r} \leq 40$$

Donde M_1 / M_2 es negativo si la columna está en curvatura simple o positivo si está en curvatura doble.

El radio de giro en el plano de pandeo que se analiza se calcula usando:

$$r = \sqrt{I_g / A_g}$$

Además, el momento M_2 (que es el momento de mayor valor que actúa en la columna) no puede ser menor al momento que se pueda producir por la carga axial y una excentricidad accidental en cada eje:

$$M_{2,\min} = P_u \cdot (15 \text{ mm} + 0,03h)$$

En el caso de que se desprecie los efectos de la esbeltez, se puede trabajar directamente con los resultados del análisis de primer orden.

2.6.3.4.2.2. Resistencia nominal a la compresión, P_n .

Se debe verificar que $P_u \leq \phi P_n$, donde la resistencia a compresión axial aplicada en el centroide de la columna es:

$$P_o = 0,85 \cdot f'c (A_g - A_{st}) + (f_{st} \cdot A_{st})$$

El factor 0,85 afecta al término del concreto debido a que se ha determinado que en estructuras reales el concreto tiene una resistencia del 85% de f'_c .

Como este es un cálculo para cargas aplicadas en el centroide de la columna, en la realidad existen excentricidades ya sea por momentos o por cargas aplicadas fuera del centroide. Por lo tanto, la norma indica que se debe reducir la resistencia en función al tipo de armadura transversal que tenga, siendo para columnas con estribos:

$$P_{n,max} = 0,80 P_o$$

2.6.3.4.2.3. Resistencia nominal a flexión, M_n .

Se determina la resistencia nominal a flexión del elemento en cada uno de sus ejes, en especial en columnas rectangulares, el análisis es similar al empleado en vigas donde se debe determinar la profundidad del bloque a compresión, los esfuerzos a compresión que resiste el acero y el hormigón y los esfuerzos a tracción que resiste la otra capa de acero.

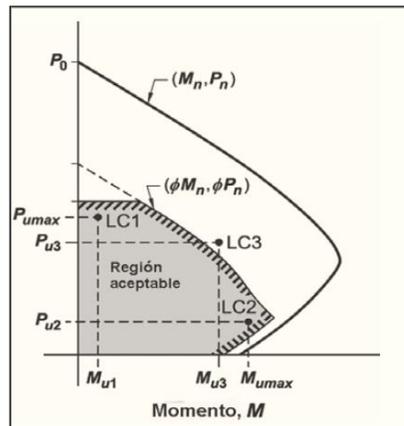
Se puede determinar la cantidad de acero necesaria para resistir el esfuerzo flector externo M_u o se puede calcular la resistencia nominal a flexión M_n del elemento con cierta cantidad de acero en cada eje. Habiéndose calculado M_{nx} y M_{ny} se verifica si la sección resistirá a los efectos de flexo-compresión empleando la siguiente inequación:

$$\frac{P_u}{\phi P_{n,max}} + \frac{M_{uX}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uY}}{\phi M_{ny}} \leq 1$$

Donde el coeficiente de reducción ϕ es 0,65 para esfuerzos a compresión y 0,9 para flexión.

También se pueden introducir los datos en un diagrama de interacción que se crea a partir de los datos de cada columna, y observar si los esfuerzos de diseño están dentro de la región aceptable de la misma

Figura N° 6. Diagrama de interacción en columnas.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural - NB 1225001, 2020.

2.6.3.4.2.4. Disposición de armaduras en columnas.

Armadura longitudinal.

Para columnas no pretensadas, el área de armadura longitudinal $A's$ debe cumplir con:

$$0,006 A_g < A's < 0,08 A_g$$

Pero para poder usar el valor mínimo es necesario demostrar que la fluencia lenta y retracción del hormigón no producirá tensiones en la armadura. Caso contrario, el límite de armadura mínima será $A'_{s,min} = 0,01 A_g$

El diámetro mínimo de la armadura principal será $d_b \geq 12 \text{ mm}$.

Armadura transversal.

Los estribos se disponen de manera transversal y su función es evitar el pandeo de la armadura principal cuando están en compresión, construir a resistir las fuerzas cortantes y aumentar la ductilidad y resistencia del pilar.

El **artículo 25.7.2** de la norma NB1225001 indica las especificaciones para estribos en una columna y debe cumplir con las siguientes características:

- a) Espaciamiento libre mínimo de al menos $(4/3)d_{agg}$.

b) El espaciamiento máximo de centro a centro no debe exceder el menor de $12 d_b$ de la barra longitudinal, $36 d_b$ de barra de estribo y la menor dimensión del elemento.

El diámetro de la barra del estribo debe ser al menos:

a) $d_{be} \geq 6 \text{ mm}$

b) $d_{be} \geq 0,25 d_b$

Donde d_b es el diámetro de la barra longitudinal, comprimida, más delgada.

2.6.3.4.3. Losas alivianadas.

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña, comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

El concepto fundamental detrás de las losas alivianadas es la creación de una combinación óptima entre áreas macizas y áreas abiertas, utilizando nervaduras o viguetas dispuestas de manera regular para distribuir las cargas de manera eficiente. Esta configuración reduce la cantidad de material utilizado, disminuyendo el peso total de la losa y generando importantes beneficios en términos de reducción de cargas sobre las fundaciones y elementos de soporte.

Para los cálculos se tendrán ciertas consideraciones. Las losas serán unidireccionales con apoyos en solo 2 lados que serían los extremos de las viguetas. Estas serán dispuestas paralelas al lado más corto.

Bajo estos términos, es posible considerar a la losa y la vigueta como una viga T, permitiendo calcular la misma como una franja en una dirección.

2.6.3.4.4. Fundaciones.

Es aquella parte de la estructura ubicada generalmente por debajo de la superficie del terreno y se encarga de transmitir las cargas al suelo o roca subyacente.

Debe garantizar la estabilidad y resistencia a lo largo de la vida útil. Debe contar con un coeficiente de seguridad adecuado y el asentamiento debe ser compatible con la deformación de la estructura cimentada.

Las zapatas son las estructuras más frecuentes para terrenos de resistencia media o alta. Cuando el área de zapatas es mayor al 50% del área del edificio, o es terreno es poco resistente u homogéneo, la opción más económica es la losa de cimentación, esto debido al menos espesor del hormigón, menores armaduras, excavación más sencilla y menos encofrados.

Para el cálculo de la zapata es necesario conocer las fuerzas que actúan sobre la misma, es decir, los momentos en ambos ejes (M_x y M_y), las fuerzas cortantes también en ambos ejes (V_x y V_y), la carga vertical que llega a la zapata (N) y el peso de la misma (P).

Finalmente se seguirán las especificaciones del **capítulo 13** de la norma NB 1225001

2.6.3.4.4.1. Predimensionamiento.

Predimensionando la zapata a partir de la resistencia del suelo, se calcula con una estimación del área que sería necesaria, considerando la carga de servicio.

Para poder determinar el B_{\min} en función a las excentricidades que provocan los momentos en cada dirección, el cálculo es:

$$e_L = \frac{M_{ys}}{P_s} \quad e_B = \frac{M_{xs}}{P_s}$$

Donde L es el lado que está en dirección del eje x, y B en el eje y.

Por lo tanto, el b_{\min} será:

$$B_{\min} \geq |e_B| + |e_L| + \sqrt{\frac{P_{servicio}}{\sigma_{adm}} + (|e_B| - |e_L|)^2}$$

Y el esfuerzo en las esquinas será igual a, pero no mayor que σ_{adm} .

$$q_s = \frac{P_s}{B \cdot L} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_L}{L} \pm \frac{6 \cdot e_B}{B} \right) \leq \sigma_{adm}$$

El **artículo 13.3.1.2** indica que la altura mínima para una fundación superficial debe ser al menos 150 mm. Además, la altura de la zapata debe ser tal que resista los efectos de punzonamiento.

Por otro lado, el libro de Jiménez Montoya propone una ecuación para determinar el canto útil en función del esfuerzo del terreno en la zapata. Este esfuerzo se considera uniforme sin considerar el peso propio de la zapata, por lo tanto, $\sigma_t = P_u / (L \cdot B)$, donde P_u es el axil mayorado transmitido por la columna.

Para suelos de resistencia alta $\sigma_{adm} > 250 \text{ kN/m}^2$ o resistencia media $160 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{adm} < 250 \text{ kN/m}^2$, el valor de canto útil d_c se proporciona con la siguiente expresión:

$$d_c = \frac{2,09 \cdot \sigma_t}{\sigma_t + 1120} \cdot (v - 0,23) > 0,24 \text{ m}$$

Donde:

σ_t = Presión uniforme del terreno sobre la zapata en kN/m^2 .

P_u = Axil mayorado transmitido por la columna a la zapata.

v = El mayor de los vuelos v_x y v_y en las direcciones x y.

v_x = Vuelo en la dirección x = c

v_y = Vuelo en la dirección y = B – b_c

L, B = Dimensiones de la zapata.

l_c, b_c = Dimensiones de la sección de la columna.

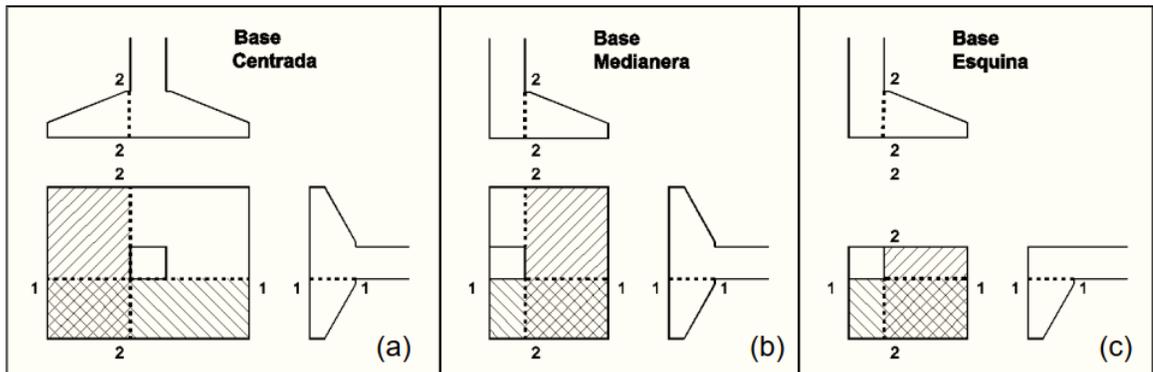
Posteriormente, la **tabla 20.6.1.3.1** limita que el recubrimiento específico no sea menos a 40 mm.

2.6.3.4.4.1. Método de flexión.

La norma NB 1225001 en su artículo 13.3.3 establece que las zapatas aisladas en dos direcciones deben cumplir con las disposiciones de los **capítulos 7 y 8**, que tratan sobre losas en una o dos direcciones respectivamente.

Para el cálculo del acero necesario a flexión se debe identificar las secciones críticas, las cuales serán las áreas que están en el borde de la columna. Dicha sección se marca con la línea punteada, y el área sombreada es la superficie de acción de las reacciones del suelo.

Figura N° 7. Secciones críticas para el diseño a flexión en una zapata aislada.



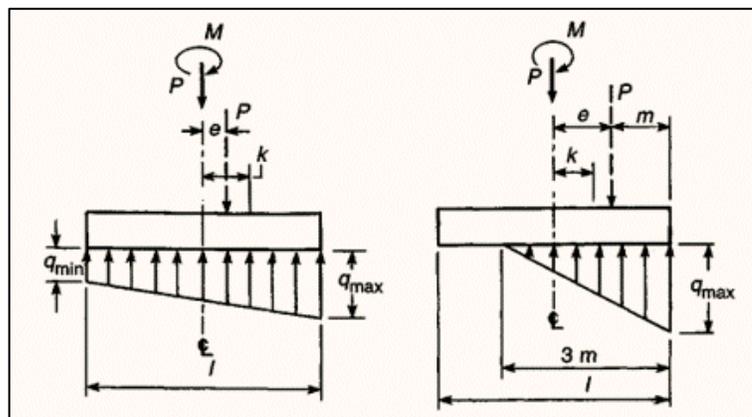
Fuente: Reglamento Argentino de Estructura de Hormigón, 2005.

Cuando la zapata recibe momentos flectores, estos efectos generan que la carga P_u no sea concéntrica y se deban analizar el efecto de las excentricidades.

Sí el momento que se considera está en una sola dirección, se tienen dos casos:

Cuando excentricidades caen en el tercio central de la zapata (o a una distancia k no mayor a la sexta parte, pero considerada desde el centro), se deberá calcular las presiones de los extremos.

Figura N° 8. Presiones de contacto supuestas bajo zapatas excéntricas.

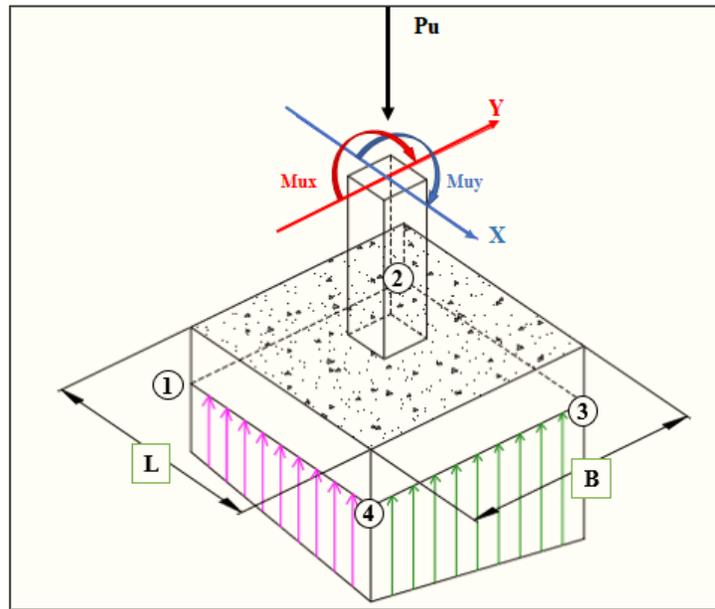


Fuente: Diseño de Estructura de Concreto, Arthur Nilson, 2001.

Por otro lado, si la excentricidad es demasiada, el diagrama de esfuerzos será solo en una porción de la zapata y de forma triangular.

Cuando los momentos que actúan en una zapata están presentes en ambas direcciones, el diagrama de esfuerzos del suelo tiene una forma de prisma trapezoidal, el cual está en función a la excentricidad provocada por los momentos.

Figura N° 9. Esfuerzos del terreno en una zapata con momentos en ambos ejes.



Fuente: Elaboración propia.

$$e_L = \frac{M_{uy}}{P_u} \quad e_B = \frac{M_{ux}}{P_u}$$

$$q_u = \frac{P_u}{B \cdot L} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_L}{L} \pm \frac{6 \cdot e_B}{B} \right)$$

El acero a flexión se debe calcular en ambas direcciones, realizando un corte en el prisma el prisma de esfuerzos en las la posición de las secciones críticas.

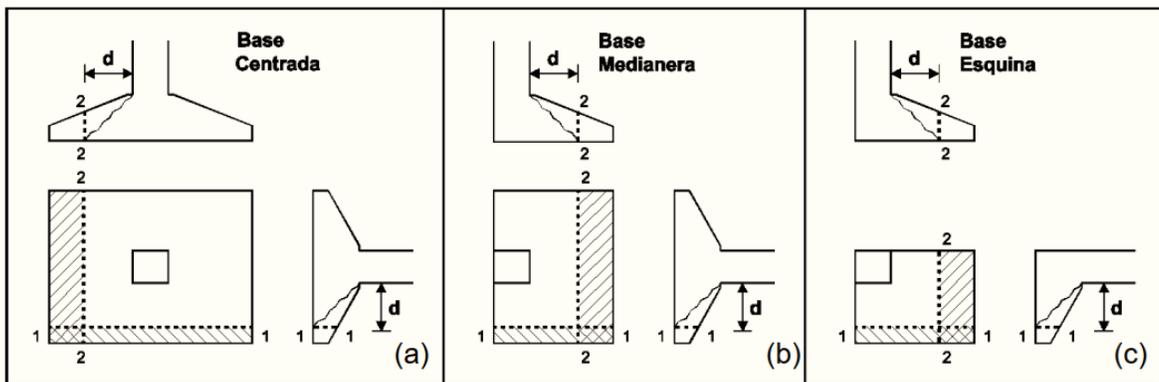
Con el diagrama de esfuerzos también se realizarán las verificaciones a cortante y punzonamiento en las secciones críticas que se analizan.

En el cálculo del momento nominal M_n , que es capaz de resistir la sección, la norma indica que se debe calcular de acuerdo con el **artículo 22.3**, el cual hace referencia al cálculo de la altura del bloque de compresión. Este cálculo se realizará en cada dirección.

2.6.3.4.4.1. Comprobación a cortante.

La comprobación a cortante será la comparación entre la fuerza cortante que ejerce el terreno en una sección crítica ubicada distancia “d” de la columna, con la resistencia del hormigón para elementos sin armadura transversal. Dicha sección se marca con la línea punteada, y el área sombreada es la superficie de acción de las reacciones del suelo.

Figura N° 10. Secciones críticas para la verificación a cortante en una dirección.



Fuente: Reglamento Argentino de Estructura de Hormigón, 2005.

Esta verificación debe cumplir que:

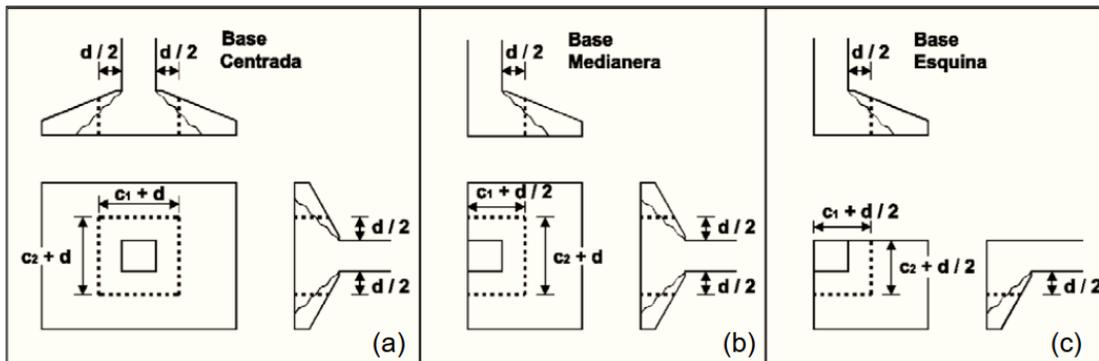
$$V_u \leq \phi V_c \quad (\text{Donde } \phi = 0,75)$$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f_c}}{6} \cdot b_w \cdot d$$

2.6.3.4.4.1. Comprobación a punzonamiento:

El punzonamiento es un esfuerzo de corte, pero en dos direcciones, por lo tanto, en lugar de analizar una sección crítica línea, se realiza el cálculo para un perímetro crítico, el cual se encuentra a una distancia $d/2$ de cualquier cara de la columna que llega a la zapata.

Figura N° 11. Secciones críticas para la verificación a punzonamiento



Fuente: Reglamento Argentino de Estructura de Hormigón, 2005.

Se debe calcular la fuerza cortante bidireccional V_{ubd} afuera del área crítica y comparar con la fuerza resistente a punzonamiento del elemento, debiéndose cumplir que:

$$V_{ubd} \leq \phi V_c \quad (\text{Donde } \phi = 0,75)$$

La resistencia del elemento será igual a $V_c = v_c \cdot b_o \cdot d$, donde b_o es el perímetro crítico.

Y el valor v_c debe ser el menor de las siguientes formulas propuestas en la **tabla 22.6.5.2** de la norma:

Tabla N° 8. Cálculo de v_c para cortante en dos direcciones.

V_c		
$v_c \leq$	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{3}$	(a)
	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right)$	(b)
	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)$	(c)

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural - NB 1225001, 2020.

2.6.3.4.5. Escalera.

Las escaleras son estructuras diseñadas para enlazar dos niveles a diferentes alturas (plantas). Para el diseño y cálculo de la escalera se tomará en cuenta los siguientes criterios.

2.6.3.4.5.1. Trazado.

Tras haberse escogido la geometría que tendrá la escalera (tramos rectos o espiral) el trazado y la pendiente dependerá meramente de las dimensiones de los peldaños, la huella “h” y la contrahuella “c”. Por razones de seguridad todos los peldaños deben ser iguales y para evitar el cansancio, no se permite que haya más de 15 peldaños por tramo.

La dimensión que se ha elegido es según la norma de caracterización de centros de salud de primer nivel, que estipula una razón de 2:1 en las dimensiones de los peldaños, es decir de huella $h = 30$ cm y de contrahuella $c = 15$ cm. para lo cual se obtiene una pendiente de $\alpha = 26,5^\circ$.

El ancho mínimo de la escalera por norma es de 150 cm. La huella tiene una ligera prolongación en el cruce con la contrahuella. Esta prolongación se llama “bordón” entre 2 y 4 cm lo que permite una anchura mayor de huella. La escalera debe estar bien iluminada, equipada con barandales y pasamanos. Los cuales deben ser redondos, ubicados a 75 y 90 cm del nivel del suelo. Estar en ambos lados y prolongarse por 60 cm en el arranque y en la llegada.

Una escalera se compone de las siguientes partes:

Peldaño. - Es cada una de las partes de la escalera donde se apoya el pie al subir o bajar.

Tramo. - Es una serie de peldaños continuos entre descansos. Sin exceder los 15 peldaños.

Caja de escalera. - Es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio.

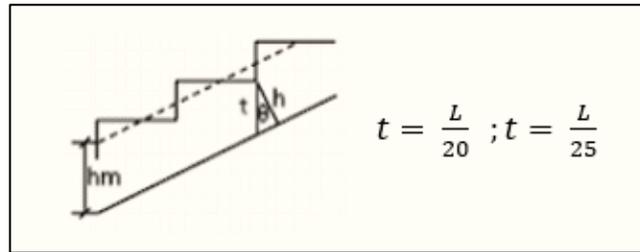
Arranque de escalera. - Se denomina así a la parte donde apoya la escalera en su comienzo.

Para el diseño de la escalera se tomará en cuenta la norma ACI-318 debido a que la norma boliviana no es clara con respecto al diseño y cálculo de escaleras.

2.6.3.4.5.2. Predimensionamiento de la losa de la escalera.

El espesor de la losa de la escalera dependerá de la longitud de la escalera, aproximadamente $L/20$ o $L/25$. Se puede escoger estos valores o uno que sea conveniente ya que posteriormente se verificara si el valor de "t" asumido es el correcto.

Figura N° 12. Secciones en una escalera.



Fuente: Diseño en Concreto Armado, Roberto Morales, 2006.

Ángulo de inclinación de la huella:

$$\cos \alpha = \frac{\text{huella}}{\sqrt{\text{huella}^2 + \text{contrahuella}^2}} \quad h = \frac{t}{\cos \alpha}$$

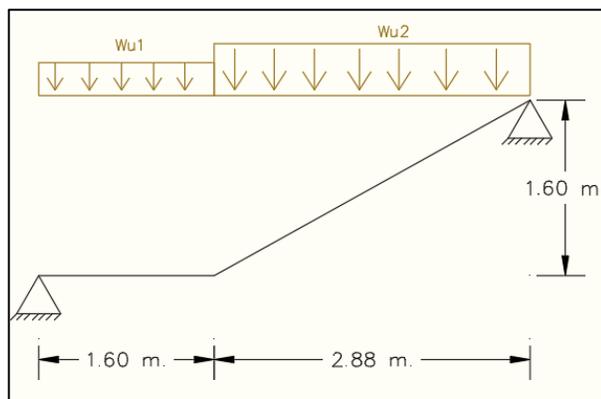
Altura media “hm”:

$$hm = h + \frac{\text{huella}}{2}$$

2.6.3.4.5.3. Cargas presentes en la escalera:

Las cargas se considerarán el peso propio del elemento, el acabado sobre la misma, el peso del pasamanos y la carga viva. Esto se calculará la carga para el tramo y para el descanso por separado (Anexo 3).

Figura N° 13. Ilustración de las cargas.



Fuente: Elaboración propia.

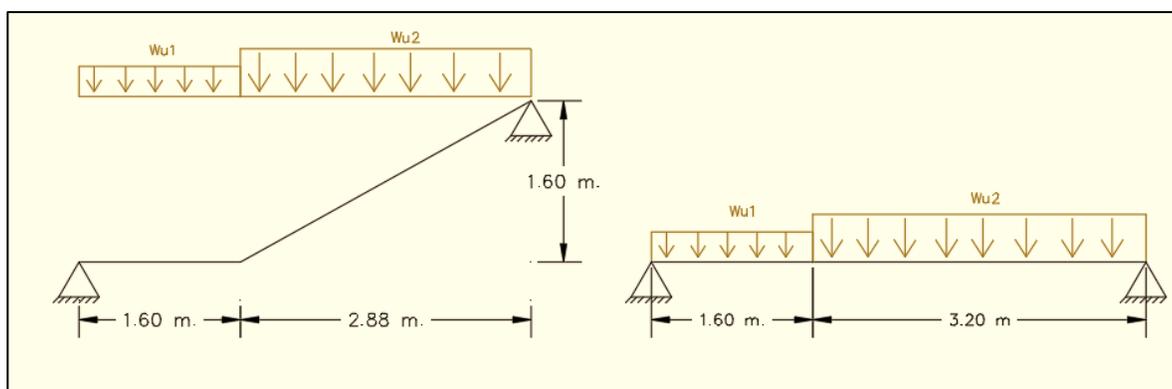
$$W_{u1} = Q_D + Q_L$$

$$W_{u2} = Q_D + Q_L$$

2.6.3.4.5.4. Diseño a flexión.

Para el diseño a flexión idealizará como un caso donde el tramo de la escalera se comporta como un elemento simplemente apoyado para poder obtener el máximo momento flector positivo.

Figura N° 14. Idealización simplemente apoyado.

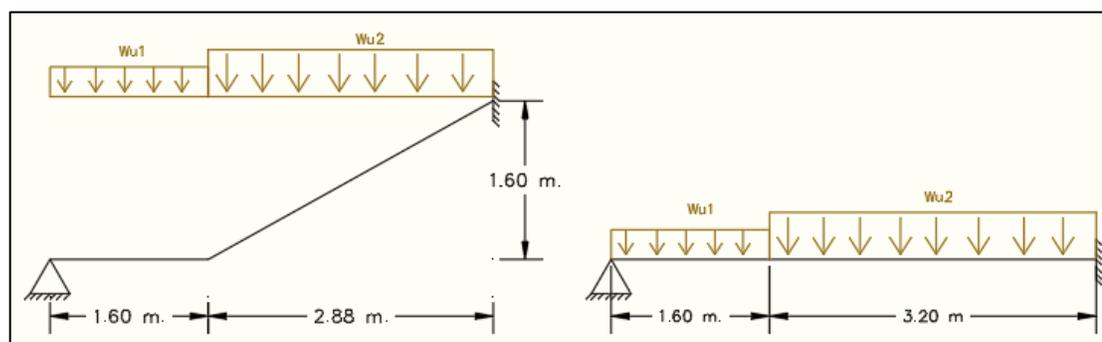


Fuente: Elaboración propia.

Una vez obtenido el momento positivo máximo, M^+_{MAX} , se aplicarán factores dependiendo del tipo de apoyo que se tengan con el fin de obtener el $M^+_{DISEÑO}$ y $M^-_{DISEÑO}$, esto con el fin de tener armadura negativa en la zona de los apoyos.

Como alternativa de análisis, se empotrará el apoyo que conecta con la losa del nivel superior, esto con el fin de obtener el momento negativo en el extremo. Habiendo realizado el cálculo de los esfuerzos en ambos casos, se elegirá el pésimo para el cálculo de armadura.

Figura N° 15. Idealización con apoyo empotrado.



Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente procede al cálculo de armadura necesaria, cumpliendo los requisitos por norma, como $A_{s,min}$, armadura por retracción y temperatura (que se dispondrá de forma perpendicular) con la consideración de que se trata de una losa maciza unidireccional.

2.6.3.4.6. Rampa de acceso.

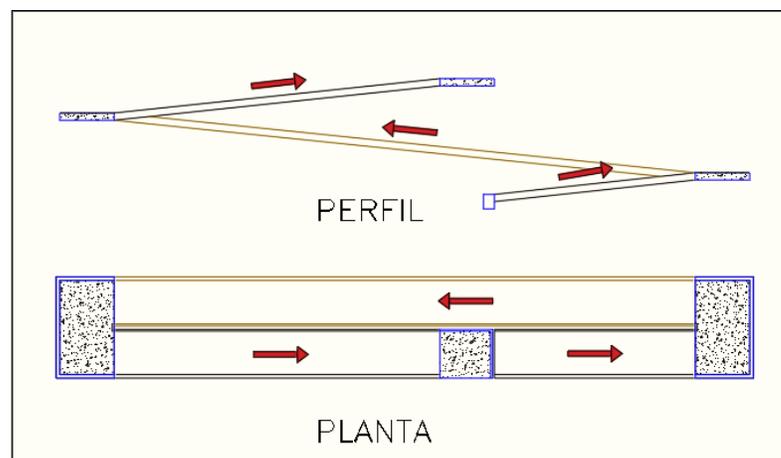
Con el fin de permitir el acceso al nivel superior, se debe considerar la construcción de una rampa de acceso. La cual debe cumplir ciertos requisitos por norma (Norma Nacional de Caracterización de Establecimientos de Salud de Primer Nivel, 2013).

En rampas de una dirección el ancho libre mínimo debe ser de 1,20 m. La pendiente no debe superar el 10%. Los pasamanos laterales deben ser de sección redonda y ubicarse a 75 y 90 cm de altura (Norma Nacional de Caracterización de Establecimientos de Salud de Primer Nivel, 2013).

Finalmente, el piso debe ser uniforme y antiderrapante. La rampa se construirá de hormigón armado.

En función al desnivel que salvar y la geometría del establecimiento será de tres tramos como se puede ver en la figura.

Figura N° 16. Vistas de la rampa.



Fuente: Elaboración propia.

2.6.3.4.7. Junta de dilatación.

Una junta de dilatación es la separación definitiva en dos partes de la estructura con el objetivo de absorber los movimientos termo higrométricos.

Las juntas de dilatación son definitivas y proveen una discontinuidad casi total de estructura liberando el movimiento horizontal. En único lugar donde no se produce una separación es en la cimentación.

Dentro de todas las razones para considerar la disposición de una junta, la más importante es evitar al proyectista los cálculos de los efectos termo higrométricos. Que, si estos son pequeños o la estructura no sobrepasa ciertas dimensiones o el ambiente no es extremo, no sería necesario una junta de dilatación.

Dentro de los criterios más usados, la Normativa española indica que no es necesario considerar las acciones térmicas en estructuras que no tengan elementos continuos de más de 40 m de longitud (Calavera, Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón, 2008), por lo tanto, solo se dispondrá de una junta.

Cierre máximo de las juntas.

$$\Delta t = T_s - T_m$$

Donde:

T_s = Temperatura que excede el 1% del tiempo en los meses de verano.

T_m = Temperatura media.

$$C_t = (T_s - T_m) \cdot L \cdot 1,1 \cdot 10^{-5}$$

Ancho de la junta.

Para compensar tolerancias en la construcción y las características de deformación del material de sellado de la junta, se dispondrá de un ancho de:

$$a = K_j \cdot C_t$$

Donde $K_j = 2$ para edificios sin calefacción.

2.7. Estrategia para la ejecución del proyecto.

2.7.1. Especificaciones técnicas.

Las Especificaciones Técnicas son un conjunto detallado de instrucciones y requisitos técnicos que establecen los estándares, características y criterios que deben cumplirse durante la ejecución del proyecto. Estas especificaciones proporcionan información precisa sobre los materiales, métodos de construcción, calidad y rendimiento esperados en cada etapa del proyecto. Su propósito es asegurar que la construcción se realice de manera consistente, segura y de acuerdo con los estándares profesionales y regulaciones aplicables.

2.7.2. Cómputos métricos.

Se refieren a la cuantificación detallada y sistemática de los diferentes componentes, materiales y actividades que conforman un proyecto de construcción. Los cómputos métricos permiten determinar la cantidad exacta de materiales, mano de obra, equipos y otros recursos necesarios para llevar a cabo la construcción de acuerdo con los planos y especificaciones.

Un cómputo detallado permite la revisión, corrección y modificación. Realizarse con el menor número de operaciones matemáticas y geométricas y mediciones. Pero sin descuidar los controles a fin de evitar errores groseros en ciertas actividades.

Este computo puede realizarse en el plano como parte del trabajo de gabinete haciendo uso de los planos y las escalas. También se puede realizar el computo en obra, cuando está ya se encuentra en ejecución.

2.7.3. Precios unitarios.

Los "Precios Unitarios" se refieren a los costos estimados por unidad de medida de diferentes componentes, materiales o actividades involucrados en la ejecución del proyecto. Estos precios son esenciales para la estimación y control de costos durante la construcción y permiten calcular el presupuesto total del proyecto de manera más precisa.

Con el apoyo de los cálculos métricos es posible calcular el costo de una actividad o ítem de obra. Estos están compuestos por los costos directos y los costos indirectos.

Para el análisis de los costos unitarios se empleará el formulario "B - 2" del Documento Base de Contratación DBC, que es el que rige en el país.

2.7.4. Presupuesto.

El "Presupuesto General de Obra" es una estimación detallada y cuantificada de todos los costos asociados a la realización del proyecto de construcción. Este presupuesto abarca todos los aspectos financieros del proyecto, incluyendo materiales, mano de obra, equipos, servicios profesionales, gastos generales y cualquier otro costo relacionado con la ejecución de la obra.

La precisión del mismo dependerá del desglose de los elementos que constituyen la construcción y el criterio del calculista. Actualmente existen herramientas computarizadas que facilitan la obtención del presupuesto con mayor precisión.

2.7.5. Planeación y cronograma.

Es una etapa fundamental en la planificación global del proyecto y abarca aspectos clave como la definición de tareas, asignación de roles, estimación de costos, identificación de riesgos y establecimiento de metas a alcanzar en cada etapa de la ejecución.

Un cronograma bien elaborado permite programar y organizar las actividades de manera secuencial, asignando fechas y plazos para cada una de ellas. Esto ayuda a gestionar el tiempo, evitar retrasos y asegurar que el proyecto se desarrolle de acuerdo con lo planificado.

Actualmente existen herramientas virtuales que permiten elaborar la planificación del proyecto como ser Microsoft Project.

CAPÍTULO III – INGENIERÍA DEL PROYECTO.

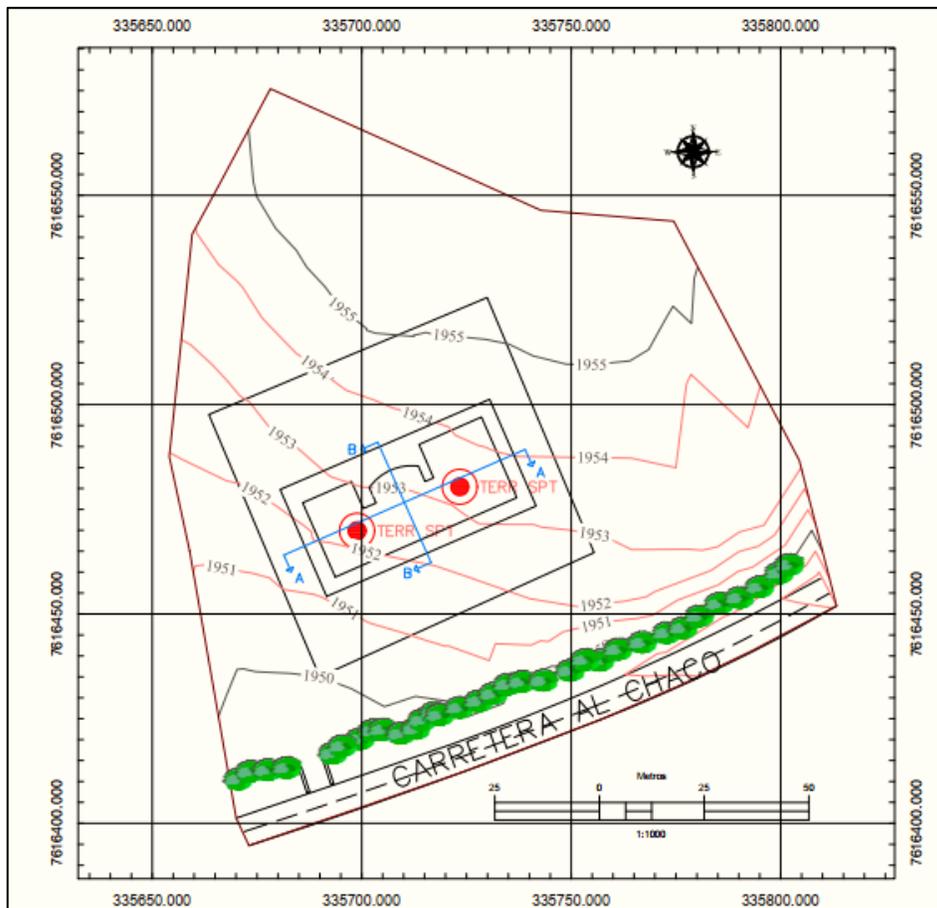
En el presente capítulo se contempla el análisis, dimensionamientos y cálculos de los elementos estructurales en base a las normas y metodologías que se expresaron en el capítulo II (Marco Teórico).

3.1. Análisis del levantamiento topográfico.

Se pudo apreciar que el terreno de emplazamiento tiene un desnivel, cuya pendiente baja hacia el nivel de la carretera, por lo tanto, se debe realizar una nivelación y un desbroce.

El área se encuentra a pocos metros del eje de la carretera al chaco, pasando el puesto de control vial de Santa Ana La Nueva. La lista de coordenadas obtenidas en el levantamiento se encuentra en el Anexo 1.

Figura N° 17. Topografía del terreno



Fuente: Elaboración propia

Se ha definido un emplazamiento en terrazas para el edificio, adaptándose a la topografía inclinada del terreno. El diseño considera dos áreas a diferentes cotas, optimizando los movimientos de tierra y reduciendo el impacto en costos.

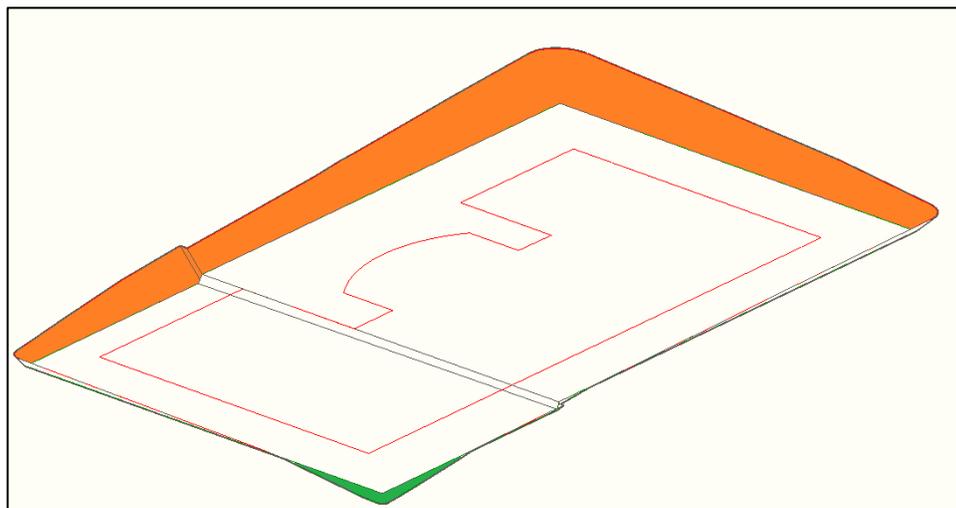
La parte baja del edificio se situará a una cota de +1951,50 m, lo que implica que estará ligeramente por encima del nivel natural del terreno a +1951,0 m. Como resultado, será necesario realizar un relleno de aproximadamente 8 m³ para alcanzar la cota deseada.

Por otro lado, la parte alta del edificio se emplazará a una cota de +1952,0 m, lo que requerirá un corte en el terreno, eliminando material hasta alcanzar un volumen de 1842,25 m³. Este corte se llevará a cabo con un talud de 1:1, asegurando la estabilidad del terreno.

Internamente se dispondrá de una rampa y una grada en el pasillo de distribución para la circulación de las personas como se ve en la figura.

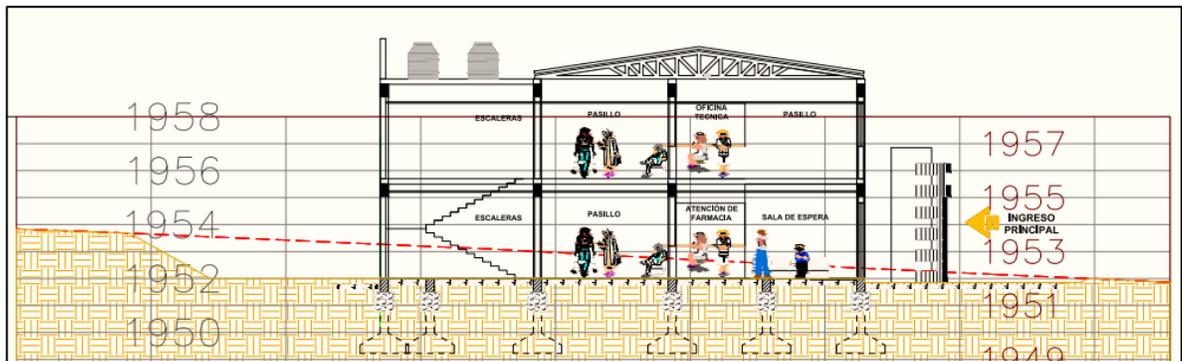
El nivel de fundación será una profundidad de 1,5 m por debajo de la cota del terreno, es decir a +1949,50 m en la parte baja y a +1950,0 m en la parte más alta.

Figura N° 18. Áreas de corte y de relleno del emplazamiento



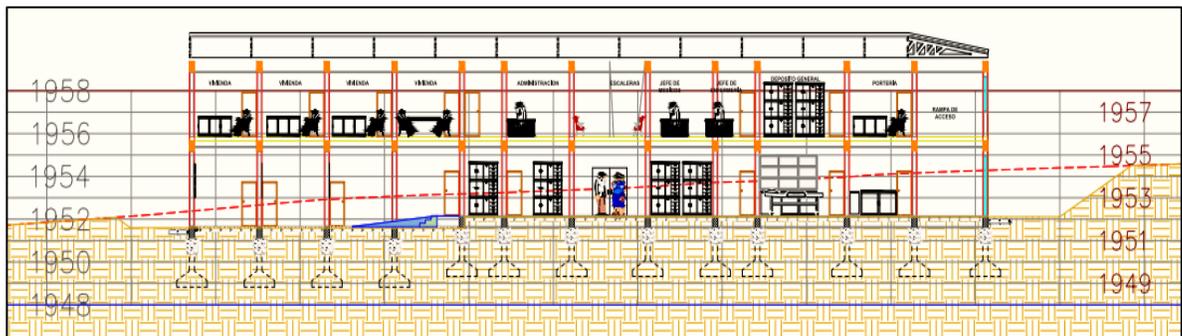
Fuente: Elaboración propia

Figura N° 19. Corte B-B, Perfil transversal.



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 20. Corte A-A, Perfil longitudinal.



Fuente: Elaboración propia

3.2. Análisis del estudio de suelos.

Los estudios de suelo se realizaron utilizando el equipo del Laboratorio de Suelos de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho. En el sitio se realizó el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y recolección de muestras de dos pozos. En los predios del laboratorio se realizaron los ensayos de Granulometría, Contenido de Humedad y Límites de Atterberg dando como resultado las características del terreno.

Para el pozo 1 la clasificación es SM (SUCS) que presentaría las características de arena fina con limos con nula plasticidad, y una capacidad admisible de $\sigma_{adm} = 2,5 \text{ kg/cm}^2$.

Para el pozo 2 la clasificación es CL (SUCS) correspondiente a arcilla con limos de baja-media plasticidad, y una capacidad admisible de $\sigma_{adm} = 2,0 \text{ kg/cm}^2$.

El cálculo y la corrección del número de golpes del ensayo se encuentra desarrollado en el Anexo 2.

Ante esta diferencia de características de suelo, para simplificar los cálculos del proyecto, se trabajó con la menor resistencia, que es la del pozo 2.

3.3. Arquitectura del proyecto.

El diseño arquitectónico está basado en el que fue proporcionado por la sub alcaldía de Tarija. La infraestructura esta diseñada para cumplir la norma nacional de Caracterización de Establecimientos de salud de primer nivel.

En la primera planta estará destinada para la atención de los pacientes, contando con los siguientes ambientes. La segunda planta destinada en su mayoría para el personal:

3.4. Planteamiento de la estructura.

3.4.1. Sustentación de la cubierta.

La cubierta cuenta con un tipo de cubierta metálica que abarca la mayor parte de la superficie, a su vez en ciertas zonas la cubierta está formada por losa alivianada para la instalación de tanques para el almacenamiento de agua.

Para las uniones entre barras se utilizará soldadura tipo filete, mientras que la unión de la estructura metálica con el concreto se realizará con pernos y placas de anclaje.

Para evitar ciertos efectos no deseados en la estructura, las correas se colocaron a nivel de cada nudo, las cuales serán soldadas otorgándole un grado de rigidez que permita resistir mejor al mismo tiempo de no requerir secciones más grandes.

La cubierta será de una pendiente de 28,3% o $\alpha = 15,82^\circ$, el material de la misma será calamina permitiendo trabajar a esta pendiente. En la consideración de las cargas de viento, será en base a lo establecido por la norma NB 1225002 para edificio de baja altura y en cálculo de la misma se basó en las especificaciones de la CIRSOC 102 (Ministerio de Planificación Federal, 2005). La determinación de las cargas y del efecto del viento se encuentra en el Anexo 3.

3.4.2. Estructura de sustentación la edificación.

La estructura de la edificación está constituida por varios pórticos.

Los pórticos están compuestos de columnas, vigas de sección rectangular. Los elementos de cierre horizontal están constituidos por losas aligeradas con viguetas prefabricadas.

También se consideró la implementación de una rampa que permita el acceso al según nivel por parte de pacientes o visitantes que así lo requieran.

3.4.3. Fundaciones.

Las fundaciones están compuestas por zapatas aisladas que se encuentran a 1,5m debajo del nivel de explanación del terreno. Además, se contarán con sobrecimientos en la planta baja que conecten las columnas que estén apoyadas sobre estas zapatas.

3.5. Diseño de la estructura metálica.

El tipo de cercha será del tipo Pratt (N). Las cargas que se considerarán serán aquellas que actúen un área determinada de la cubierta que recaerá en cada correa. La longitud de las correas será de $L = 2,85$ m que es la separación entre cerchas y el ancho será el espaciamiento entre correas $B = 0,78$ m.

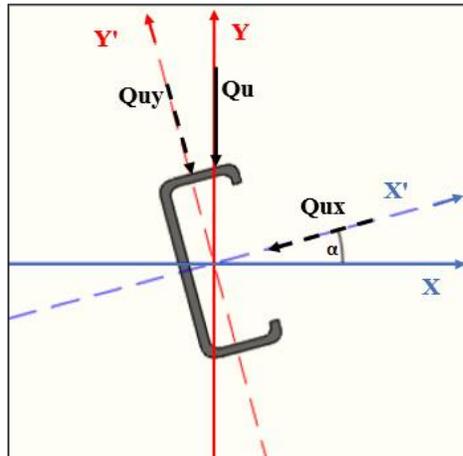
En lo que respecta de los materiales, se elegirá un hormigón H-25 y un Acero a36 cuyo esfuerzo de fluencia $F_y = 250$ MPa.

3.5.1. Correas de perfil de acero.

Las correas serán de perfiles de acero de tipo C para facilitar la instalación de la calamina mediante clavos de sujeción tipo J. Estas correas estarán sometidas a las cargas ya definidas en el Anexo 3.

La carga de viento (W) actuará de forma perpendicular a la cubierta, mientras las cargas muertas (D) y la sobrecarga de uso (L_r) en dirección vertical. Debido a que la cubierta tiene una pequeña pendiente. Las cargas verticales deberán descomponerse en los dos ejes de la barra, por lo tanto, existirá dos momentos flectores a considerar, en M_x y M_y como se muestra en la figura.

Figura N° 21. Carga Q_u descompuesta en los ejes X y Y.



Fuente: Elaboración propia.

Considerando un perfil C de dimensiones 80x40x15x1,8 y el análisis de cargas que se realizó en el anexo 3, se obtiene las cargas que actuarán en la correa:

Peso propio (D_G) = 0,025 kN/m

Cargas permanentes (D_P) = 0,055 kN/m

Cargas muertas (D) = 0,08 kN/m

Sobrecarga de cubierta (L_r) = 0,624 kN/m

Sobrecarga de granizo (S) = 0,585 kN/m

Acción del viento barlovento (W_b) = -1,18 kN/m (succión)

Acción del viento sotavento (W_s) = -0,78 kN/m (succión)

Según la **tabla 2.6.1.2.** se realizará las combinaciones de carga con el fin de obtener el momento máximo, el cual se descompondrá en los ejes del perfil.

$U = 1,4 D$ $U = 0,11$ kN/m

$U = 1,2 D + 1,6 L_r$ $U = 1,09$ kN/m

$U = 1,2 D + 1,6 L_r + 0,5 S$ $U = 1,39$ kN/m

$U = 1,2 D + 1,6 S + 0,5 L_r$ $U = 1,34$ kN/m

$$U = 1,2 D + 1,6 Lr + 0,8 W$$

$$U = 0,35 \text{ kN/m}$$

$$U = 1,2 D + 1,6 S + 0,8 W$$

$$U = 0,29 \text{ kN/m}$$

$$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 Lr + 0,5 S$$

$$U = 0,08 \text{ kN/m}$$

$$U = 0,9 D + 1,6 Wb \text{ Viento del Norte}$$

$$U = -1,42 \text{ kN/m}$$

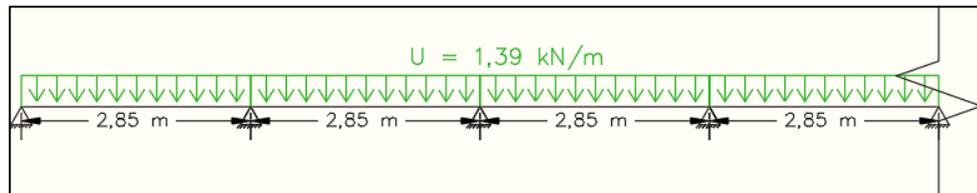
$$U = 0,9 D + 1,6 Ws \text{ Viento del Norte}$$

$$U = -0,90 \text{ kN/m}$$

Se escogerá el mayor positivo para el diseño de la correa y los demás elementos: $U = 1,39 \text{ kN/m}$. Mientras que las dos combinaciones con resultados negativos se utilizarán para la verificación a succión de la cubierta.

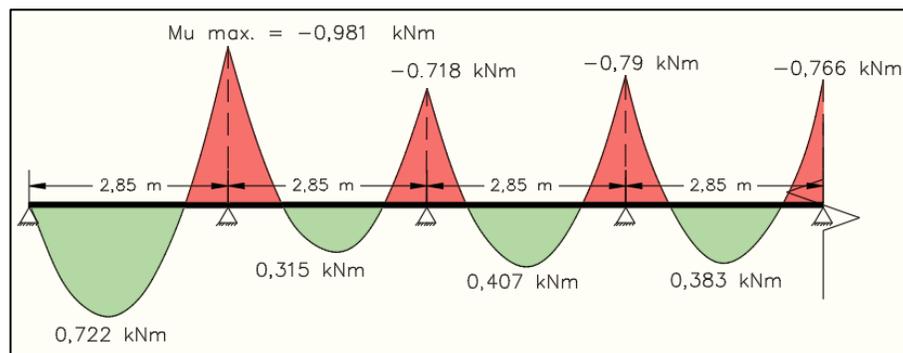
La carga mayorada se aplicará en todo el tramo de la correa, la cual se considerará como una viga continua simplemente apoyada.

Figura N° 22. Carga total mayorada en correa.



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 23. Diagrama de momentos flectores en la correa.



Fuente: Elaboración propia.

Una vez obtenido el momento M_u , se procederá a descomponer en los ejes de la barra en función al ángulo de inclinación $\alpha = 15,82^\circ$.

$$M_{ux} = M_u \cdot \cos \alpha = 0,23 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = M_u \cdot \sin \alpha = 0,93 \text{ kNm}$$

Ya definido el perfil a usar, se procederá a verificar si la sección resiste los momentos actuantes.

3.5.1.1. Verificación a flexión.

Datos generales:

Perfil C 80 x 40 x 15 x 1,8

$$\text{Esfuerzo a fluencia del acero a36, } F_y = 250 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Coeficiente de resistencia a flexión, } \phi = 0,9$$

$$\text{Módulo de elasticidad del acero, } E = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Área de la sección, } A = 321 \text{ mm}^2$$

3.5.1.2. Resistencia nominal a la flexión, M_n , en el eje mayor.

El valor de M_n será el menor valor obtenido de acuerdo al cálculo de fluencia y pandeo lateral torsional.

1. Fluencia.

$$M_{ny} = M_{py} = F_y \cdot Z_x$$

$$M_{py} = 250 \text{ N/mm}^2 \cdot 8159 \text{ mm}^3$$

$$\mathbf{M_{py} = 2039750 \text{ Nmm}}$$

$$\text{Módulo plástico, } Z_x = 8159 \text{ mm}^3$$

2. Pandeo Lateral torsional.

Se debe calcular los parámetros L_b y L_p para determinar en qué caso se encuentra.

Datos:

$$\text{Inercia en torno al eje X, } I_x = 32,64 \text{ cm}^4$$

Radio de giro en el eje Y, $r_y = 31,94 \text{ mm}$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,76 \cdot 31,94 \text{ mm} \cdot \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}}$$

$L_p = 1590 \text{ mm}$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7F_y}{E}\right)^2}}$$

Para secciones canal:

$$J = \frac{1}{3} \cdot (2bt_f^3 + ht_w^3)$$

$$J = \frac{1}{3} \cdot (2 \cdot 40 \text{ mm} \cdot (1,8 \text{ mm})^3 + 80 \text{ mm} \cdot (1,8 \text{ mm})^3)$$

$$J = 311,04 \text{ mm}^4$$

$$C_w = \frac{t_f \cdot b^3 \cdot h^2}{12} \cdot \left(\frac{3 \cdot b \cdot t_f + 2 \cdot h \cdot t_w}{6 \cdot b \cdot t_f + h \cdot t_w} \right)$$

$$C_w = \frac{1,8 \text{ mm} \cdot (40 \text{ mm})^3 \cdot (80 \text{ mm})^2}{12} \cdot \left(\frac{3 \cdot 40 \text{ mm} \cdot 1,8 \text{ mm} + 2 \cdot 80 \text{ mm} \cdot 1,8 \text{ mm}}{6 \cdot 40 \text{ mm} \cdot 1,8 \text{ mm} + 80 \text{ mm} \cdot 1,8 \text{ mm}} \right)$$

$$C_w = 53'760'000,00 \text{ mm}^6$$

Donde:

Ancho del perfil, $b = 40 \text{ mm}$

Ancho del alma, $t_w = 1,8 \text{ mm}$

Ancho del ala, $t_f = 1,8 \text{ mm}$

Altura del perfil, $h = 80 \text{ mm}$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_x \cdot C_w}}{Z_x}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{32,64 \text{ cm}^4 \cdot 53,76 \text{ cm}^6}}{8,16 \text{ cm}^3}$$

$$r_{ts}^2 = 5,13 \text{ cm}^2 \quad ; \quad r_{ts} = 22,7 \text{ mm}$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 3273 \text{ mm}$$

$$L_{\text{barra}} = 2850 \text{ mm}$$

$$L_p = 1590 \text{ mm}$$

Cuando $L_p < L_b < L_r$, entonces:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_{ny} = 2,7 [2039750 \text{ Nmm} - (2039750 \text{ Nmm} - 0,7 \cdot 250 \text{ N/mm}^2 \cdot 8159 \text{ mm}^3) \cdot \left(\frac{2,85 \text{ m} - 1,59 \text{ m}}{3,273 \text{ m} - 1,59 \text{ m}} \right)]$$

$$M_{ny} = 4282404 \text{ Nmm}$$

Entonces:

$$M_{ny} \text{ por fluencia} = 2039750 \text{ Nmm}$$

$$M_{ny} \text{ por pandeo lateral torsional} = 4282404 \text{ Nmm}$$

Por lo tanto, M_{ny} será el que tenga menor valor.

3.5.1.3. Resistencia nominal a la flexión, M_n , en el eje menor.

La resistencia nominal M_n en este sentido será el menor de:

1. Fluencia.

$$M_{nx} = M_{px} = F_y \cdot Z_y$$

$$M_{px} = 250 \text{ N/mm}^2 \cdot 2977 \text{ mm}^3$$

$$M_{px} = 744250 \text{ Nmm}$$

Módulo plástico, $Z_y = 2977 \text{ mm}^3$

2. Pandeo local del ala.

En función a la **tabla B4.1b** de la norma ANSI/AISC 360-10 se calculará las razones ancho-espesor para determinar qué tipo de elemento es, siendo el caso 10 de dicha tabla.

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 10,75$$

$$\lambda_r = 1,0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,0 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 28,28$$

$$\lambda = b/t = 40 \text{ mm}/1,8 \text{ mm} = 22,2 \text{ (No compacta)}$$

Para secciones con alas no compactas:

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0,7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

$$M_{nx} = [744250 \text{ Nmm} - (744250 \text{ Nmm} - 0,7 \cdot 250 \text{ N/mm}^2 \cdot 2977 \text{ mm}^3) \cdot \left(\frac{22,2 - 10,75}{28,28 - 10,75} \right)]$$

$$M_{nx} = 598158 \text{ Nmm}$$

Entonces:

$$M_{nx} \text{ por fluencia} = 744250 \text{ Nmm}$$

$$M_{nx} \text{ por pandeo lateral torsional} = 598158 \text{ Nmm}$$

Por lo tanto, M_{nx} se considera el que tenga menor valor.

3.5.1.4. Verificación a flexión combinada.

Como se trata de una pieza sometida a momentos flectores en ambos ejes, es un caso de flexión combinada. Según el capítulo H.1 de la norma ANSI/AISC 360-10, se puede verificar si el elemento resistirá a ambos momentos.

Como no hay esfuerzos axiales en el miembro, la ecuación se reduce a:

$$\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1,0$$

Donde:

$$M_{ry} = M_{uy} = 0,93 \text{ kNm}$$

$$M_{rx} = M_{ux} = 0,23 \text{ kNm}$$

$$M_{cy} = M_{ny} \cdot \phi_{\text{flexión}} = 2039750 \text{ Nmm} \cdot 0,9 = 1,836 \text{ kNm}$$

$$M_{cx} = M_{nx} \cdot \phi_{\text{flexión}} = 598158,2 \text{ Nmm} \cdot 0,9 = 0,538 \text{ kNm}$$

Entonces:

$$\frac{0,23 \text{ kNm}}{0,538 \text{ kNm}} + \frac{0,93 \text{ kNm}}{1,836 \text{ kNm}} \leq 1$$

$$0,934 \leq 1 \quad \text{Cumple.}$$

La sección resiste a los momentos en ambas direcciones en simultaneo con un aprovechamiento del 93,4 % de su resistencia.

Tabla N° 9. Resultados del Programa CYPECAD.

Resistencia a flexión combinada con tracción (C5.1.2)	
Se debe satisfacer:	
$\eta_r \leq 1$	$\eta_r : \underline{0.825} \checkmark$
$\eta \leq 1$	$\eta : \underline{0.826} \checkmark$

Fuente: Generado a partir de los resultados del programa.

Comparando con los resultados del programa CYPECAD, se observa que se obtuvo un superior, pero dentro del límite.

3.5.1.5. Comprobación a corte.

Para secciones canal, la resistencia nominal a corte es:

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Para perfiles canal, C_v se calcula la relación h/t_w para definir qué caso es:

$$h/t_w = 80 \text{ mm}/1,8 \text{ mm} = 44,44$$

También se calcula $\sqrt{k_v \cdot E / F_y}$, donde $k_v = 5$, para los casos en que $h/t_w < 260$.

$$1,10\sqrt{k_v \cdot E / F_y} = 1,10 \sqrt{5 \cdot 200000 \text{ MPa}/250 \text{ MPa}} = 69,57$$

Como $h/t_w < 1,10 \sqrt{k_v \cdot E / F_y}$, $C_v = 1,0$.

Entonces la resistencia al corte es:

$$V_n = 0,6 \cdot 250 \text{ N/mm}^2 \cdot (1,8 \text{ mm} \cdot 80 \text{ mm}) \cdot 1,0$$

$$V_n = 21600 \text{ N}$$

Del diagrama de cortantes se determina V_u .

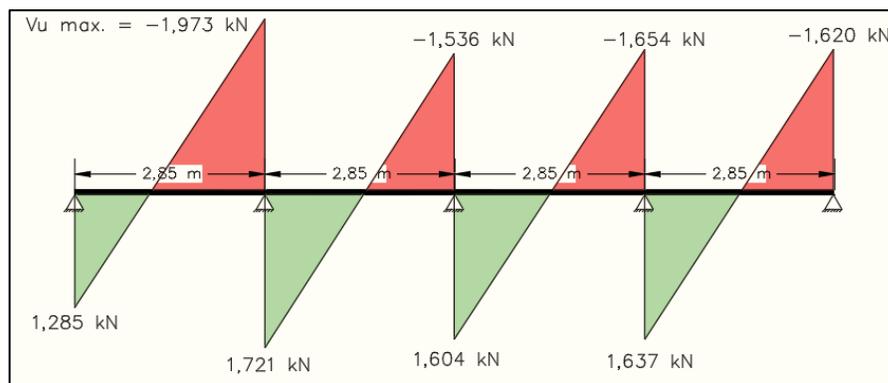
Entonces, la verificación es igual a:

$$V_u < \phi_{\text{cortante}} \cdot V_n$$

$$1973 \text{ N} < 0,9 \cdot 21600 \text{ N} = 19440 \text{ N}$$

$$4131 \text{ N} < 19440 \text{ N} \quad \text{Cumple.}$$

Figura N° 24. Diagrama de cortantes de la correa.



Fuente: Elaboración propia.

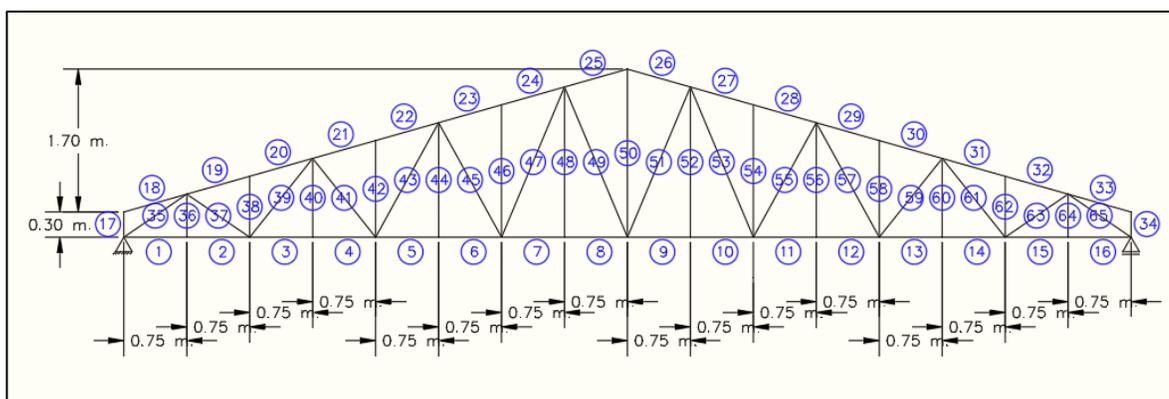
3.5.2. Cálculo cercha de sustentación.

Las cargas de las correas serán transmitidas a los nudos de las cerchas. Para el cálculo de la cercha, se debe agregar la carga del peso propio (el cual el programa ya lo considera) y la carga del cielo falso que actuará en el cordón inferior. Cabe mencionar que, al usarse un programa para el cálculo, se considerarán los nudos rígidos y se realizará la verificación a los esfuerzos que estén presentes.

Carga Peso propio cercha (D_G) para 2C 80 x 40 x 15 x 1,8 en cajón = 0,05 kN/m

Carga cielo falso (D_P): 0,20 kN/m²

Figura N° 25. Dimensiones cercha tipo 1



Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 10. Esfuerzos axiales de la cercha en kN, caso más desfavorable.

N° Barra	Compresión	Tracción	N° Barra	Compresión	Tracción
1	-----	51,06	34	-7,11	-----
2	-----	51,55	35	-52,90	-----
3	-----	75,29	36	-0,61	-----
4	-----	75,30	37	-----	22,10
5	-----	73,08	38	-4,95	-----
6	-----	73,06	39	-7,68	-----
7	-----	63,25	40	-----	0,58
8	-----	63,21	41	-----	0,28
9	-----	63,18	42	-3,87	-----
10	-----	63,22	43	-----	4,90
11	-----	72,98	44	-----	0,59
12	-----	73,00	45	-9,00	-----
13	-----	75,15	46	-4,45	-----
14	-----	75,15	47	-----	14,05
15	-----	51,33	48	-----	0,60
16	-----	50,84	49	-13,28	-----
17	-7,14	-----	50	-----	25,02
18	-8,74	-----	51	-13,21	-----
19	-72,63	-----	52	-----	0,60
20	-72,90	-----	53	-----	14,00
21	-78,90	-----	54	-4,44	-----
22	-78,84	-----	55	-8,95	-----
23	-72,14	-----	56	-----	0,95
24	-72,27	-----	57	-----	4,85
25	-60,23	-----	58	-3,86	-----
26	-60,67	-----	59	-----	0,33
27	-72,28	-----	60	-----	0,58
28	-72,18	-----	61	-8,76	-----
29	-78,87	-----	62	-4,93	-----
30	-78,92	-----	63	-----	23,15
31	-72,92	-----	64	-0,61	-----
32	-72,66	-----	65	-52,98	-----
33	-8,70	-----	-----	-----	-----

Fuente: Elaboración propia

Primero se realizará la verificación a la combinación $1,2D + 1,6Lr + 0,5S$ la cual produce los mayores esfuerzos en la estructura.

3.5.2.1. Verificación a compresión en la cercha.

Se verificará a compresión el elemento más solicitado, en este caso la barra 30, L = 78 cm.

Datos generales:

Esfuerzo a fluencia del acero a36, $F_y =$	250 N/mm ²
Coefficiente de resistencia a compresión, $\phi =$	0,9
Módulo de elasticidad del acero, $E =$	200000 N/mm ²

Características geométricas del perfil 2C 80 x 40 x 15 x 1,8

Área de la sección, $A =$	521 mm ²
Inercia en torno eje X, $I_x, =$	643200 mm ⁴
Inercia en torno eje Y, $I_y =$	560600 mm ⁴
Módulo plástico de la sección, $Z_x, Z_y =$	14010 mm ³
Radio de giro $r_x, =$	1003,4 mm
Radio de giro, $r_y =$	874,6 mm
Longitud del elemento, $L =$	780 mm
Base de la sección, $b =$	80 mm
Altura de la sección, $h =$	80 mm
Espesor de la sección, $t =$	1,8 mm

Según la **tabla B4. 1a** de la norma ANSI/AISC 360-10 se calculará las razones ancho-espesor para determinar qué tipo de elemento es, siendo el caso 6 de dicha tabla.

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,4 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 39,60$$

$$\lambda = b-2t/t = 80\text{mm}-(2 \cdot 1,80)\text{mm} / 1,8 \text{ mm} = 38 \quad (\text{No esbelta})$$

La **tabla nota E1.1** indica que para este tipo de secciones se deben seguir lo estipulado en la **sección E3** de dicha norma.

La resistencia a compresión nominal, P_{cn} , debe ser determinada basada en el cálculo de límite de pandeo por flexión.

$$P_{cn} = F_{cr} \cdot A_g$$

Para determinar F_{cr} , se debe calcular primero $k \cdot L/r$, donde r puede ser en cualquier eje debido a que es una sección de doble simetría.

$$k \cdot L/r = 1,0 \cdot 780 \text{ mm} / 1076 \text{ mm} = 0,72$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 133,22$$

Caso a) Cuando $k \cdot L/r \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, F_{cr} es igual a:

$$F_{cr} = (0,658^{F_y/F_e}) \cdot F_y$$

Donde F_e es el esfuerzo elástico por pandeo y está en función del módulo de elasticidad del material y su esbeltez, pero no de su esfuerzo de fluencia o rotura.

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \text{ MPa}}{(0,89)^2} = 2481593,6 \text{ MPa}$$

Entonces F_{cr} es igual a:

$$F_{cr} = (0,658^{250 \text{ MPa} / 2481593,6 \text{ MPa}}) \cdot 250 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{F_{cr} = 249,99 \text{ N/mm}^2}$$

Y la resistencia nominal a compresión es igual a:

$$P_{cn} = 249,99 \text{ N/mm}^2 \cdot 641 \text{ mm}^2$$

$$P_{cn} = 130,25 \text{ kN}$$

Para que la sección sea adecuada, debe cumplirse:

$$\text{Máxima fuerza a compresión, } P_{cu} = 78,92 \text{ kN}$$

$$P_{cu} / (\phi_{\text{compresión}} \cdot P_{cn}) \leq 1$$

$$78,92 \text{ kN} / (0,9 \cdot 130,25 \text{ kN}) \leq 1$$

$$0,673 \leq 1 \quad \text{Cumple}$$

La barra 30 resiste los esfuerzos a compresión al cual estará sometido.

3.5.2.2. Verificación a flexo-compresión.

Debido a que los nudos de la cercha son rigidizados por la soldadura, los elementos que componen a la cercha estarán afectados por momentos flectores en ambos ejes. Por lo tanto, se calculará la resistencia nominal a flexión para la sección ya definida del elemento y se realizará la verificación de las barras 30 y 32.

Según la **tabla B4.1b** de la norma ANSI/AISC 360-10 se calculará las razones ancho-espesor para determinar qué tipo de elemento es, siendo el caso 17 de dicha tabla.

$$\lambda_p = 2,42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,42 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 68,4$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 161,2$$

$$\lambda = h/t = 80\text{mm}/1,8\text{mm} = 44,4 \text{ (Compacta)}$$

La **sección F.7** indica como realizar el cálculo de la resistencia nominal a flexión M_n .

1. Fluencia.

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_{x,y}$$

$$M_p = 250 \text{ N/mm}^2 \cdot 14010 \text{ mm}^3$$

$$M_p = 3,502 \text{ kNm}$$

$$F_y = 250 \text{ N/mm}^2$$

$$Z_x, Z_y = 14010 \text{ mm}^3$$

2. Pandeo local del Ala.

Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala.

3. Pandeo local de Alma.

Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local de alma.

Por lo tanto, la resistencia a flexión es $M_n = 3,502 \text{ kNm}$

Como se trata de una pieza sometida a momentos flectores en ambos ejes, es un caso de flexión combinada. Según el **capítulo H.1** de la norma ANSI/AISC 360-10, se puede verificar si el elemento resistirá a ambos momentos.

Para el caso en que la fuerza axial sea $P_r/P_c > 0,2$, la formula será:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

Verificación de la barra 30.

Datos.

$$M_{ry} = M_{uy} = 0,01 \text{ kNm}$$

$$M_{rx} = M_{ux} = 0,27 \text{ kNm}$$

$$M_{cy} = M_{ny} \cdot \phi_{\text{flexion}} = 3,502 \text{ kNm} \cdot 0,9 = 3,152 \text{ kNm}$$

$$M_{cx} = M_{nx} \cdot \phi_{\text{flexion}} = 3,502 \text{ kNm} \cdot 0,9 = 3,152 \text{ kNm}$$

$$P_r = P_{cu} = 78,92 \text{ kN}$$

$$P_c = \phi_{\text{compresión}} \cdot P_{cn} = 0,9 \cdot 130,25 \text{ KN} = 117,225 \text{ kN}$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{78,92 \text{ kN}}{117,22 \text{ kN}} + \left(\frac{8}{9}\right) \left(\frac{0,01 \text{ kNm}}{3,152 \text{ kNm}} + \frac{0,27 \text{ kNm}}{3,152 \text{ kNm}} \right) \leq 1$$

$$0,752 \leq 1 \quad \text{Cumple.}$$

Verificación de la barra 32.

Datos.

$$M_{ry} = M_{uy} = 0,04 \text{ kNm}$$

$$M_{rx} = M_{ux} = 0,61 \text{ kNm}$$

$$M_{cy} = M_{ny} \cdot \phi_{\text{flexion}} = 3,502 \text{ kNm} \cdot 0,9 = 3,152 \text{ kNm}$$

$$M_{cx} = M_{nx} \cdot \phi_{\text{flexion}} = 3,502 \text{ kNm} \cdot 0,9 = 3,152 \text{ kNm}$$

$$P_r = P_{cu} = 72,68 \text{ kN}$$

$$P_c = \phi_{\text{compresión}} \cdot P_{cn} = 0,9 \cdot 130,25 \text{ kN} = 117,225 \text{ kN}$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{72,68 \text{ kN}}{117,22 \text{ kN}} + \left(\frac{8}{9}\right) \left(\frac{0,04 \text{ kNm}}{3,152 \text{ kNm}} + \frac{0,61 \text{ kNm}}{3,152 \text{ kNm}} \right) \leq 1$$

$$0,80 \leq 1 \quad \text{Cumple.}$$

Se puede observar que, si bien la barra 30 es la que tiene mayor fuerza de compresión, es la barra 32 la más solicitada por motivo de los momentos que actúan sobre la misma. Entonces la sección compuesta por 2 perfiles C 80 x 40 x 15 x 1,8 resistirá las cargas.

3.5.2.3. Verificación a tracción en la cercha.

Se verificará los elementos más solicitados, en este caso la barra 14 y 16, L = 75cm

Esfuerzo a fluencia del acero a36, $F_y =$	250 N/mm ²
Coefficiente de resistencia a compresión, $\phi =$	0,9
Módulo de elasticidad del acero, $E =$	200000 N/mm ²

Características geométricas del perfil 2C 80 x 40 x 15 x 1,8

Área de la sección, $A =$	521 mm ²
Inercia en torno eje X, $I_x, =$	643200 mm ⁴
Inercia en torno eje Y, $I_y =$	560600 mm ⁴
Módulo plástico de la sección, $Z_x, Z_y =$	14010 mm ³
Radio de giro $r_x, =$	1003,4 mm
Radio de giro, $r_y =$	874,6 mm
Longitud del elemento, $L =$	750 mm
Base de la sección, $b =$	80 mm
Altura de la sección, $h =$	80 mm
Espesor de la sección, $t =$	1,8 mm

Se calculará la resistencia nominal a tracción P_{tn} según las especificaciones de la sección D2 de la norma ANSI/AISC 360-10.

1. Fluencia en tracción.

$$\phi_{t1} \cdot P_{tn} = \phi_{t1} \cdot F_y \cdot A_g \quad \text{Donde: } \phi_{t1} = 0,9$$

$$\phi_{t1} \cdot P_{tn} = 0,9 \cdot 250 \text{ N/mm}^2 \cdot 521 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{t1} \cdot P_{tn} = 117,22 \text{ kN}$$

2. Ruptura en tracción.

$$\phi_{t2} \cdot P_{tn} = \phi_{t1} \cdot F_y \cdot A_e \quad \text{Donde: } \phi_{t1} = 0,75$$

$$\phi_{t2} \cdot P_{tn} = 0,75 \cdot 400 \text{ N/mm}^2 \cdot 521 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{t2} \cdot P_{tn} = 156,30 \text{ kN}$$

Por lo tanto, se usará $\phi_{\text{tracción}} \cdot P_{tn} = 117,22 \text{ kN}$

Para que la sección sea adecuada, debe cumplirse:

$$P_{cu} / (\phi_{\text{compresión}} \cdot P_{cn}) \leq 1$$

Verificación barra 14.

$$\text{Fuerza a tracción}, P_{tu} = 75,15 \text{ kN}$$

$$75,15 \text{ kN} / (117,22 \text{ kN}) \leq 1$$

$$0,641 \leq 1 \quad \text{Cumple}$$

Verificación barra 16.

$$\text{Fuerza a tracción}, P_{tu} = 50,84 \text{ kN}$$

$$50,84 \text{ kN} / (117,22 \text{ kN}) \leq 1$$

$$0,434 \leq 1 \quad \text{Cumple}$$

3.5.2.4. Verificación a flexo-tracción.

Se utilizará la resistencia a flexión calculada previamente en el **punto 3.5.1.5.**

Verificación de la barra 16.

Datos.

$$M_{ry} = M_{uy} = 0,09 \text{ kNm}$$

$$M_{rx} = M_{ux} = 0,81 \text{ kNm}$$

$$M_{cy} = M_{ny} \cdot \phi_{\text{flexion}} = 3,502 \text{ kNm} \cdot 0,9 = 3,152 \text{ kNm}$$

$$M_{cx} = M_{nx} \cdot \phi_{\text{flexion}} = 3,502 \text{ kNm} \cdot 0,9 = 3,152 \text{ kNm}$$

$$P_r = P_{tu} = 75,15 \text{ kN}$$

$$P_t = \phi_{\text{tracción}} \cdot P_{tn} = 117,22 \text{ kN}$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{75,15 \text{ kN}}{117,22 \text{ kN}} + \left(\frac{8}{9} \right) \left(\frac{0,09 \text{ kNm}}{3,152 \text{ kNm}} + \frac{0,81 \text{ kNm}}{3,152 \text{ kNm}} \right) \leq 1$$

$$\mathbf{0,895 \leq 1 \quad \text{Cumple.}}$$

Se puede observar que la barra 14 es la que tiene mayor fuerza a tracción, pero es la barra 16 la más solicitada por motivo de los momentos que actúan sobre la misma. Entonces la sección compuesta por 2 perfiles C 80 x 40 x 15 x 1,8 resistirá las cargas.

3.5.2.5. Diseño de unión soldada.

La verificación de las uniones se realizará en una sola conexión, la cual será entre el elemento 16 y 65.

$$N_d = 52,98 \text{ kN.}$$

$$\phi_{\text{soldadura}} = 0,75$$

Resistencia nominal del metal base:

$$R_n = F_{nBM} \cdot A_{BM} = 0,25 \text{ kN/mm}^2 \cdot 521 \text{ mm}^2$$

$$R_n = 130,25 \text{ kN}$$

$$\phi_{\text{soldadura}} R_n > N_d \quad ; \quad 0,75 \cdot 130,25 \text{ kN} > 52,98 \text{ kN}$$

$$97,70 \text{ kN} > 52,98 \text{ kN} \quad \mathbf{\text{cumple.}}$$

Resistencia nominal del metal de soldadura:

$$R_n = F_{nw} \cdot A_{we} \quad ; \quad F_{nw} = 0,6 \cdot F_{exx}$$

$$A_{we} = \text{garganta efectiva} \cdot L_{\text{soldadura}}$$

Para electrodo E70XX: $F_{nw} = 217,2 \text{ N/mm}^2$

En elementos de espesor menor a 6 mm, la garganta efectiva de soldadura es 3mm.

$$\phi_{\text{soldadura}} R_n = \phi_{\text{soldadura}} \cdot 217,2 \text{ N/mm}^2 \cdot 3 \text{ mm} \cdot L_{\text{soldadura}}$$

$$N_d < \phi_{\text{soldadura}} R_n$$

$$N_d < \phi_{\text{soldadura}} \cdot 217,2 \text{ N/mm}^2 \cdot 3 \text{ mm} \cdot L_{\text{soldadura}}$$

$$L_{\text{soldadura}} > N_d / (\phi_{\text{soldadura}} \cdot 217,2 \text{ N/mm}^2 \cdot 3 \text{ mm})$$

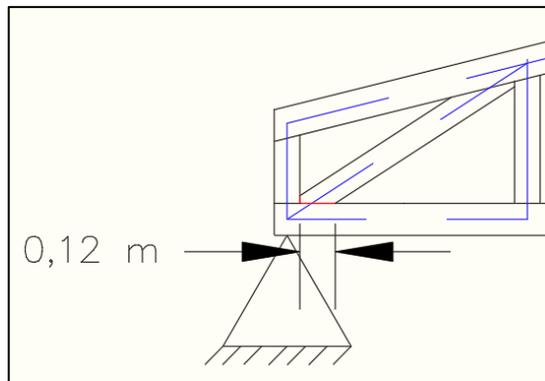
$$L_{\text{soldadura}} > 52980 \text{ N} / (0,75 \cdot 217,2 \text{ N/mm}^2 \cdot 3 \text{ mm})$$

$$L_{\text{soldadura}} > 108 \text{ mm}$$

La longitud de soldadura mínima que deba tener esa unión es de 12 cm.

La geometría de la unión, indica que hay un plano donde ambas barras coinciden, la cual tiene un borde de 12 cm, consecuentemente, hay espacio para poder realizar la soldadura lateral que requiere.

Figura N° 26. Soldadura en la unión.



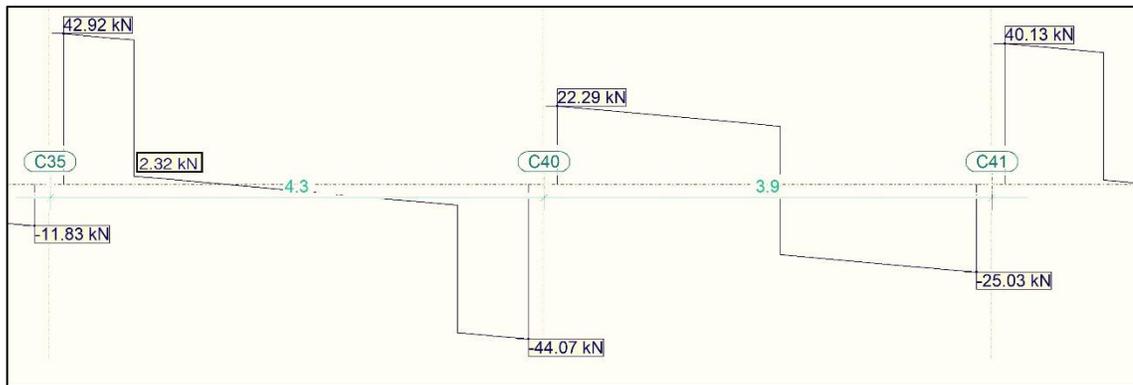
Fuente: Elaboración propia

3.5.3. Diseño de placa de anclaje.

La carga a resistir es la reacción del apoyo de la cercha calculada. Revisando el diagrama de cortantes que actúa sobre la viga en la que se apoya, la cercha que está entre las columnas C35 y C40 es la que mayor reacción presenta.

$$R_y = (42,92 \text{ kN} - 2,32 \text{ kN}) = 38,9 \text{ kN}$$

Figura N° 27. Diagrama de cortantes de la viga que soporta las cerchas.



Fuente: Generado a partir de los resultados del programa.

Se determinan las dimensiones N y B de tal manera que el área N x B sea suficiente para impedir que el hormigón sufra un daño por las cargas.

Resistencia concreto a 28 días $f'_c = 25 \text{ N/mm}^2$

$$\phi (0,85f'_c \cdot A_1) = R_y$$

$$0,65 \cdot (0,85 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot A_1) = 38900 \text{ N}$$

$$A_1 = 2816,3 \text{ mm}^2 \quad \text{Considerando } B = 200 \text{ mm}$$

$$N = 2816,3 \text{ mm}^2 / 200 \text{ mm} \quad N = 14,1 \text{ mm}$$

Por razones constructivas, B = 20 cm y N = 15 cm.

Se determinará el espesor de la placa t de tal manera que la placa no sufra por flexión.

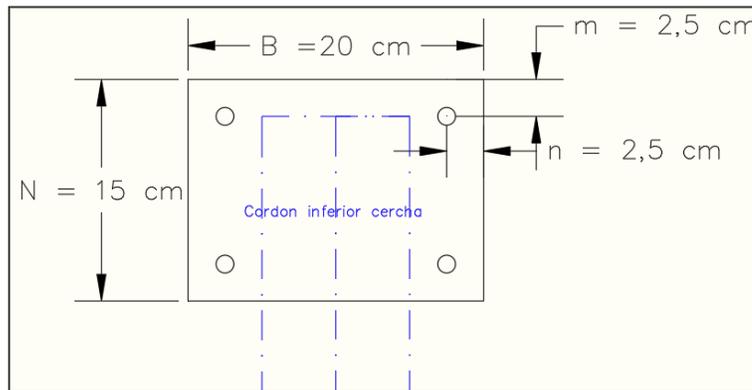
$$n = 25 \text{ mm} \quad t = \sqrt{\frac{2,22 \cdot R \cdot n^2}{B \cdot l_b \cdot f_y}}$$

$$t = \sqrt{\frac{2,22 \cdot 38900 \text{ N} \cdot (25 \text{ mm})^2}{200 \text{ m} \cdot 150 \text{ m} \cdot 250 \text{ N/mm}^2}}$$

$$t = 2,7 \text{ mm}$$

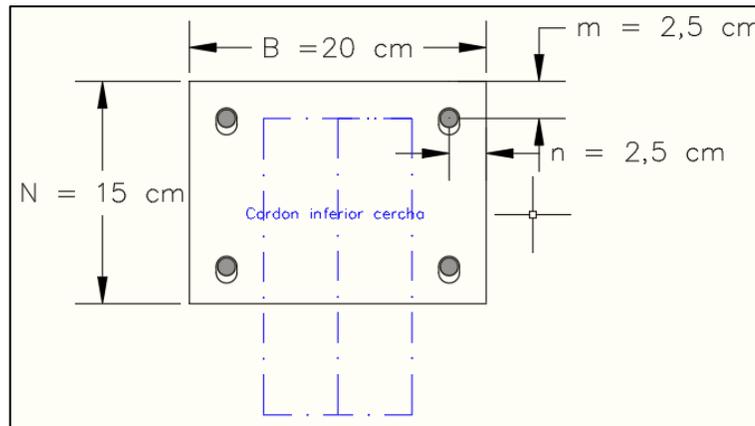
Según la Guía de diseño N°1 de la AISC, el espesor mínimo de la placa base será de 12 mm. o el espesor comercial mayor más cercano.

Figura N° 28. Dimensiones placa de anclaje, apoyo fijo.



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 29. Dimensiones placa de anclaje, apoyo móvil.



Fuente: Elaboración propia

La dimensión de los orificios de las placas base será en base a las especificaciones de la norma CIRSOC 301 en base al diámetro de los pernos de anclaje y la dilatación termina de la cercha.

3.5.4. Verificación a succión en cubierta.

Dentro de las combinaciones de hipótesis que se realizaron, la combinación $U = 0,9D + 1,6W$ producen una inversión de los esfuerzos en las barras; es decir, las barras que trabajan a compresión, por causa de la acción de viento trabajan a tracción y viceversa.

La acción del viento genera succión en ambas caras de la cubierta, una carga perpendicular a la misma, pero de diferentes magnitudes. Dentro del estudio de las acciones del viento en distintas direcciones como se ve en el Anexo 3, el viento del Sur que produce mayores esfuerzos en la cubierta, en especial en el lado del sotavento, en el borde de la misma.

El efecto de succión que soporta la cercha que se encuentra en el área del borde de la cubierta será igual a:

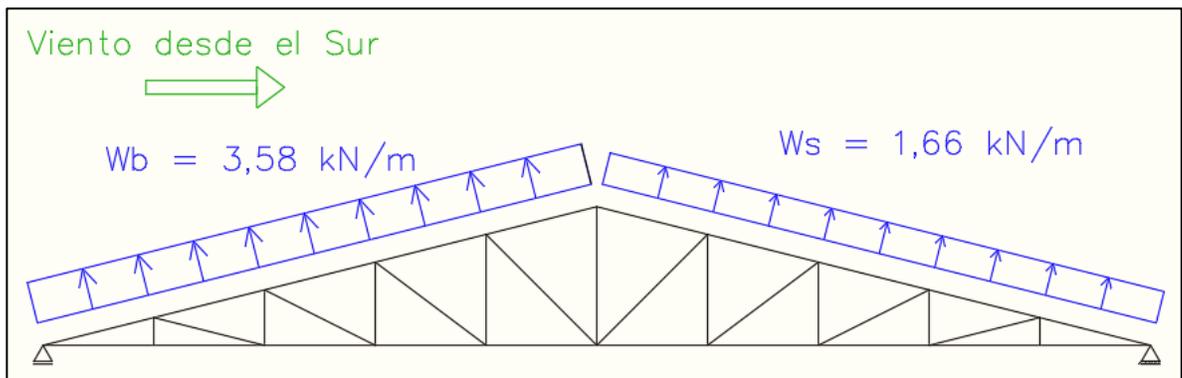
$$U = 0,9 D + 1,6 W_b$$

$$U = -3,58 \text{ kN/m}$$

$$U = 0,9 D + 1,6 W_s$$

$$U = -1,66 \text{ kN/m}$$

Figura N° 30. Acción del viento, succión en la cubierta.



Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en la tabla de esfuerzos axiales de la cercha, los esfuerzos axiales en la cercha se invirtieron en comparación a la tabla del punto 3.5.1.3. siendo la barra 3 con una fuerza a compresión de $P_{cu} = 48,69 \text{ kN}$ y la barra 24 con una fuerza axial a tracción de $P_{tu} = 49,39 \text{ kN}$ las barras más solicitadas.

Habiéndose calculado y verificado la estructura para una combinación en la que se producían esfuerzos mayores a los que se presentan en este caso, y como la sección y

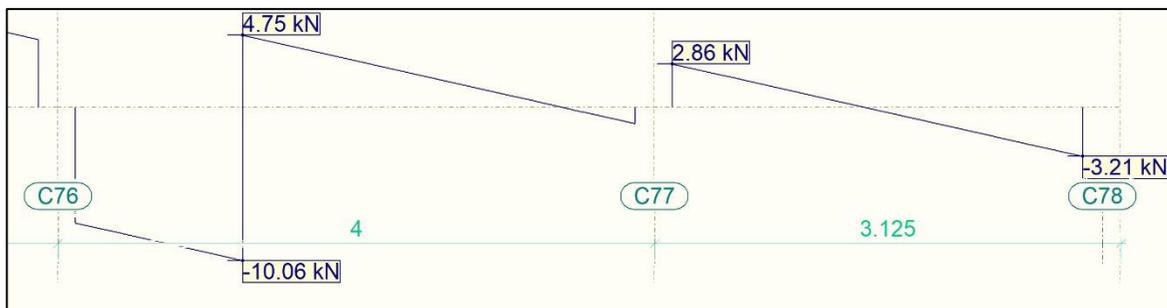
material de los elementos son los mismos manteniendo las sus propiedades, se puede concluir que los elementos de la cercha resistirán esta inversión de esfuerzos producida por el viento.

Tabla N° 11. Esfuerzos axiales en la cercha cuando hay succión.

N° Barra	Compresión	Tracción	N° Barra	Compresión	Tracción
1	-33,66	-----	34	-----	3,83
2	-33,99	-----	35	-----	35,17
3	-48,69	-----	36	-----	1,10
4	-47,68	-----	37	-13,47	-----
5	-43,56	-----	38	-----	4,78
6	-43,54	-----	39	-----	4,06
7	-34,25	-----	40	-----	0,43
8	-34,22	-----	41	-----	2,07
9	-31,66	-----	42	-----	3,96
10	-31,68	-----	43	-5,86	-----
11	-36,22	-----	44	-----	0,44
12	-36,25	-----	45	-----	9,02
13	-36,80	-----	46	-----	4,28
14	-36,80	-----	47	-12,70	-----
15	-23,76	-----	48	-----	0,45
16	-23,49	-----	49	-----	12,51
17	-----	5,32	50	-16,30	-----
18	-----	6,12	51	-----	5,80
19	-----	48,82	52	-----	0,45
20	-----	50,19	53	-6,58	-----
21	-----	52,91	54	-----	2,93
22	-----	54,05	55	-----	4,20
23	-----	48,11	56		0,44
24	-----	49,36	57	-1,85	-----
25	-----	40,10	58	-----	2,50
26	-----	40,30	59	0,55	-----
27	-----	44,95	60	-----	0,43
28	-----	44,09	61	-----	5,14
29	-----	46,13	62	-----	3,06
30	-----	45,40	63	-11,88	-----
31	-----	40,82	64	-----	0,97
32	-----	39,93	65	-----	28,45
33	-----	4,75	-----	-----	-----

Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 31. Diagrama de cortantes de la viga que sostiene a la cubierta, succión.



Fuente: Generado a partir de los resultados del programa.

Analizando el diagrama de cortantes de la viga que sostiene la cubierta, las reacciones de la cercha también se invirtieron, siendo el caso de la cercha que se encuentra entre las columnas C76 y C77 la que mayor reacción tiene.

$$R_y = P_u = 10,06 \text{ kN} + 4,75 \text{ kN} = \mathbf{14,81 \text{ kN (hacia abajo)}}$$

Siendo este el caso en que el apoyo debe limitar el desplazamiento vertical, el cual será resistido por los pernos de anclaje, se procederá a realizar el cálculo de los mismos.

Cálculo de los pernos de anclaje.

El área total de los pernos será igual a:

$$A_g = \frac{P_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot F_u} \quad \text{Donde } \phi = 0,75$$

$$A_g = \frac{14810 \text{ N}}{0,75 \cdot 0,85 \cdot 400 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_g = 58 \text{ mm}^2$$

El diámetro de cada perno será igual a:

$$A_g / 4 = \frac{d^2 \cdot \pi}{4}$$

$$58 \text{ mm}^2 = d^2 \cdot \pi$$

$$d = 4,3 \text{ mm}$$

Por normativa, se optarán por 4 pernos de grado A325 de 1/2" igual a 12 mm.

Longitud de anclaje de los pernos.

El libro "Diseño Estructural en Acero de Luis F. Zapata" indica que la distancia mínima de anclaje es debe ser mayor a 12·d. Por lo tanto, la distancia de anclaje será:

$$L_e = 12 \cdot d = 12 \cdot 12 \text{ mm} = 144 \text{ mm.}$$

La distancia de borde libre de los pernos debe ser al menos 8d, entonces:

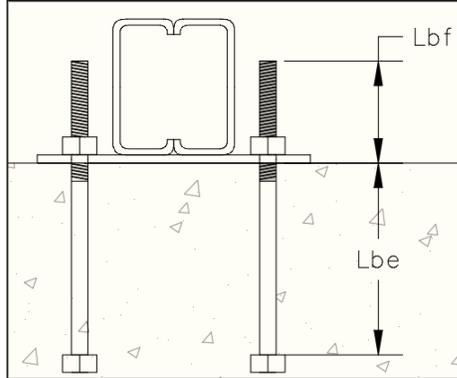
$$L_f = 8 \cdot d = 8 \cdot 12 \text{ mm} = 72 \text{ mm.}$$

Por lo tanto, la longitud total del perno será:

$$L_b = L_f + L_e = 144 \text{ mm} + 72 \text{ mm} = 216 \text{ mm}$$

Constructivamente el perno será de 25 cm, debiendo estar anclado en hormigón al menos 15 cm.

Figura N° 32. Ilustración del perno de anclaje.



Fuente: Elaboración propia.

En base al diámetro del perno de anclaje, es posible calcular el tamaño de los agujeros, especialmente para el apoyo móvil articulado. Considerando una variación de temperatura de -4,0 °C a 35,4°C se obtiene que:

$$\Delta L = \alpha \cdot L_0 \cdot \Delta T$$

$$\Delta L = 12 \times 10^{-6} \text{ m/Mcx} \cdot 12000 \text{ mm} \cdot 39,4 \text{ }^\circ\text{C}$$

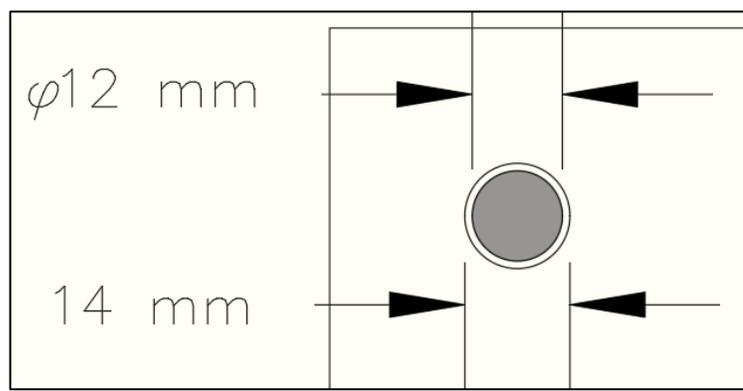
$$\Delta L = 5,7 \text{ mm}$$

Donde: α es el coeficiente de dilatación térmica lineal del acero= $12 \times 10^{-6} \text{ m/Mcx}$.

En base a la tabla J.3.3. de la norma CIRSOC 301, los orificios del apoyo fijo para el perno de anclaje de 12 mm, le corresponde un orificio de 14 mm de diámetro.

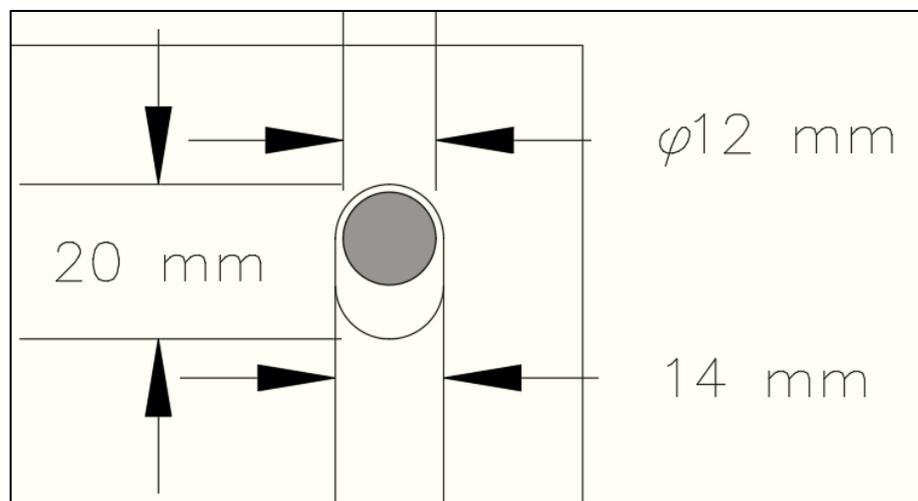
Mientras que los orificios del apoyo móvil, con el fin de que se tenga el espacio necesario para estos cambios de longitud, su orificio será como se ve en la figura.

Figura N° 33. Detalle de orificio del apoyo fijo.



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 34. Detalle del orificio del apoyo móvil.



Fuente: Elaboración propia

3.6. Diseño de la estructura de hormigón.

3.6.1. Diseño de losa alivianada.

3.6.1.1. Consideraciones de la losa alivianada

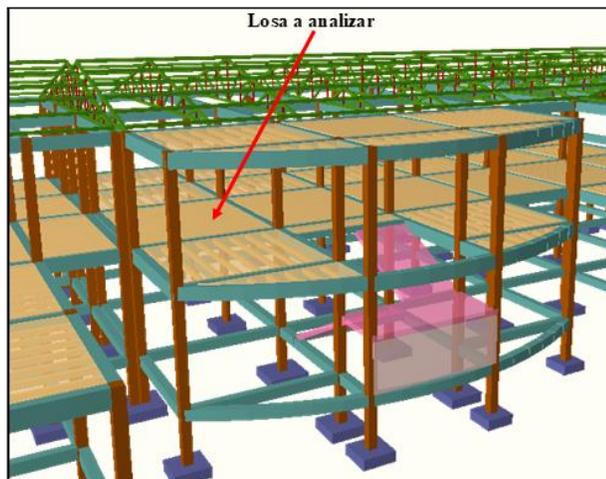
La losa alivianada concierne a un estudio de hormigón pretensado. Muchas de las losas cumplen la función de piso, mientras que otras de cubiertas, además al contar con diferentes luces y sobrecargas de uso, se deberá analizar la viga que este más solicitada. La losa a analizar es la losa 16 que está entre las columnas C49, C52, C80 y C54.

Las especificaciones técnicas serán en base a la ficha técnica de PRETENSA. Las viguetas estarán separadas a una distancia entre ejes de 50 cm. El complemento a usar será de plastiformo de altura 15 cm, que considerando una capa de compresión de 5 cm del, la altura total de la losa será de 20 cm.

Para viguetas mayores a 3,00 m se debe disponer de una riostra transversal de seguridad llamada “nervio de rigidez”. Esto se logra interrumpiendo la colocación de complementos por un espacio de 10 cm, hasta una separación máxima de 2,00m.

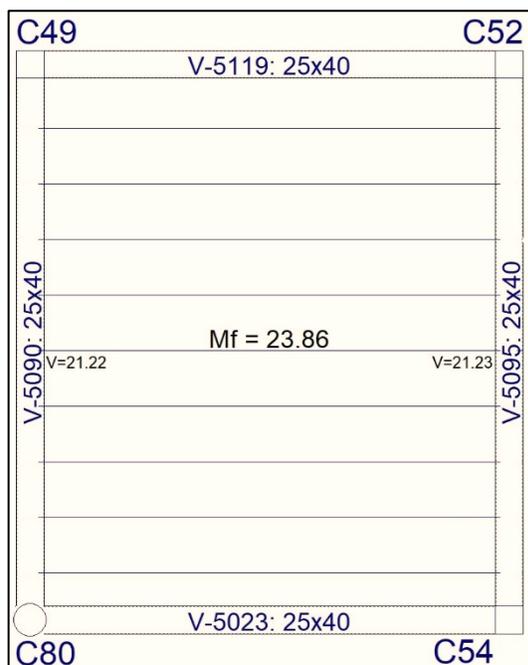
Para viguetas que estarán simplemente apoyadas, la entrada de la viga debe ser de 10 cm.

Figura N° 35. Losa alivianada en análisis.



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 36. Paño de la losa alivianada en análisis.



Fuente: Generado a partir de los resultados del programa.

3.6.1.2. Características mecánicas de la viga y losa.

$$f'c_{\text{vigueta}} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{\text{vigueta}} = 4700 \cdot (f'c_{\text{vigueta}})^{1/2} = 27805,6 \text{ N/mm}^2$$

$$f'c_{\text{losa}} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{\text{losa}} = 4700 \cdot (f'c_{\text{losa}})^{1/2} = 23500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{HP} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Para el cálculo en tiempo = ∞ se homogeneizará las resistencias de la viga y la losa a una sola resistencia de $f'c = 35 \text{ N/mm}^2$

$$n_{\text{homogénea}} = E_{\text{losa}} / E_{\text{vigueta}} = 0,845$$

3.6.1.3. Esfuerzos en tiempo cero.

1) Propiedades geométricas de la vigueta.

$$L_{\text{vigüeta}} = 4300 \text{ mm}$$

$$A_o = 7950 \text{ mm}^2$$

$$I_{ox} = 11155000 \text{ mm}^4$$

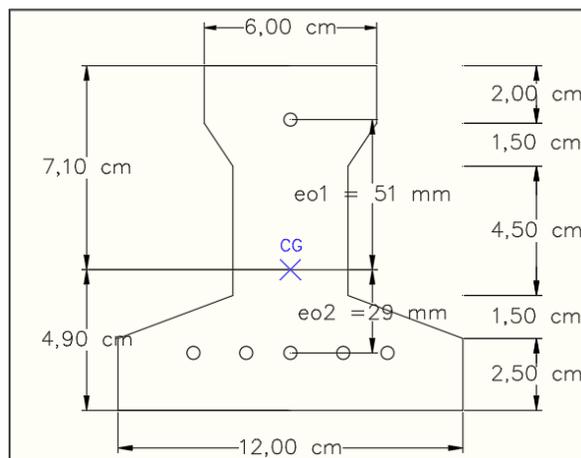
$$C_{1o} = 71 \text{ mm} \quad \text{Distancia desde el eje neutro a la fibra superior.}$$

$$C_{2o} = 49 \text{ mm} \quad \text{Distancia desde el eje neutro a la fibra inferior.}$$

$$e_{o1} = 51 \text{ mm} \quad \text{Distancia desde el eje neutro al acero pretensado superior.}$$

$$e_{o2} = 29 \text{ mm} \quad \text{Distancia desde el eje neutro al acero pretensado inferior.}$$

Figura N° 37. Sección de la vigueta en tiempo cero.



Fuente: Elaboración propia

2) Cargas en la vigueta.

$$\text{Peso propio} \Rightarrow q_o = A_o \cdot \gamma_{\text{H}^{\text{P}}} = 7950 \text{ mm}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 0,20 \text{ kN/m}$$

$$M_o = (q_o \cdot l^2)/8 = 0,20 \text{ kN/m} \cdot (4,30 \text{ m})^2 / 8$$

$$M_o = 647150 \text{ Nmm}$$

3) Esfuerzos admisibles en tiempo 0.

La resistencia a considerar es la del hormigón a los 7 días, el cual será igual a 70% de la resistencia característica $f'c$.

Esfuerzo admisible a tracción en tiempo = 0 (ocurre en la fibra superior):

$$f_{ti} = 0,25 \sqrt{0,70 f'c} \quad (f'c \text{ en MPa})$$

$$f_{ti} = 0,25 \sqrt{0,70 \cdot 35 \text{ MPa}} = 1,237 \text{ MPa}$$

Esfuerzo admisible a compresión en tiempo = 0 (ocurre en la fibra inferior):

$$f_{ci} = -0,60 \cdot f'c \quad (f'c \text{ en MPa})$$

$$f_{ci} = -0,60 \cdot (24,5 \text{ MPa}) = -14,7 \text{ MPa}$$

4) Esfuerzo y perdidas del pretensado.

El acero de pretensado estará compuesto por Cables GRADO270.

$$f'c = 35 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad f'cd = 17,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{po} = 0,74 \cdot f_{pu} = 1376,4 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{ps} = 195000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 27805,6 \text{ N/mm}^2$$

Alargamiento acero.

$$\Delta_{LS} = \frac{f_{po} \cdot L}{E_p} = \frac{1376,4 \text{ mm}^2 \cdot 4300 \text{ mm}}{195000 \text{ N/mm}^2} = 30,4 \text{ mm}$$

Acortamiento del hormigón.

$$\Delta_c = \frac{f_{cd} \cdot L}{E_c} = \frac{17,5 \text{ mm}^2 \cdot 4300 \text{ mm}}{195000 \text{ N/mm}^2} = 3,8 \text{ mm}$$

Alargamiento final.

$$\Delta'_{LS} = \Delta_{LS} - \Delta_C = 30,4 \text{ mm} - 3,8 \text{ mm} = 26,6 \text{ mm}$$

Esfuerzo pretensado final ($f_{pe} = P_e / A_{ps}$)

$$f_{pe} = P_e / A_{ps} = E_s \cdot \Delta'_{LS} / L$$

$$f_{pe} = 195000 \text{ N/mm}^2 \cdot 26,6 \text{ mm} / 4300 \text{ mm}$$

$$f_{pe} = 1204,6 \text{ N/mm}^2$$

Perdida de esfuerzo de pretensado inicial.

$$n_{\text{eficiencia}} = (f_{pe} / f_{po}) = 1204,6 \text{ N/mm}^2 / 1376,4 \text{ N/mm}^2$$

$$n_{\text{eficiencia}} = 87,5\%$$

$$\% \text{ perdida} = 1 - (n) = 1 - (87,5\%)$$

$$\% \text{ perdida} = 12,5 \%$$

5) Verificación de esfuerzos.

Considerando los 5 cordones de 3 alambres de 2,25 mm que están en la cara inferior y 1 cordón superior también de 3 3 alambres de 2,25 mm.

$$A_{ps} = n_{\text{cordones}} \cdot (3 \cdot A_{\text{alambre}})$$

$$A_{ps} = 6 \cdot 3 \left(\frac{(2,25 \text{ mm})^2 \cdot \pi}{4} \right) =$$

$$A_{ps} = 71,57 \text{ mm}^2$$

La fuerza de pretensado inicial será igual al esfuerzo después de las perdidas.

$$P_o = f_{pe} \cdot A_{ps} = 1204,6 \text{ N/mm}^2 \cdot 71,57 \text{ mm}^2$$

$$P_o = 86211,22 \text{ N}$$

Debido a que existen dos grupos de alambres dispuestos a diferentes posiciones, la fuerza de pretensado y su excentricidad de cada grupo será:

Alambre superior.

$$A_{ps1} = 11,93 \text{ mm}^2$$

$$P_{o1} = f_{pe} \cdot A_{ps1} = 1204,6 \text{ N/mm}^2 \cdot 11,93 \text{ mm}^2$$

$$P_{o1} = 14368,5 \text{ N}$$

$$E_{o1} = 51,0 \text{ mm}$$

Alambres inferiores.

$$A_{ps2} = 59,64 \text{ mm}^2$$

$$P_{o2} = f_{pe} \cdot A_{ps2} = 1204,6 \text{ N/mm}^2 \cdot 59,64 \text{ mm}^2$$

$$P_{o2} = 71842,7 \text{ N}$$

$$E_{o2} = 29,0 \text{ mm}$$

Esfuerzo admisible en la fibra superior de la vigueta:

$$f_{10} = -\frac{M_o \cdot C_{10}}{I_o} - \frac{P_{o1} \cdot e_{o1} \cdot C_{10}}{I_o} + \frac{P_{o2} \cdot e_{o2} \cdot C_{10}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o}$$

$$f_{10} = -\frac{647150 \text{ Nmm} \cdot 71 \text{ mm}}{11155000 \text{ mm}^4} - \frac{14368,5 \text{ N} \cdot 51 \text{ mm} \cdot 71 \text{ mm}}{11155000 \text{ mm}^4} +$$

$$\frac{71842,7 \text{ N} \cdot 29 \text{ mm} \cdot 71 \text{ mm}}{11155000 \text{ mm}^4} - \frac{86211,22 \text{ N}}{7950 \text{ mm}^2}$$

$$f_{10} = -4,92 \text{ N/mm}^2$$

La fibra superior está en compresión, por lo tanto, se comparará con el esfuerzo límite a compresión.

$$f_{10} = -4,92 \text{ N/mm}^2 < f_{ci} = -14,7 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Cumple.}$$

La fibra superior cumple con el esfuerzo límite.

Esfuerzo admisible en la fibra inferior de la vigueta:

$$f_{20} = \frac{M_o \cdot C_{20}}{I_o} + \frac{P_{o1} \cdot e_{o1} \cdot C_{20}}{I_o} - \frac{P_{o2} \cdot e_{o2} \cdot C_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o}$$

$$f_{20} = \frac{647150 \text{ Nmm} \cdot 49 \text{ mm}}{11155000 \text{ mm}^4} + \frac{14368,5 \text{ N} \cdot 51 \text{ mm} \cdot 49 \text{ mm}}{11155000 \text{ mm}^4} -$$

$$\frac{71842,7 \text{ N} \cdot 29 \text{ mm} \cdot 49 \text{ mm}}{11155000 \text{ mm}^4} - \frac{86211,22 \text{ N}}{7950 \text{ mm}^2}$$

$$f_{20} = -12,5 \text{ N/mm}^2$$

La fibra inferior está en compresión, consecuentemente, se comparará con el esfuerzo límite a compresión.

$$f_{20} = -12,5 \text{ N/mm}^2 < f_{ci} = -14,7 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Cumple.}$$

La fibra inferior cumple con el esfuerzo límite.

3.6.1.4. Esfuerzos en tiempo infinito.

1) Propiedades geométricas de la sección homogénea.

$$L_{\text{vigüeta}} = 4300 \text{ mm}$$

$$A_{\infty} = 32306 \text{ mm}^2$$

$$I_{\infty x} = 108477300 \text{ mm}^4$$

$$C_{1\infty} = 60 \text{ mm} \quad \text{Distancia desde el eje neutro a la fibra superior.}$$

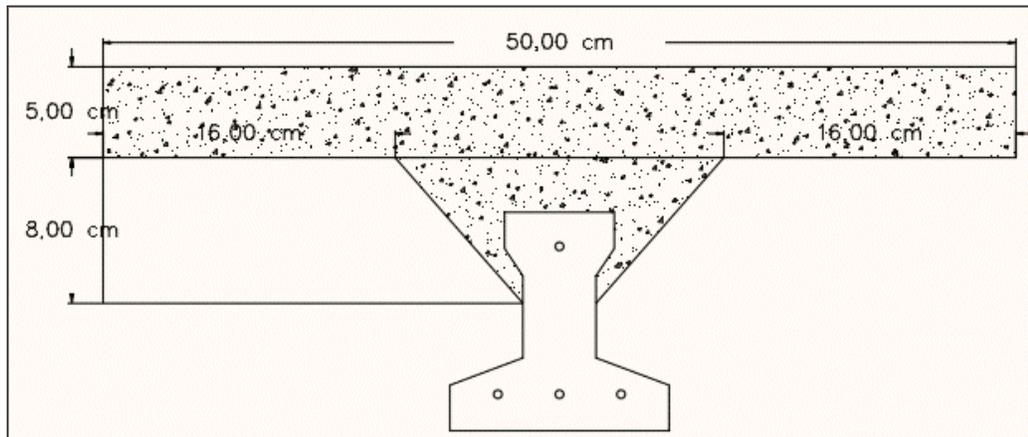
$$C_{2\infty} = 140 \text{ mm} \quad \text{Distancia desde el eje neutro a la fibra inferior.}$$

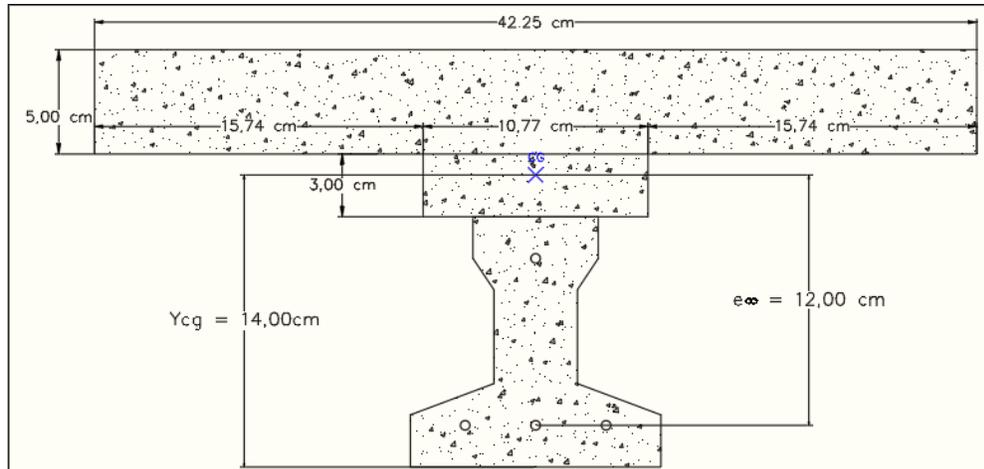
$$e_{\infty 1} = 40 \text{ mm} \quad \text{Distancia desde el eje neutro al acero pretensado superior.}$$

$$e_{\infty 2} = 120 \text{ mm} \quad \text{Distancia desde el eje neutro al acero pretensado inferior.}$$

$$e_{\infty} = 106,7 \text{ mm} \quad \text{Distancia desde el eje neutro al centroide de todos los aceros.}$$

Figura N° 38. Sección antes y después de homogeneizar.





Fuente: Elaboración propia

2) Cargas en la sección homogénea.

El programa CYPECAD calcula el momento de diseño considerando las hipótesis de carga y la combinación más desfavorable. Dentro de las cargas muertas se encuentra el peso propio de la losa alivianada y las cargas permanentes no estructurales como el piso y el cielo raso. Como carga viva, se considera la sobrecarga de uso que está descrito en el Anexo 3, en base a la norma NB 1225002.

La combinación más desfavorable es $U = 1,2 D + 1,6 L$. Como resultado se obtiene el momento flector que estará presente en una faja de espaciamiento de 0,50 m igual a:

$$M_T = 11930000 \quad \text{Nmm}$$

3) Esfuerzos admisibles en tiempo infinito.

La resistencia a considerar es la resistencia característica de la vigueta a los 28 días, $f'c$.

Esfuerzo admisible a tracción en tiempo $= \infty$ (ocurre en la fibra inferior):

$$f_{ts} = 0,50 \sqrt{0,70 f'c} \quad (f'c \text{ en MPa})$$

$$f_{ts} = 0,50 \sqrt{35 \text{ MPa}} = 2,96 \text{ MPa}$$

Esfuerzo admisible a compresión en tiempo $= \infty$ (ocurre en la fibra superior):

$$f_{cs} = -0,45 \cdot f'c \quad (f'c \text{ en MPa})$$

$$f_{cs} = -0,45 \cdot 35 \text{ MPa} \quad -15,75 \text{ MPa}$$

4) Esfuerzo y perdidas del pretensado.

Se considerará la pérdida inicial de 12,5 %.

5) Verificación de esfuerzos.

Considerando los 5 cordones de 3 alambres de 2,25 mm que están en la cara inferior y 1 cordón superior también de 3 3 alambres de 2,25 mm.

$$A_{ps} = n_{\text{cordones}} \cdot (3 \cdot A_{\text{alambre}})$$

$$A_{ps} = 6 \cdot 3 \left(\frac{(2,25 \text{ mm})^2 \cdot \pi}{4} \right) =$$

$$A_{ps} = 71,57 \text{ mm}^2$$

La fuerza de pretensado inicial será igual al esfuerzo después de las perdidas.

$$P_f = f_{pe} \cdot A_{ps} = 1204,6 \text{ N/mm}^2 \cdot 71,57 \text{ mm}^2$$

$$P_f = 86211,22 \text{ N}$$

Esfuerzo admisible en la fibra superior de la viga:

$$f_{1\infty} = - \frac{M_T \cdot C_{1\infty}}{I_{\infty}} + \frac{P_f \cdot e_{\infty} \cdot C_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{P_f}{A_{\infty}}$$

$$f_{1\infty} = - \frac{11930000 \text{ Nmm} \cdot 60 \text{ mm}}{108477300 \text{ mm}^4} + \frac{86211,22 \text{ N} \cdot 60 \text{ mm} \cdot 106,7 \text{ mm}}{108477300 \text{ mm}^4} - \frac{86211,22 \text{ N}}{32306 \text{ mm}^2}$$

$$f_{1\infty} = - 4,193 \text{ N/mm}^2$$

La fibra superior está en compresión, por lo tanto, se comparará con el esfuerzo límite a compresión.

$$f_{1\infty} = - 4,92 \text{ N/mm}^2 < f_{ci} = -14,7 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Cumple.}$$

La fibra superior cumple con el esfuerzo límite.

Esfuerzo admisible en la fibra inferior de la viga:

$$f_{2\infty} = \frac{M_T \cdot C_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{P_f \cdot e_{\infty} \cdot C_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{P_f}{A_{\infty}}$$

$$f_{2\infty} = -\frac{11930000 \text{ Nmm} \cdot 140 \text{ mm}}{108477300 \text{ mm}^4} + \frac{86211,22 \text{ N} \cdot 140 \text{ mm} \cdot 106,7 \text{ mm}}{108477300 \text{ mm}^4} - \frac{86211,22 \text{ N}}{32306 \text{ mm}^2}$$

$$f_{2\infty} = 0,892 \text{ N/mm}^2$$

La fibra inferior está en tracción, entonces, se comparará con el esfuerzo límite a tracción.

$$f_{2\infty} = 2,958 \text{ N/mm}^2 < f_{ts} = 2,96 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Cumple.}$$

La fibra inferior cumple con el esfuerzo límite.

3.6.1.5. Verificación flecha máxima.

$$M_T = 11930000 \quad \text{Nmm}$$

$$M_{\text{total}} = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad ; \quad q = \frac{M_{\text{total}} \cdot 8}{L^2}$$

$$q = \frac{11930000 \text{ Nmm} \cdot 8}{(4300 \text{ mm})^2} = 5,162 \text{ N/mm}$$

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

$$\Delta = \frac{5 \cdot 5,162 \text{ N/mm} \cdot (4300 \text{ mm})^4}{384 \cdot 27805,6 \text{ N/mm}^2 \cdot 108477300 \text{ mm}^4} = 7,62 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{máx.}} = L/480 = 4300 \text{ mm} / 480 = 8,96 \text{ mm}$$

$$\Delta = 7,62 \text{ mm} < \Delta_{\text{máx.}} = 8,96 \text{ mm} \quad \text{Cumple.}$$

3.6.1.6. Armadura de retracción o temperatura.

La **tabla 24.4.3.2** de la NB 1225001 indica la cuantía mínima de armadura que se deberá disponer en la losa, siendo para $f_y > 420 \text{ N/mm}^2$ una cuantía de: $\rho_{s,\text{min}} = 0,001512 \%$.

Considerando el área de la carpeta a compresión:

$$b = 1000 \text{ mm}$$

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

$$A_{\text{losa}} = 50000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{min}} = \rho_{s,\text{min}} \cdot A_{\text{losa}} = 0,001512 \% \cdot 50000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{min}} = 75,6 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Si se disponen barras de ϕ 6 mm @ 25 cm:

$$A_{s,\text{prov}} = 4 \cdot (\phi^2 \cdot \pi/4) = 4 \cdot ((6 \text{ mm})^2 \cdot \pi/4)$$

$$A_{s,\text{prov}} = 113,1 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$A_{s,\text{prov}} > A_{s,\text{min}}$ **Cumple.**

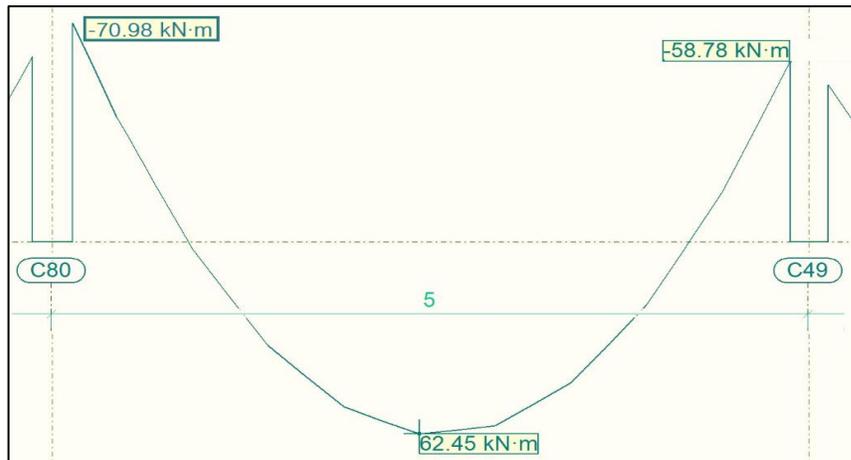
Se utilizará barra de ϕ 6 mm @ 25 cm como armadura de distribución en ambas direcciones.

3.6.2. Diseño estructural de la viga.

Los esfuerzos de las vigas que componen a la estructura se calcularon con el software CYPECAD 2017, introduciendo las cargas ya definidas en el anexo 3.

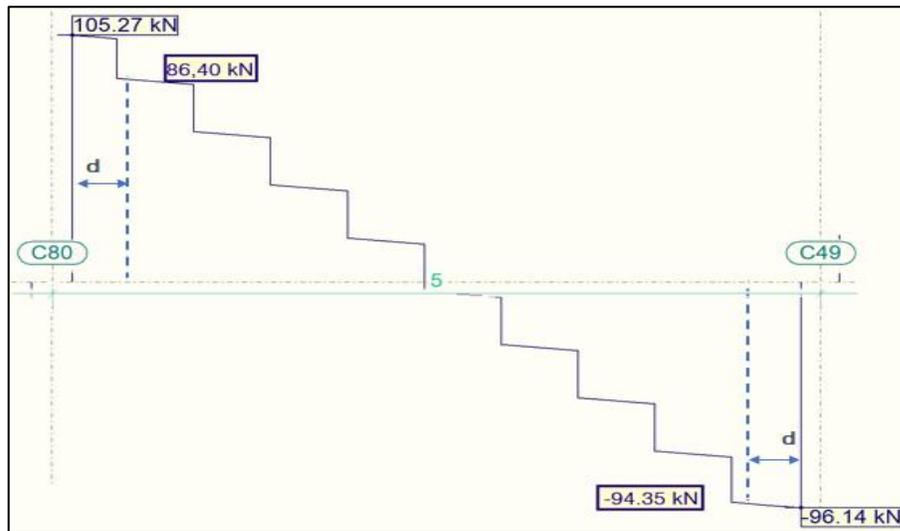
El cálculo manual se realizará de la viga con mayores esfuerzos. En este caso para diseño a flexión se calculará la viga de longitud $\ell = 5000 \text{ mm}$ que se encuentra entre las columnas C80 y C49.

Figura N° 39. Diagrama momentos de la viga en análisis



Fuente: Generado a partir de los resultados del programa.

Figura N° 40. Diagrama esfuerzo cortante de la viga en análisis



Fuente: Generado a partir de los resultados del programa.

3.6.2.1. Pre dimensionamiento.

La **tabla 9.3.1.1.** de la norma NB 1225001 indica la altura mínima que debe tener una viga. Para el caso de vigas continuas, la altura mínima es:

$$h_{\min} = \ell/16 = 5000 \text{ mm} / 16 = 312,5 \text{ mm}$$

Por lo tanto, la altura de la viga será $h = 400 \text{ mm}$.

Para que la viga pueda coincidir con las columnas, su base será $b = 250 \text{ mm}$.

La **tabla 20.6.1.3.1** indica los recubrimientos mínimos en función del tipo de exposición y de que elemento. Para vigas, el recubrimiento nominal es de 20 mm.

Considerando que el diámetro de las barras longitudinales sea de $\phi 12 \text{ mm}$ y los estribos de $\phi 6 \text{ mm}$, el recubrimiento mecánico será igual a:

$$d' = r_{\text{nom}} + \phi_{\text{estribo}} + (\phi_{\text{longitudinal}} / 2)$$

$$d' = 20 \text{ mm} + 6 \text{ mm} + (16 \text{ mm} / 2) = 34 \text{ mm}$$

3.6.2.2. Geometría, materiales y esfuerzos máximos.

Base de la viga	$b = 25 \text{ cm}$
Altura de la viga	$h = 40 \text{ cm}$
Recubrimiento nominal	$r_{\text{nom}} = 20 \text{ mm}$
Recubrimiento mecánico	$d' = 34 \text{ mm}$
Canto útil	$d = 366 \text{ mm}$
Resistencia característica del hormigón	$f'c = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistencia característica del acero	$fy = 500 \text{ N/mm}^2$
Momento positivo máximo	$M_{u+} = 62,45 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento negativo en la columna C80	$M_{u80}^- = -70,98 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento negativo en la columna C49	$M_{u49}^- = -58,78 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Cortante máximo a una distancia d del apoyo	$V_u = 94,35 \text{ kN}$

3.6.2.3. Determinación de armadura negativa en la columna C15.

$$M_{u15}^- = 70980000 \text{ Nmm}$$

$$\phi \text{ flexión} = 0,9$$

Cálculo de la altura del bloque de compresion “a”:

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Mu/\phi}{0,425 \cdot b \cdot f'c \cdot d^2}} \right)$$

$$a = 368 \text{ mm} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{70980000 \text{ Nmm}/0,9}{0,425 \cdot 250 \text{ mm} \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot (368 \text{ mm})^2}} \right)$$

$$a = 43,1 \text{ mm}$$

Una vez obtenido el valor de “a”, se puede calcular la armadura a flexión requerida:

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot 43,1 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}}{500 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{s,\text{req}} = 457,9 \quad \text{mm}^2$$

A continuación, se calculará la armadura mínima y máxima a flexión permitida para la sección de la viga:

$$A_{s,\text{min}} = \frac{\sqrt{f_c}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d \quad (f_c \text{ y } f_y \text{ en MPa})$$

$$A_{s,\text{min}} = \frac{\sqrt{25 \text{ N/mm}^2}}{4 \cdot 500 \text{ N/mm}^2} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 368 \text{ mm}$$

$$A_{s,\text{min}} = 229 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{,\text{max}} = \gamma \cdot \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + 0,005} \quad (f'_c \text{ y } f_y \text{ en MPa})$$

$$\gamma = 0,85$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\epsilon_u = 0,003$$

$$\rho_{,\text{max}} = 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{25 \text{ N/mm}^2}{500 \text{ N/mm}^2} \cdot \frac{0,003}{0,003 + 0,005}$$

$$\rho_{,\text{max}} = 0,014$$

$$A_{s,\text{max}} = \rho_{,\text{max}} \cdot b_w \cdot d = 0,014 \cdot 250 \text{ mm} \cdot 368 \text{ mm}$$

$$A_{s,\text{max}} = 1354,7 \text{ mm}^2$$

Como $A_{s,\text{req}}$ está dentro de los límites, es con este valor con el que se definirá la cantidad y diámetro de las barras requeridas a flexión.

Eligiendo una combinación de 2 ϕ 16 mm y 1 ϕ 10 mm, el área total de acero es:

$$A_{s, \text{ total}} = 2 \cdot ((16 \text{ mm})^2 \cdot \pi / 4) + 1 \cdot ((10 \text{ mm})^2 \cdot \pi / 4)$$

$$A_{s, \text{ total}} = 480,7 \text{ mm}^2$$

Esta cantidad de acero es mayor al requerido y está dentro de los límites de armadura máxima y mínima. Ahora se calculará el espaciamiento libre mínimo entre armaduras, el cual debe ser el mayor entre **25mm**, d_b (ϕ 16 mm) y $(4/3) d_{agg}$.

Si $d_{agg} = 25 \text{ mm}$; $(4/3) d_{agg} = 33,33 \text{ mm}$.

$$S_{\text{min}} = 33,33 \text{ mm}$$

Espaciamiento S (mm) es:

$$S = \{b - [2 \cdot r_{\text{nom}} + 2 \cdot \phi_{\text{estribo}} + (2 \phi 16 \text{ mm} + 1 \phi 10 \text{ mm})]\} / (n_{\text{barras}} - 1)$$

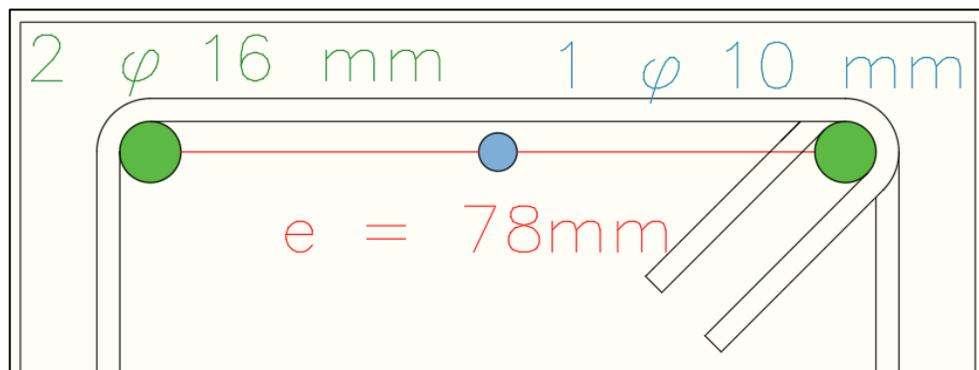
$$S = \{250 \text{ mm} - [2 \cdot 20 \text{ mm} + 2 \cdot 6 \text{ mm} + (2 \cdot 16 \text{ mm} + 1 \cdot 10 \text{ mm})]\} / (3 - 1)$$

$$S = 78 \text{ mm}$$

El espaciamiento libre entre los bordes de las barras elegidas, cumple con el espaciamiento mínimo, por lo tanto es correcta esta combinación de barras.

Se utilizará 2 ϕ 16 mm y 1 ϕ 10 mm @ 78 mm

Figura N° 41. Disposición de armaduras superior en C80



Fuente: Elaboración propia

3.6.2.4. Determinación de armadura negativa en la columna C45.

$$M_{u16} = 58780000 \text{ Nmm}$$

$$\phi \text{ flexión} = 0,9$$

Cálculo de la altura del bloque de compresion "a":

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Mu/\phi}{0,425 \cdot b \cdot f_c \cdot d^2}} \right)$$

$$a = 368 \text{ mm} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{58780000 \text{ Nmm}/0,9}{0,425 \cdot 250 \text{ mm} \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot (368 \text{ mm})^2}} \right)$$

$$a = 35,3 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot 31,42 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}}{500 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{s,req} = 375 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 230 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 1354,7 \text{ mm}^2$$

Como $A_{s,req}$ está dentro de los límites, es con este valor con el que se definirá la cantidad y diámetro de las barras requeridas a flexión.

Eligiendo una disposición de 2 ϕ 16 mm, el área total de acero es:

$$A_{s, total} = 2 \cdot ((16 \text{ mm})^2 \cdot \pi / 4)$$

$$A_{s, total} = 402,1 \text{ mm}^2$$

Esta cantidad de acero es mayor al requerido y está dentro de los límites de armadura máxima y mínima. El espaciamiento mínimo ya fue calculado en el punto anterior y es:

$$S_{min} = 33,33 \text{ mm}$$

El espaciamiento libre S (mm) será:

$$S = \{b - [2 \cdot r_{\text{nom}} + 2 \cdot \phi_{\text{estribo}} + (2 \phi_{16 \text{ mm}})]\} / (n_{\text{barras}} - 1)$$

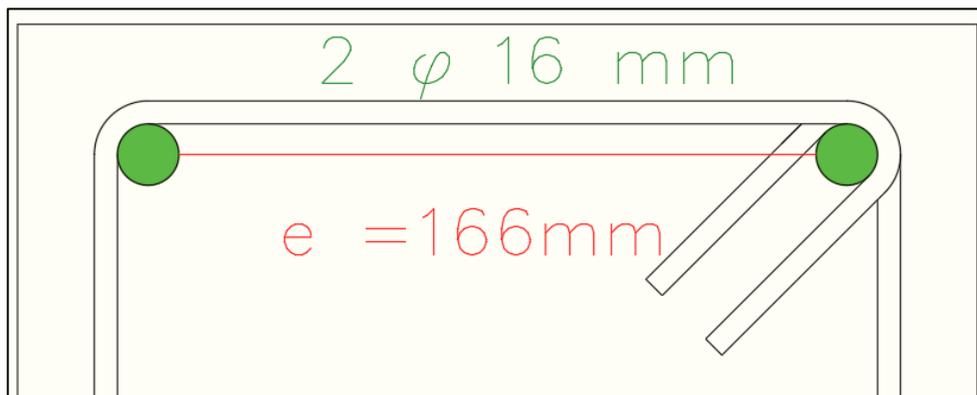
$$S = \{250 \text{ mm} - [2 \cdot 20 \text{ mm} + 2 \cdot 6 \text{ mm} + (2 \cdot 16 \text{ mm})]\} / (2 - 1)$$

$$S = 166 \text{ mm}$$

El espaciamiento libre entre los bordes de las barras elegidas, cumple con el espaciamiento mínimo, por lo tanto es correcta esta combinación de barras.

Se utilizará 2 ϕ 16 mm @ 166 mm

Figura N° 42. Disposición de armaduras superior en C16



Fuente: Elaboración propia

3.6.2.5. Determinación de armadura positiva en el centro del vano.

$$M_{u15-16} = 62450000 \text{ Nmm}$$

$$\phi_{\text{flexión}} = 0,9$$

Cálculo de la altura del bloque de compresion "a":

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_u / \phi}{0,425 \cdot b \cdot f_c \cdot d^2}} \right)$$

$$a = 368 \text{ mm} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{62450000 \text{ Nmm} / 0,9}{0,425 \cdot 250 \text{ mm} \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot (368 \text{ mm})^2}} \right)$$

$$a = 37,6 \text{ mm}$$

Una vez obtenido el valor de “a”, se puede calcular la armadura a flexión requerida:

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot 37,6 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}}{500 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{s,\text{req}} = 400 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{min}} = 230 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{max}} = 1354,7 \text{ mm}^2$$

Como $A_{s,\text{req}}$ está dentro de los límites, es con este valor con el que se definirá la cantidad y diámetro de las barras requeridas a flexión.

Eligiendo una combinación de 2 ϕ 16 mm, el área total de acero es:

$$A_{s,\text{total}} = 2 \cdot ((16 \text{ mm})^2 \cdot \pi / 4)$$

$$A_{s,\text{total}} = 402,1 \text{ mm}^2$$

Esta cantidad de acero es mayor al requerido y está dentro de los límites de armadura máxima y mínima. El espaciamiento mínimo ya fue calculado en el punto anterior y es:

$$S_{\text{min}} = 33,33 \text{ mm}$$

El espaciamiento libre S (mm) será:

$$S = \{b - [2 \cdot r_{\text{nom}} + 2 \cdot \phi_{\text{estribo}} + (2 \phi 16 \text{ mm})]\} / (n_{\text{barras}} - 1)$$

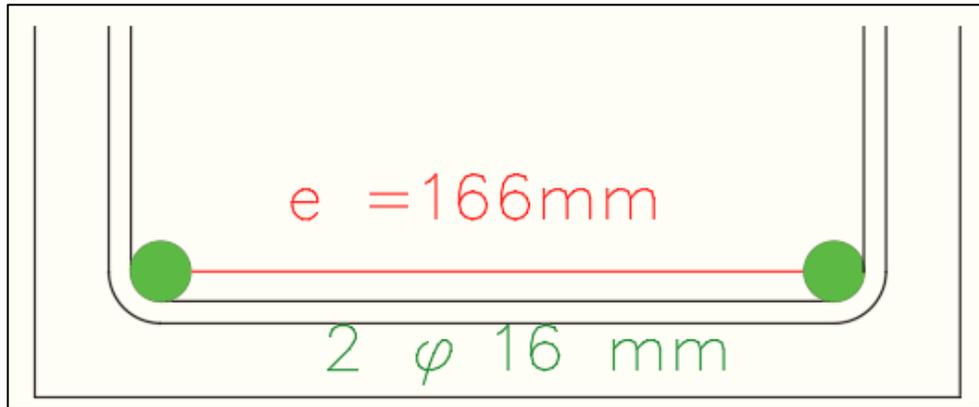
$$S = \{250 \text{ mm} - [2 \cdot 20 \text{ mm} + 2 \cdot 6 \text{ mm} + (2 \cdot 16 \text{ mm})]\} / (2 - 1)$$

$$S = 166 \text{ mm}$$

El espaciamiento libre entre los bordes de las barras elegidas, cumple con el espaciamiento mínimo, por lo tanto es correcta esta combinación de barras.

Se utilizará 2 ϕ 16 mm @ 166 mm

Figura N° 43. Disposición de armaduras inferior en el centro del vano.



Fuente: Elaboración propia

3.6.2.6. Verificación y diseño a cortante.

El cálculo se realizará con la fuerza cortante a una distancia “d” de la columna C16, el cual tiene un valor de:

Cortante máximo a una distancia d del apoyo: $V_u = 94,35 \text{ kN}$

La resistencia nominal a cortante del elemento debe cumplir:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi_{\text{cortante}} = 0,75$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Para elementos en una dirección no pretensados sin fuerza axial, el valor de V_c se calcula mediante:

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f_c}}{6} \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

$\lambda = 1,0$ hormigones de peso normal

$$V_c = \frac{1,0 \cdot \sqrt{25 \text{ N/mm}^2}}{6} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 368 \text{ mm}$$

$$V_c = 76250 \text{ N}$$

Además, las dimensiones de la sección deben seleccionarse para poder cumplir con el **artículo 22.5.1.2:**

$$V_u \leq \phi (V_c + 0,66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d)$$

$$V_u \leq 0,75 (76666,7 \text{ N} + 0,66 \cdot \sqrt{25 \text{ N/mm}^2} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 368 \text{ mm})$$

$$V_u \leq 285200 \text{ N}$$

$$94350 \text{ N} \leq 285200 \text{ N} \quad \textbf{Cumple.}$$

Se debe verificar si solo la resistencia del hormigón es suficiente para resistir el cortante:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u \leq 0,75 (76666,7 \text{ N})$$

$$V_u \leq 57187,5 \text{ N}$$

$$94350 \text{ N} \leq 57187,5 \text{ N} \quad \textbf{No cumple.}$$

Debido a que la resistencia a cortante del hormigón es insuficiente, se requiere que la armadura transversal aporte resistencia, que será igual a:

$$V_{s,req} \geq (V_u / \phi) - V_c$$

$$V_{s,req} \geq (94350 \text{ N} / 0,75) - 76250 \text{ N}$$

$$V_{s,req} = 49550 \text{ N}$$

Cuando se utiliza armadura a cortante perpendicular al eje del elemento, la razón entre el área de armadura y su espaciamiento puede calcularse:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi \cdot f_{yt} \cdot d}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{94350 \text{ N} - 0,75 \cdot 76250 \text{ N}}{0,75 \cdot 420 \text{ N/mm}^2 \cdot 366 \text{ mm}}$$

$$\frac{A_v}{s} \text{ req} = 0,322 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

La **tabla 9.6.3.3** indica que $A_{v,\min}/s$ debe ser el mayor valor de las siguientes ecuaciones:

$$A_{v,\min}/s = \frac{\sqrt{f'c}}{16 \cdot fyt} \cdot b_w$$

$$A_{v,\min}/s = \frac{\sqrt{25 \text{ N/mm}^2}}{16 \cdot 420 \text{ N/mm}^2} \cdot 250 \text{ mm}$$

$$A_{v,\min} /s = 0,186 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$A_{v,\min} /s = \frac{0,35}{fyt} \cdot b_w$$

$$A_{v,\min} /s = \frac{0,35}{420 \text{ N/mm}^2} \cdot 250 \text{ mm}$$

$$A_{v,\min} /s = \mathbf{0,208 \text{ mm}^2 / \text{mm}}$$

Como el $A_{v,\text{req}}/s > A_{v,\min}/s$, el cálculo se realizará con $A_{v,\text{req}}/s$

La **tabla 9.7.6.2.2** establece que la separación máxima de la armadura a cortante no puede ser mayor a $s_{\max} = d/2 = 368\text{mm}/2 = 183 \text{ mm}$.

Entonces, la separación de los estribos será de $s = 150 \text{ mm}$. Definida la separación, es posible determinar la cantidad de acero requerida.

$$\frac{A_v}{s} \text{ req} = 0,322 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$A_{v,\text{req}} = (0,322 \text{ mm}^2/\text{mm}) \cdot 150 \text{ mm}$$

$$A_{v,\text{req}} = 48,35 \text{ mm}^2$$

Eligiendo estribos de $\phi 6 \text{ mm}$ en dos ramas, área total de acero es:

$$A_{s,prov} = 2 \cdot ((6 \text{ mm})^2 \cdot \pi / 4)$$

$$A_{s,prov} = 56 \text{ mm}^2$$

Como el $A_{s,prov}$ es mayor al $A_{v,req}$, este diámetro de estribos es suficiente.

La resistencia al cortante aportada por la armadura transversal será:

$$V_s = \frac{A_v \cdot d \cdot f_{yt}}{s}$$

$$V_s = \frac{56 \text{ mm}^2 \cdot 366 \text{ mm} \cdot 420 \text{ N/mm}^2}{150 \text{ mm}}$$

$$V_s = 57388,8 \text{ N}$$

Finalmente se verifica:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 76250 \text{ N} + 57388,8 \text{ N}$$

$$V_n = 133,64 \text{ N}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u \leq 0,75 \cdot 133,64 \text{ kN}$$

$$94,35 \text{ kN} \leq 100,23 \text{ kN}$$

Cumple.

Se puede calcular la eficiencia de la sección y la armadura mediante:

$$\frac{V_u}{\phi \cdot (V_c + V_s)} \leq 1$$

$$\frac{94350 \text{ N}}{100230 \text{ N}} \leq 1$$

$$0,94 \leq 1 \quad \text{Cumple.}$$

Se utilizará 2 ϕ 6 mm @ 150 mm

3.6.2.7. Verificación de flecha máxima.

El programa determina que la flecha máxima debido a las cargas superficiales, puntuales y lineales que actúan en la viga es:

$$\Delta = 6,73 \text{ mm}$$

$$\Delta \text{ máx.} = L/480 = 4750 \text{ mm} / 480 = 9,89 \text{ mm}$$

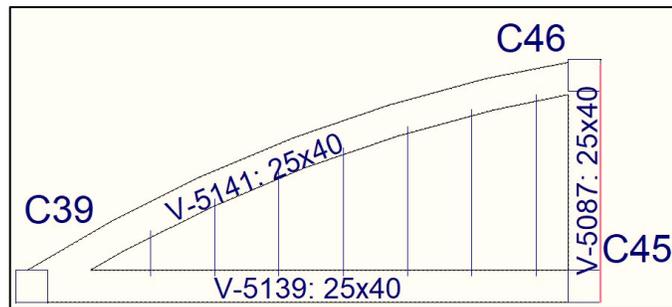
$$\Delta = 6,73 \text{ mm} < \Delta \text{ máx.} = 9,89 \text{ mm} \quad \text{Cumple.}$$

Por lo tanto, las dimensiones definidas de la viga, son correctas.

3.6.2.8. Verificación a torsión.

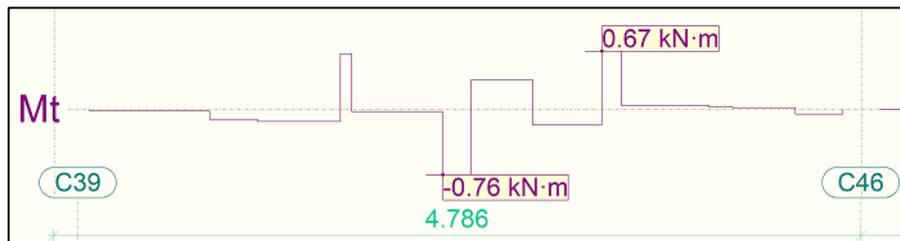
Para la verificación a torsión, se analizará la viga curva que se encuentra entre las columnas C29 y C34 siendo ésta la más solicitada a este efecto.

Figura N° 44. Viga para la verificación a torsión.



Fuente: Generado a partir de los resultados del programa.

Figura N° 45. Diagrama de momentos torsores en la viga curva.



Fuente: Generado a partir de los resultados del programa.

El **artículo 22.7.1** de la norma NB 1225001 indica que, si el esfuerzo torsor en la viga no supera el “umbral de torsión”, este esfuerzo puede despreciarse.

En elementos no pretensados, el umbral de torsión es igual a:

$$T_{th} = \frac{\lambda \cdot \sqrt{f'c}}{12} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$T_{th} = \frac{1,0 \cdot \sqrt{25 \text{ N/mm}^2}}{12} \cdot \frac{(250 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm})^2}{2 \cdot (250 \text{ mm} + 400 \text{ mm})}$$

$$T_{th} = 3205128,2 \text{ Nmm} = 3,21 \text{ kNm}$$

$$T_u \leq \phi T_{th} \quad \phi_{\text{torsión}} = 0,75$$

$$T_u \leq 0,75 \cdot 3,21 \text{ kNm}$$

$$0,76 \text{ kNm} \leq 0,75 \cdot 3,21 \text{ kNm}$$

$$0,76 \text{ kNm} \leq 2,40 \text{ kNm} \quad \textbf{Cumple}$$

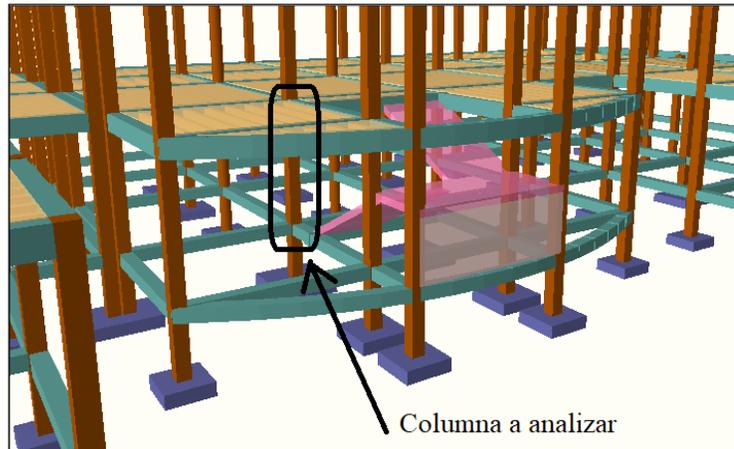
Por lo tanto, la sección resiste los efectos de la torsión, los cuales pueden llegar a depreciarse por no superar el umbral de torsión.

3.6.3. Diseño estructural de la columna.

Se realizará el cálculo manual de la columna más solicitada de la edificación y se compararan los resultados con los obtenidos por el programa CYPECAD 2017.

La columna a analizar es la C49 en el tramo (Viga de arriostre – Losa segunda planta)

Figura N° 46. Columna en análisis.



Fuente: Generado a partir de los resultados del programa.

3.6.3.1. Armadura longitudinal.

3.6.3.1.1. Esbeltez y pandeo.

Para poder calcular la columna es necesario determinar si los efectos de la esbeltez se consideran, por lo tanto, se debe calcular las rigideces Ψ en los extremos. Además, es importante definir si es un pórtico traslacional o intraslacional.

Dentro de los diferentes criterios, un pórtico puede considerarse intraslacionales si la altura de este es menor a las 15 plantas y que su desplazamiento en la última planta no sea mayor a $\Delta_{MAX} = L_{columna}/750$.

1) Traslacionalidad del pórtico.

El programa CYPECAD calculó los siguientes desplazamientos debido a la acción del viento:

Considerando la longitud de la columna desde la cota de terreno hasta la terraza:

$$L_{columna} = 6200 \text{ mm}$$

$$\Delta_{MAX} = L_{columna}/750. = 6200 \text{ mm}/750$$

$$\Delta_{MAX} = 8,3 \text{ mm} > \Delta_Y = 3,15 \text{ mm}$$

Cumple.

Tabla N° 12. Desplazamientos de la columna en análisis.

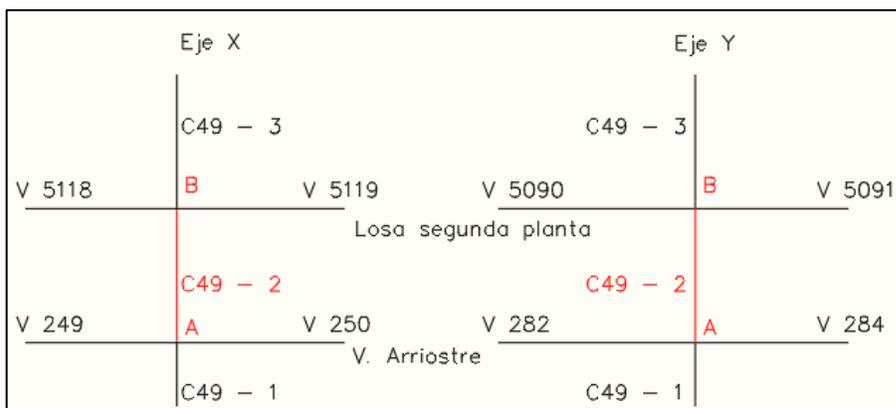
Desplazamientos de columnas					
Situaciones persistentes o transitorias					
Columna	Planta	Cota (m)	Desp. X (mm)	Desp. Y (mm)	Desp. Z (mm)
C49	Terraza + 6.90	6.70	1.01	3.15	0.60
	Segunda Planta +3.70	3.50	0.55	1.94	0.48
	Descanso 2 (+2.75)	2.75	0.56	2.18	0.43
	Descanso 1 (+1.10)	1.10	0.30	1.20	0.27
	Planta baja + 0.50	0.38	0.20	0.64	0.21
	Planta baja +0.00	0.00	0.19	0.67	0.18
	Fundación	-1.50	0.00	0.00	0.00

Fuente: Generado a partir de los resultados del programa.

Como ningún desplazamiento horizontal es mayor al Δ_{MAX} , el pórtico se considerará intraslacional.

2) Calculo de coeficientes de empotramiento.

Figura N° 47. Vigas y columnas que concurren en el extremo A y B.



Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 13. Datos geométricos de la columna a analizar.

Propiedades geométricas de los elementos que concurren en los extremos						
Elemento	Nombre	L (cm)	b (cm)	h (cm)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
Columna inferior	C49-1	200	25	25	32552	32552
Columna en analisis	C49-2	320	25	25	32552	32552
Columna superior	C49-3	320	25	25	32552	32552
Viga 249	V 249	392	25	25	32552	32552
Viga 250	V250	430	25	25	32552	32552
Viga 282	V 282	500	25	25	32552	32552
Viga 284	V 284	400	25	25	32552	32552
Viga 5118	V 5118	392	25	40	133333	52083
Viga 5119	V 5119	430	25	40	133333	52083
Viga 5090	V 5090	500	25	40	133333	52083
Viga 5091	V 5091	400	25	40	133333	52083

Fuente: Elaboración propia.

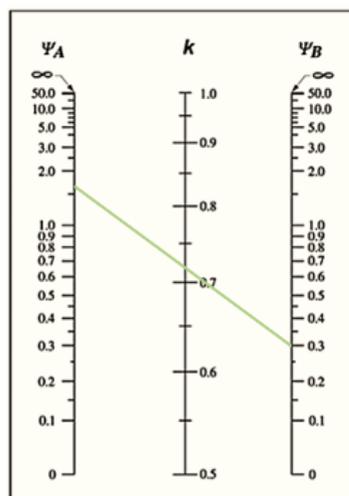
Empotramiento en el eje X:

$$\psi_A = \frac{\sum(EI/l) \text{ de todos los pilares que concurren en A o B}}{\sum(EI/l) \text{ de todas las vigas que concurren en A o B}}$$

$$\psi_A = \frac{\frac{I_{C37-1} + I_{C37-2}}{L_{C37-1} + L_{C37-2}}}{\frac{I_{V45} + I_{V46}}{L_{V45} + L_{V46}}} = 1,7$$

$$\psi_B = \frac{\frac{I_{C37-3} + I_{C37-2}}{L_{C37-3} + L_{C37-2}}}{\frac{I_{V28} + I_{V55}}{L_{V28} + L_{V55}}} = 0,3$$

Figura N° 48. Ilustración del monograma en el eje X.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural - NB 1225001, 2020.

$$k_x = 0,72$$

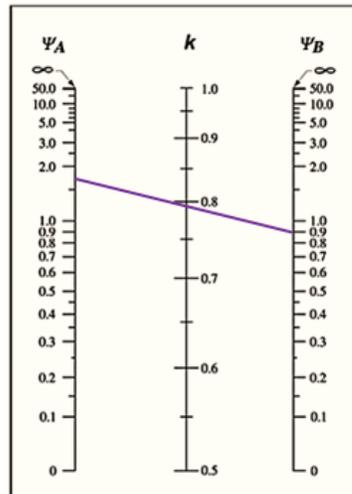
Empotramiento en el eje Y:

$$\psi_A = \frac{\sum(EI/l) \text{ de todos los pilares que concurren en A o B}}{\sum(EI/l) \text{ de todas las vigas que concurren en A o B}}$$

$$\psi_A = \frac{\frac{I_{C37-1} + I_{C37-2}}{L_{C37-1} + L_{C37-2}}}{\frac{I_{V53} + I_{V61}}{L_{V53} + L_{V61}}} = 1,8 \qquad \psi_B = \frac{\frac{I_{C37-3} + I_{C37-2}}{L_{C37-3} + L_{C37-2}}}{\frac{I_{V27} + I_{V58}}{L_{V27} + L_{V58}}} = 0,9$$

$$k_Y = 0,79$$

Figura N° 49. Ilustración del monograma en el eje Y.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural - NB 1225001, 2020.

3) Cálculo de longitud efectiva y esbeltez.

En el eje X

$$L_x = 2800 \text{ mm}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = 72,2 \text{ mm}$$

$$k_x \cdot L_x = 0,72 \cdot 2800 \text{ mm} = 2016 \text{ mm}$$

$$\frac{k_x \cdot L_x}{r_x} = \frac{2016 \text{ mm}}{72,2 \text{ mm}} = 27,9$$

La esbeltez límite para pórticos intraslacionales es:

$$34 + 12 (M_1 / M_2) \leq 40$$

M_1 = Menor momento en el extremo = -2,9 kNm

M_2 = Mayor momento en el extremo = 16,0 kNm

Si los momentos de los extremos son de signo diferentes, M_1 / M_2 será positivo.

$$34 + 12 (-2,9 \text{ kNm} / 16 \text{ kNm}) \leq 40$$

$$36,2 \leq 40 \quad ; \quad \text{La esbeltez límite será } 36,2.$$

Debido a que:

$$\frac{k_x \cdot L_x}{r_x} = 27,9 < 36,2$$

Se permite despreciar los efectos de segundo orden debido a la esbeltez en el eje X.

En el eje Y

$L_y = 2800 \text{ mm}$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 72,2 \text{ mm}$$

$k_y \cdot L_y = 0,79 \cdot 2800 \text{ mm} = 2212 \text{ mm}$

$$\frac{k_y \cdot L_y}{r_y} = \frac{2212 \text{ mm}}{72,2 \text{ mm}} = 30,65$$

La esbeltez límite para pórticos intraslacionales es:

$$34 + 12 (M_1 / M_2) \leq 40$$

M_1 = Menor momento en el extremo = -2,8 kNm

$M_2 =$ Mayor momento en el extremo = 2,8 kNm

Si los momentos de los extremos son de signo diferentes, M_1 / M_2 será positivo.

$$34 + 12 (2,8 \text{ kNm} / -2,8 \text{ kNm}) \leq 40$$

$$46 \leq 40 \quad ; \quad \text{La esbeltez límite será 40.}$$

Debido a que:

$$\frac{k_Y \cdot L_Y}{r_Y} = 30,65 < 40$$

Se permite despreciar los efectos de segundo orden debido a la esbeltez en el eje Y.

4) Calculo $M_{2,\min}$ por efectos de excentricidad mínima.

El mayor momento en el extremo M_2 no puede ser menor a $M_{2,\min}$, el cual es igual a:

$$P_u = 457100 \text{ N}$$

$$M_{2,\min} = P_u \cdot (15 \text{ mm} + 0,03 h)$$

$$M_{2,\min} = 457100 \text{ N} \cdot (15 \text{ mm} + 0,03 \cdot 250 \text{ mm})$$

$$M_{2,\min} = 10284750 \text{ Nmm}$$

$$M_{2,\min} = \mathbf{10,28 \text{ kNm}}$$

En el eje X.

$M_2 =$ Mayor momento en el extremo = 16 kNm

$$M_2 > M_{2,\min}$$

Por lo tanto, en el eje X, M_2 será el M_{uX} para el cálculo de la columna en este eje.

$$M_{uX} = \mathbf{16,0 \text{ kNm}}$$

En el eje Y.

$M_2 =$ Mayor momento en el extremo = 2,8 kNm

$$M_2 < M_{2,\min}$$

Por lo tanto, en el eje Y, $M_{2,\min}$ será el M_{uY} para el cálculo de la columna en este eje.

$$M_{uY} = 10,28 \text{ kNm}$$

3.6.3.1.2. Armadura mínima.

El **artículo 10.6** establece el límite mínimo y máximo de la armadura en columnas.

Para columnas no pretensadas, el área de armadura longitudinal, A'_s debe cumplir con:

$$0,006 A_g < A'_s < 0,08 A_g$$

Para poder usar la cuantía de $0,006 A_g$ se debe demostrar que la fluencia lenta y la retracción del hormigón no producirá tensiones excesivas en las armaduras, caso contrario usar $0,01 A_g$.

$$A_{s,\min} = 0,01 A_g = 0,01 \cdot 250 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}$$

$$A_{s,\min} = 625 \text{ mm}^2$$

Eligiendo 4 ϕ 20 mm dispuestos en las esquinas de las columnas:

$$A_{st} = A_{s,\text{prov}} = 4 \cdot 3,14 \text{ cm}^2 = 1256 \text{ mm}^2$$

Se utilizará 4 ϕ 20 mm, disponiendo 1 en cada esquina.

3.6.3.2. Resistencia axial a compresión .

Según el **artículo 22.4**, la resistencia nominal P_n , no puede ser mayor que $P_{n,\max}$.

Para elementos no pretensados, $P_{n,\max}$ es igual a:

$$P_{n,\max} = 0,80 P_o$$

$$P_o = 0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}$$

$$P_o = 0,85 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 (250 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm} - 1256 \text{ mm}^2) + 500 \cdot 1256 \text{ mm}^2$$

$$P_o = 1929435 \text{ N} = 1929,4 \text{ kN}$$

$$P_{n,\max} = 0,80 \cdot 1929,4 \text{ kN}$$

$$P_{n,max} = 1543,55 \text{ kN}$$

$$P_u = 457,1 \text{ kN}$$

$$P_u \leq \phi_{compresión} \cdot P_{n,max} \quad \phi_{compresión} = 0,65$$

$$P_u \leq 0,65 \cdot 1543,55 \text{ kN}$$

$$P_u \leq 1003,31 \text{ kN}$$

$$457,1 \text{ kN} \leq 1003,31 \text{ kN} \quad \text{Cumple.}$$

3.6.3.3. Resistencia a flexión nominal, M_n .

La resistencia a flexión de la columna se calcula como en vigas, a partir de la profundidad del bloque a compresión, con el acero longitudinal ya definido.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot b \cdot f'_c}$$

$$a = \frac{628 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ N/mm}^2}{0,85 \cdot 250 \text{ mm} \cdot 25 \text{ N/mm}^2}$$

$$a = 59,11 \text{ mm}$$

$$M_n = (A_s \cdot f_y) \cdot (d - a/2)$$

$$M_n = (628 \text{ mm} \cdot 500 \text{ N/mm}^2) \cdot (214 \text{ mm} - 59,11 \text{ mm}/2)$$

$$M_n = 57,9 \text{ kNm}$$

Como la distribución de armaduras en la columna es igual en ambos ejes, el M_n será el mismo en dirección X y Y. $M_n = M_{nX} = M_{nY}$

Finalmente considerando la acción de los momentos actuando en simultaneo en ambos ejes:

$$\frac{P_u}{P_{n,max}} + \frac{M_{uX}}{\phi M_{nX}} + \frac{M_{uY}}{M_{nY}} \leq 1$$

$$\frac{457,1 \text{ kN}}{1003,3 \text{ kN}} + \frac{16 \text{ kN}}{0,9 \cdot 57,9 \text{ kN}} + \frac{10,28 \text{ kN}}{0,9 \cdot 57,9 \text{ kN}} \leq 1$$

0,96 ≤ 1 Cumple.

3.6.3.4. Verificación en el diagrama de interacción.

Partiendo de las dimensiones geométricas de la columna y los esfuerzos provistos por el programa, se introducirán los siguientes datos en el diagrama de interacción.

Esfuerzo axial de diseño $P_u = 457,1 \text{ kN}$

Momento de diseño en dirección X $M_{uX} = 16 \text{ kNm}$

Momento de diseño en dirección Y $M_{uY} = 10,28 \text{ kNm}$

Base de la columna $b_c = 25 \text{ cm}$

Altura de la columna $l_c = 25 \text{ cm}$

Recubrimiento nominal $r_{nom} = 20 \text{ mm}$

Recubrimiento mecánico $d' = 36 \text{ mm}$

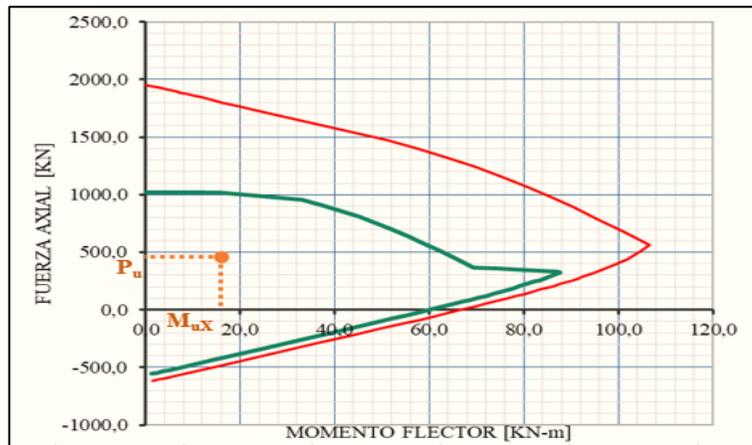
Canto útil $d = 214 \text{ mm}$

Resistencia característica del hormigón $f'_c = 25 \text{ N/mm}^2$

Resistencia característica del acero $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$

En el eje X.

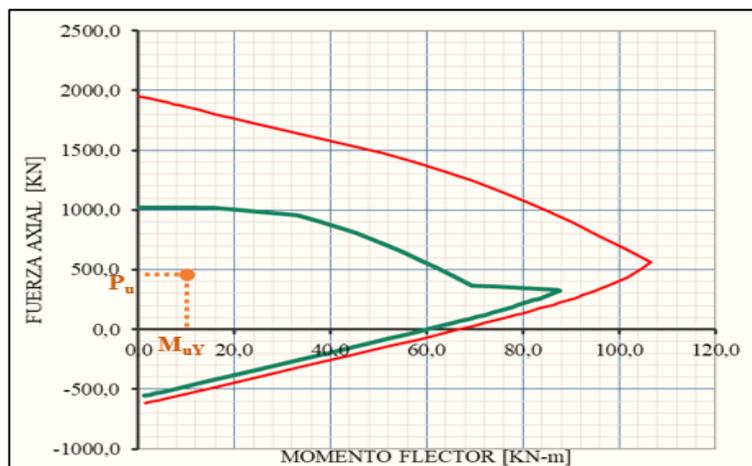
Figura N° 50. Diagrama de interacción de la columna para H-25 y 4φ20mm.



Fuente: Elaboración propia.

En el eje Y.

Figura N° 51. Diagrama de interacción de la columna para H-25 y 4φ20mm



Fuente: Elaboración propia.

En ambos diagramas, la carga axial y los momentos flectores están dentro de la región aceptable.

3.6.3.5. Armadura transversal.

El artículo 25.7.2 de la norma NB1225001 indica las especificaciones para estribos en una columna y debe cumplir con las siguientes características:

El diámetro de la barra del estribo debe ser al menos:

a) $d_{be} \geq 6 \text{ mm}$

b) $d_{be} \geq 0,25 d_b$ $d_{be} \geq 0,25 \cdot 16 \text{ mm}$

$d_{be} \geq 4 \text{ mm}$

Donde d_b es el diámetro de la barra longitudinal comprimida, más delgada.

Consiguientemente, el diámetro del estribo será $\phi 6 \text{ mm}$.

El espaciamiento entre estribos debe cumplir con:

a) Espaciamiento libre mínimo de al menos $(4/3)d_{agg}$.

Si $d_{agg} = 25 \text{ mm}$; $(4/3) d_{agg} = 33,33 \text{ mm}$.

$S_{min} = 33,33 \text{ mm}$

b) El espaciamiento máximo de centro a centro no debe exceder el menor de $12 d_b$ de la barra longitudinal, $36 d_b$ de barra de estribo y la menor dimensión del elemento.

$S_{max} = 12 \cdot d_b = 12 \cdot 16 \text{ mm}$

$S_{max} = 192 \text{ mm}$

$S_{max} = 36 \cdot d_{be} = 36 \cdot 6 \text{ mm}$

$S_{max} = 216 \text{ mm}$

Se utilizarán estribos de $\phi 6 \text{ mm}$ c/180 mm.

3.6.3.6. Diagrama de Momento-Curvatura.

En base a la geometría de la viga, la cantidad y disposición de la armadura, y las características mecánicas, es posible graficar el diagrama Momento-Curvatura como

indica el libro “Diseño de concreto reforzado” de “Jack McCormac”. Para lo cual se calculará el momento previo a la fisuración que contempla toda el área transversal del elemento, el momento al inicio de la fluencia y el Momento de la Resistencia ultima, igual al M_n .

Momento de agrietamiento.

$$f_r = 0,7 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} = 0,7 \cdot 1 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} = 3,5 \text{ N/mn}^2$$

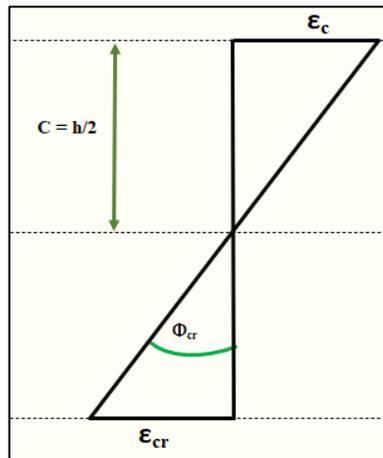
$$I_g = 250 \text{ mm} \cdot (250 \text{ mm})^3 / 12 = 325520833,3 \text{ mm}^4$$

$$y = h/2 = 125 \text{ mm}$$

$$M_{agr} = f_r \cdot I_g / y = 3,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 325520833,3 \text{ mm}^4 / 125 \text{ mm}$$

$M_{agr} = 9,115 \text{ kNm}$

Figura N° 52. Diagrama de deformaciones previo al agrietamiento.



Fuente: Elaboración propia.

Para determinar la curvatura, se realizará una relación entre las deformaciones y el eje neutro como se ve en la figura.

$$\epsilon_{cr} = f_r / E_c = f_r / 4700 \cdot \sqrt{f'c} = 3,5 \text{ N/mm}^2 / 4700 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}}$$

$$\epsilon_{cr} = 0,000149$$

$$\phi_{cr} = \epsilon_{cr} / C = 0,000149 / 0,125 \text{ m} = \mathbf{0,001191 \text{ m}^{-1}}$$

Momento al inicio de la fluencia.

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 250 \text{ MPa} / 210000 \text{ Mpa} = 0,0024$$

$$\eta = E_s / E_c = 210000 \text{ Mpa} / 23500 \text{ Mpa} = 8,94$$

$$A_s = 628 \text{ mm}^2$$

$$d = 214 \text{ mm}$$

Del equilibrio de fuerzas:

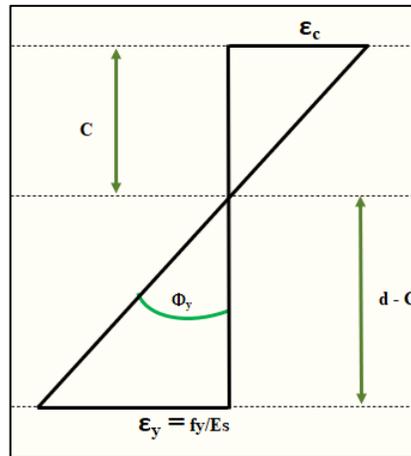
$$f_c \cdot c \cdot b/2 = A_s \cdot f_y$$

De la compatibilidad de deformaciones

$$\epsilon_c / C = \epsilon_y / (d-C) \quad \Rightarrow \quad \epsilon_c = \epsilon_y \cdot C / (d-C)$$

$$f_c = \epsilon_c \cdot E_c \quad ; \quad f_y = \epsilon_y \cdot E_s$$

Figura N° 53. Diagrama de deformaciones previo a la fluencia.



Fuente: Elaboración propia.

$$\epsilon_c \cdot E_c \cdot c \cdot b/2 = A_s \cdot \epsilon_y \cdot E_s$$

$$\epsilon_y \cdot c / (d-c) \cdot E_c \cdot c \cdot b/2 = A_s \cdot \epsilon_y \cdot E_s$$

$$c / (d - c) \cdot E_c \cdot c \cdot b/2 = A_s \cdot E_s$$

$$c / (d - c) \cdot c \cdot b/2 = A_s \cdot E_s / E_c$$

$$c / (d - c) \cdot c \cdot b/2 = A_s \cdot \eta$$

$$c \cdot c \cdot b = 2A_s \cdot \eta \cdot (d - c)$$

$$c^2 b = 2A_s \cdot \eta \cdot d - 2A_s \cdot \eta \cdot c$$

$$c^2 b + 2A_s \cdot \eta \cdot c - 2A_s \cdot \eta \cdot d = 0$$

Resolviendo la ecuación cuadrática, se obtiene el valor de c:

$$c = 78,11 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c \quad \Rightarrow \quad a = 66,4 \text{ mm}$$

$$M_y = (A_s \cdot f_y) \cdot (d - a/2)$$

$$M_y = (628 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ N/mm}^2) (214 \text{ mm} - (66,4 \text{ mm}/2))$$

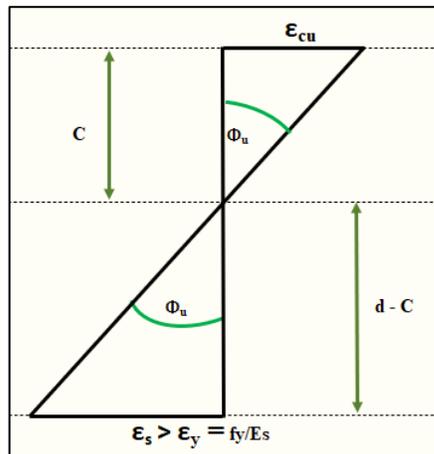
$$M_y = 56,77 \text{ kNm}$$

$$\phi_y = \epsilon_y / d - c = 0,0024 / (0,214 \text{ m} - 0,07811 \text{ m})$$

$$\phi_y = 0,0175 \text{ m}^{-1}$$

Momento ruptura o nominal.

Figura N° 54. Diagrama de deformaciones antes de la ruptura.



Fuente: Elaboración propia.

$$\epsilon_{cu} = 0,003$$

Del cálculo de la resistencia nominal a flexión M_n que se realizó anteriormente:

$$M_n = 57,9 \text{ kNm}$$

$$a = 59,11 \text{ mm}$$

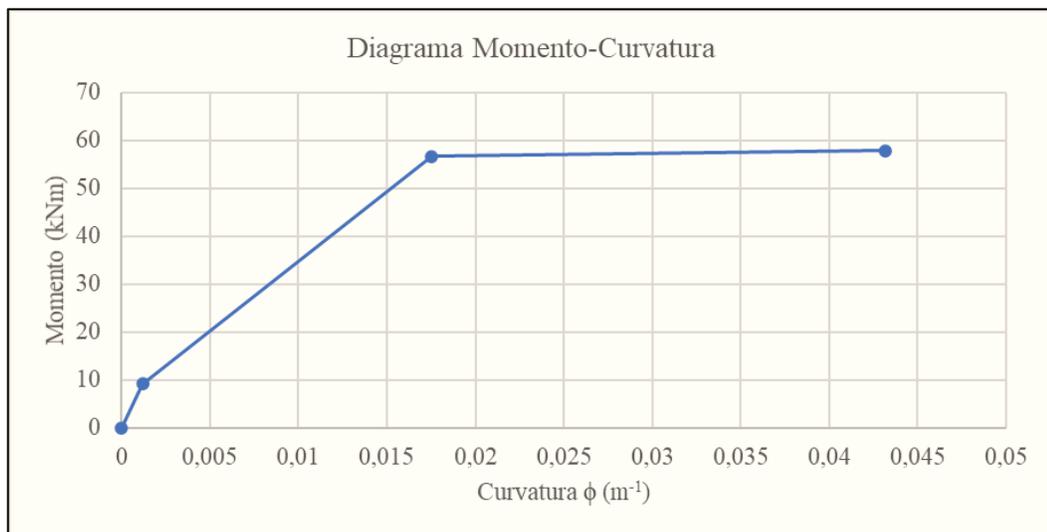
$$c = a / \beta_1 \quad \Rightarrow \quad c = 59,11 \text{ mm} / 0,85$$

$$c = 69,54 \text{ mm}$$

$$\phi_n = \epsilon_{cu} / C = 0,003 / 0,6954 \text{ m}$$

$$\phi_n = 0,0043 \text{ m}^{-1}$$

Figura N° 55. Diagrama Momento - Curvatura



Fuente: Elaboración propia.

3.6.4. Diseño de fundaciones.

Se calculará la zapata perteneciente a la columna C49, siendo esta zapata más solicitada y se comparará los resultados obtenidos con el programa CYPECAD.

Datos:

$$\sigma_{adm} = 0,20 \text{ N/mm}^2$$

$$P_u = 460,3 \text{ kN}$$

$$M_{uX} = -8,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uY} = 1,5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$P_{servicio} = 355,4 \text{ kN}$$

$$M_{servX} = 3,1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{servY} = 6,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$f'c = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$$

Dimensiones de la columna C49

$$l_{c37} = 250 \text{ mm}$$

$$b_{c37} = 250 \text{ mm}$$

3.6.4.1. Pre dimensionamiento zapata:

Predimensionando la zapata a partir de la resistencia del suelo, se calcula con una estimación del área que sería necesaria, considerando la carga de servicio.

Ancho mínimo de la zapata.

Excentricidad en X:

$$e_L = \frac{M_{servY}}{P_s} = \frac{6,9 \text{ kN}\cdot\text{m}}{355,4 \text{ kN}} = 19,4 \text{ mm}$$

Excentricidad en Y:

$$e_B = \frac{M_{servX}}{P_s} = \frac{3,1 \text{ kN}\cdot\text{m}}{355,4 \text{ kN}} = 8,7 \text{ mm}$$

Por lo tanto, b_{\min} será:

$$B_{\min} \geq |e_B| + |e_L| + \sqrt{\frac{P_{servicio}}{\sigma_{adm}} + (|e_B| - |e_L|)^2}$$

$$B_{\min} \geq |8,7 \text{ mm}| + |19,4 \text{ mm}| + \sqrt{\frac{355,4 \text{ kN}}{0,2 \text{ N/mm}^2} + (|8,7 \text{ mm}| - |19,4 \text{ mm}|)^2}$$

$$B_{\min} \geq 1361,2 \text{ mm}$$

Por lo tanto, las dimensiones en planta de la zapata serán:

$$B = 1450 \text{ mm y } L = 14500 \text{ mm.}$$

Y el esfuerzo en las esquinas será igual a, pero no mayor que σ_{adm} .

$$q_s = \frac{P_s}{B \cdot L} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_L}{L} \pm \frac{6 \cdot e_B}{B} \right) \leq \sigma_{adm}$$

$$q_s = \frac{355,4 \text{ kN}}{1450 \text{ mm} \cdot 1450 \text{ mm}} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 19,4 \text{ mm}}{1450 \text{ mm}} \pm \frac{6 \cdot 8,7 \text{ mm}}{1450 \text{ mm}} \right) \leq 0,20 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{s4} = 0,185 \text{ N/mm}^2 = q_{s,\max} \leq \sigma_{adm} \quad \text{Cumple.}$$

$$q_{s3} = 0,158 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{s1} = 0,180 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{s2} = 0,153 \text{ N/mm}^2 = q_{s,\min} \geq 0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Cumple.}$$

Canto mínimo.

Para suelos cuya resistencia admisible se encuentra entre $0,16 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm} < 0,25 \text{ N/mm}^2$, el canto útil se calculará con la siguiente expresión (con $\sigma_{terreno}$ en N/mm^2)

$$d_c = \frac{2,09 \cdot \sigma_t}{\sigma_t + 1,120} \cdot (v - 230 \text{ mm}) > 240 \text{ mm}$$

El esfuerzo de terreno σ_t se calcula considerando la carga mayorada en la columna, pero despreciando el peso propio de la zapata.

$$\sigma_t = \frac{P_u}{L \cdot B} = \frac{460300 \text{ N}}{1450 \text{ mm} * 1450 \text{ mm}} =$$

$$\sigma_t = 0,219 \text{ N/mm}^2$$

$$v = (L - l_{c37})/2 = (1450 \text{ mm} - 250 \text{ mm})/2 = 600 \text{ mm}$$

$$d_c = \frac{2,09 \cdot 0,2 \text{ N/mm}^2}{0,2 \text{ N/mm}^2 + 1,12} \cdot (600 \text{ mm} - 230 \text{ mm}) > 240 \text{ mm}$$

$$d_c = 126 \text{ mm} < 240 \text{ mm}$$

El d_c debe ser mayor 240 mm, por lo tanto, $d_c = 240 \text{ mm}$, y la altura h de la zapata será 300 mm cumpliendo la altura mínima dispuesta por norma de 150 mm.

Si se considera que el diámetro de las barras a flexión será **de $\phi 12 \text{ mm}$** y un recubrimiento nominal de 50 mm, el canto útil será:

$$d = h - r_{\text{nominal}} - (\phi_b \text{ longitudinal} / 2)$$

$$d = 300 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - (12 \text{ mm} / 2)$$

$$d = 244 \text{ mm}$$

3.6.4.2. Cálculo de la zapata, método de flexión.

Con las dimensiones de la zapata ya definida, los esfuerzos últimos obtenidos del programa y la resistencia admisible del suelo, se procede a las verificaciones correspondientes y el cálculo de la armadura.

Excentricidad en X:

$$e_L = \frac{M_{uY}}{P_u} = \frac{150000 \text{ Nmm}}{460300 \text{ N}} = 3,26 \text{ mm}$$

Excentricidad en Y:

$$e_B = \frac{M_{uX}}{P_u} = \frac{-880000 \text{ Nmm}}{460300 \text{ N}} = 19,22 \text{ mm}$$

El esfuerzo en cada esquina será:

$$q_u = \frac{P_u}{B \cdot L} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_L}{L} \pm \frac{6 \cdot e_B}{B} \right)$$

$$q_{u4} = \frac{P_u}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_L}{L} + \frac{6 \cdot e_B}{B} \right) = 0,239 \text{ N/mm}^2$$

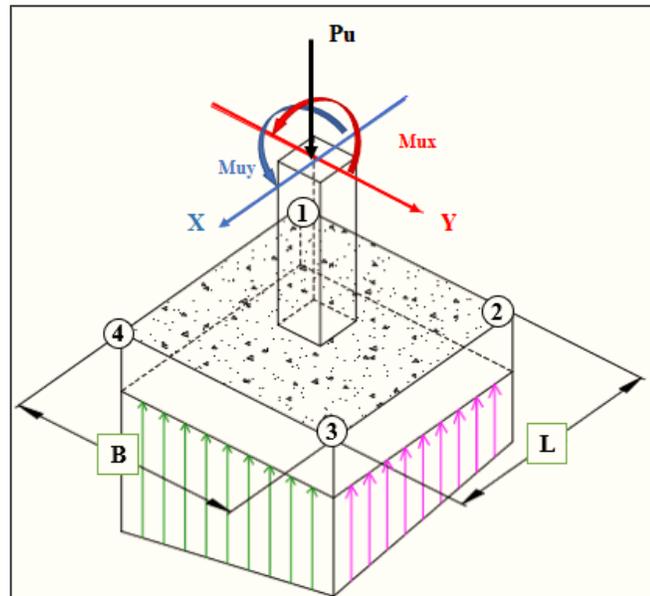
$$q_{u3} = \frac{P_u}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_L}{L} - \frac{6 \cdot e_B}{B} \right) = 0,205 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u1} = \frac{P_u}{B \cdot L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_L}{L} + \frac{6 \cdot e_B}{B} \right) = 0,233 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u2} = \frac{P_u}{B \cdot L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_L}{L} - \frac{6 \cdot e_B}{B} \right) = 0,199 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u, \text{prom}} = 0,219 \text{ N/mm}^2$$

Figura N° 56. Esfuerzos del terreno en la zapata aislada.



Fuente: Elaboración propia.

3.6.4.2.1. Verificación a punzonamiento.

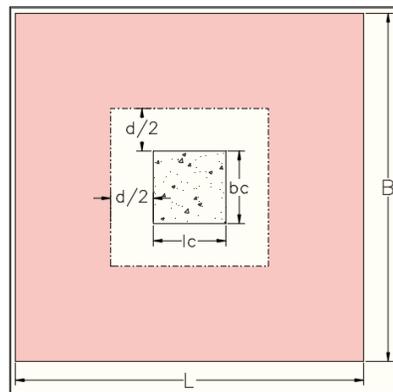
La fuerza de cortante bidireccional es producida por el esfuerzo que está fuera del perímetro crítico y será igual a:

$$V_{ubd} = P_u - q_{u,prom} \cdot (l_{c37} + d) \cdot (b_{c37} + d)$$

$$V_{ubd} = 460300 \text{ N} - 0,219 \text{ N/mm}^2 \cdot (250 \text{ mm} + 244 \text{ mm}) \cdot (250 \text{ mm} + 244 \text{ mm})$$

$$V_{ubd} = 406873,2 \text{ N}$$

Figura N° 57. Ilustración del perímetro crítico a punzonamiento.



Fuente: Elaboración propia.

Se debe verificar que V_{ubd} no sea mayor a la resistencia del elemento a punzonamiento.

La **tabla 22.6.5.2** indica como calcular el esfuerzo a punzonamiento del hormigón, v_c .

$$v_c = \frac{\lambda \sqrt{f_c}}{3} = \frac{1,0 \cdot \sqrt{25 \text{ N/mm}^2}}{3} = 1,67 \text{ N/mm}^2$$

$$v_c = \frac{\lambda \sqrt{f_c}}{6} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) = \frac{1,0 \cdot \sqrt{25 \text{ N/mm}^2}}{6} \cdot \left(1 + \frac{2}{1}\right) = 2,5 \text{ N/mm}^2$$

$$v_c = \frac{\lambda \sqrt{f_c}}{12} \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) = \frac{1,0 \cdot \sqrt{25 \text{ N/mm}^2}}{12} \cdot \left(2 + \frac{40 \cdot 244 \text{ mm}}{1976 \text{ mm}}\right) = 2,89 \text{ N/mm}^2$$

Donde:

$$\beta = l_{c37} / b_{c37} = 250 \text{ mm} / 250 \text{ mm} = 1$$

$\alpha_s = 40$ (para columnas interiores)

$b_o = \text{Perímetro crítico} = 2 \cdot (l_{c37} + b_{c37} + 2d) = 1976 \text{ mm}$

Eligiendo el menor resultado, $v_c = 1,67 \text{ N/mm}^2$.

$$V_c = v_c \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = 1,67 \text{ N/mm}^2 \cdot 1976 \text{ mm} \cdot 244 \text{ mm}$$

$V_c = 803,6 \text{ kN}$

Se debe cumplir que:

$$V_{ubd} \leq \phi_{\text{punzonamiento}} \cdot V_c$$

$$V_{ubd} \leq 0,75 \cdot 803,6 \text{ kN}$$

$$406,9 \text{ kN} \leq 602,7 \text{ N} \quad \text{Cumple.}$$

La altura definida para la zapata permite resistir los efectos del punzonamiento.

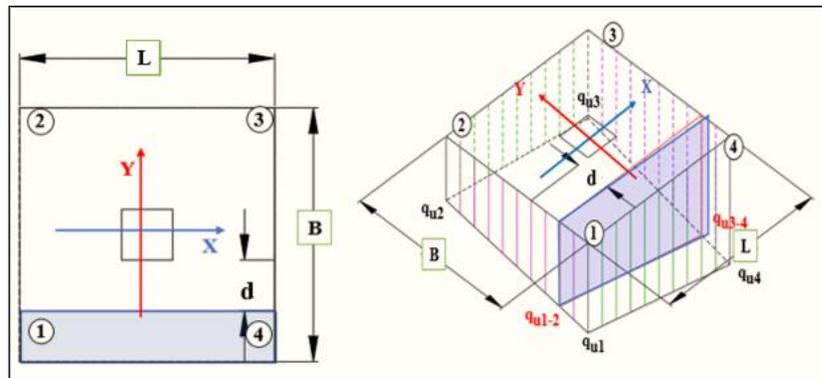
3.6.4.2.2. Verificación a cortante unidireccional.

El cortante se verificará a una distancia “d” de la cara de la columna.

Sentido longitudinal.

En este sentido, el cortante se verificará en el lado de las esquinas 1 y 4.

Figura N° 58. Sección crítica y esfuerzos para cortante.



Fuente: Elaboración propia.

Se debe calcular el esfuerzo del suelo en la zapata que se encuentra a distancia “d” entre las esquinas 1-2 y 3-4.

$$q_{u1-2} = q_{u1} - \frac{q_{u1} - q_{u2}}{B} * \left[\frac{B - b_{c37}}{2} - d \right]$$

$$q_{u1} = 0,233 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u2} = 0,199 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u1-2} = 0,225 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u4-3} = q_{u4} - \frac{q_{u4} - q_{u3}}{B} * \left[\frac{B - b_{c37}}{2} - d \right]$$

$$q_{u4} = 0,239 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u3} = 0,205 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u4-3} = 0,231 \text{ N/mm}^2$$

La fuerza cortante en esa dirección será igual al producto del esfuerzo del suelo y del área donde ocurre:

$$V_{udd} = \frac{q_{u4} + q_{u1} + q_{u1-2} + q_{u4-3}}{4} * L * \left[\frac{B - b_{c37}}{2} - d \right]$$

$$V_{udd} = 119,76 \text{ kN}$$

La resistencia del hormigón a la fuerza cortante será igual a:

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f_c}}{6} \cdot B \cdot d = \frac{1,0 \cdot \sqrt{25 \text{ N/mm}^2}}{6} \cdot 1450 \text{ mm} \cdot 244 \text{ mm}$$

$$V_c = 294,83 \text{ kN}$$

Se debe verificar que:

$$V_{udd} \leq \phi_{\text{cortante}} \cdot V_c \quad \phi_{\text{cortante}} = 0,75$$

$$V_{udd} \leq 0,75 \cdot 294,83 \text{ kN}$$

$$V_{ubd} \leq 221,12 \text{ kN}$$

$$119,76 \text{ kN} \leq 221,12 \text{ kN}$$

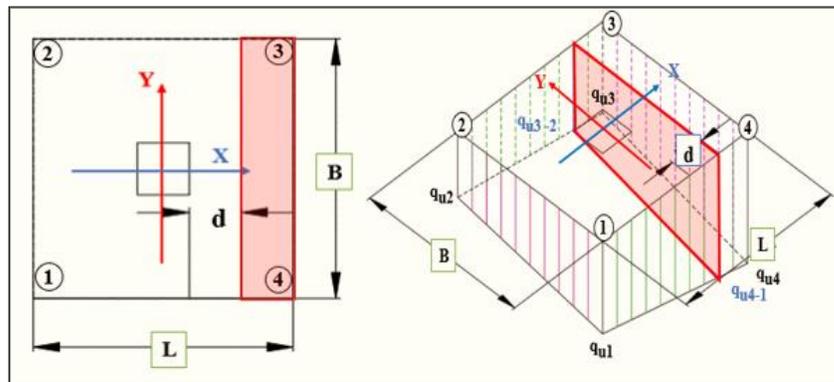
Cumple.

Las dimensiones de la zapata permiten resistir el cortante en esta dirección.

Sentido transversal.

En este sentido, el cortante se verificará en el lado de las esquinas 4 y 3.

Figura N° 59. Sección crítica y esfuerzos para cortante



Fuente: Elaboración propia.

Se debe calcular el esfuerzo del suelo en la zapata que se encuentra a distancia “d” entre las esquinas 2-3 y 1-4.

$$q_{u4-1} = q_{u4} - \frac{q_{u4} - q_{u1}}{L} * \left[\frac{L - l_{c37}}{2} - d \right]$$

$$q_{u1} = 0,233 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u4} = 0,239 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u4-1} = 0,238 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u3-2} = q_{u3} - \frac{q_{u3} - q_{u2}}{L} * \left[\frac{L - l_{c37}}{2} - d \right]$$

$$q_{u2} = 0,199 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u3} = 0,205 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u3-2} = 0,203 \text{ N/mm}^2$$

La fuerza cortante en esa dirección será igual al producto del esfuerzo del suelo y del área donde ocurre:

$$V_{udd} = \frac{q_{u4} + q_{u3} + q_{u4-1} + q_{u3-2}}{4} * B * \left[\frac{L - l_{c37}}{2} - d \right]$$

$$V_{udd} = 114,16 \text{ kN}$$

La resistencia del hormigón a la fuerza cortante será igual a:

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f_c}}{6} \cdot L \cdot d = \frac{1,0 \cdot \sqrt{25 \text{ N/mm}^2}}{6} \cdot 1450 \text{ mm} \cdot 244 \text{ mm}$$

$$V_c = 294,83 \text{ kN}$$

Se debe verificar que:

$$V_{udd} \leq \phi_{\text{cortante}} \cdot V_c \quad \phi_{\text{cortante}} = 0,75$$

$$V_{udd} \leq 0,75 \cdot 294,83 \text{ N}$$

$$V_{ubd} \leq 221,12 \text{ kN}$$

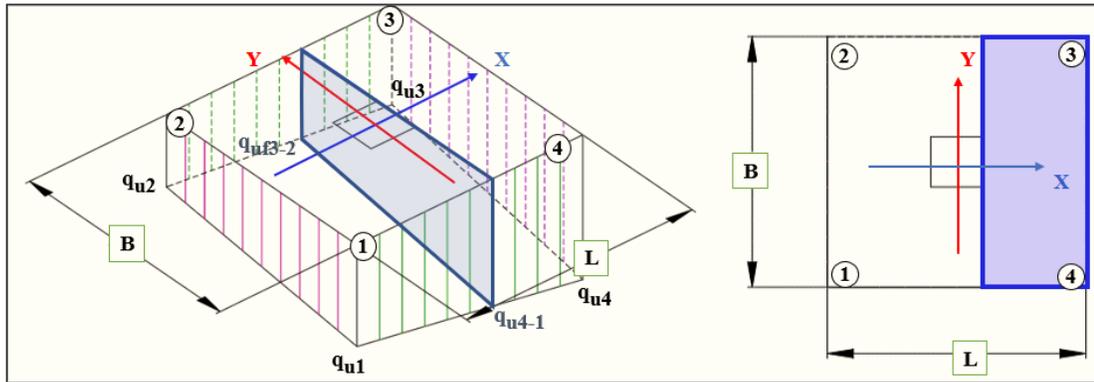
$$114,16 \text{ kN} \leq 221,12 \text{ kN} \quad \text{Cumple.}$$

Las dimensiones de la zapata permiten resistir el cortante en esta dirección.

3.6.4.2.3. Cálculo del acero de refuerzo.

Acero de refuerzo en el sentido longitudinal.

Figura N° 60. Sección crítica para el diseño a flexión.



Fuente: Elaboración propia.

Se debe calcular el esfuerzo del suelo en la zapata a partir de la cara de la columna, entre las esquinas 2-3 y 1-4.

$$q_{uf4-1} = q_{u4} - \frac{q_{u4} - q_{u1}}{L} \cdot \left[\frac{L - l_{c37}}{2} \right]$$

$$q_{u1} = 0,233 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u4} = 0,239 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u4-1} = 0,237 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{uf3-2} = q_{u3} - \frac{q_{u3} - q_{u2}}{L} \cdot \left[\frac{L - l_{c37}}{2} \right]$$

$$q_{u2} = 0,199 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u3} = 0,205 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u3-2} = 0,202 \text{ N/mm}^2$$

El momento de diseño a flexión será el producido por la resultante de los esfuerzos en el área marcada y su brazo de palanca, que será igual a:

$$M_{uf} = \frac{q_{u3} + q_{u4} + q_{u4-1} + q_{u3-2}}{4} \cdot \frac{B}{2} \cdot \left[\frac{L - l_{c37}}{2} \right]^2$$

$$M_{uf} = 57592368,69 \text{ Nmm}$$

Se calculará la altura del bloque de compresión como se hizo en vigas.

$$\phi \text{ flexión} = 0,9$$

Cálculo de la altura del bloque de compresion “a”:

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_u/\phi}{0,425 \cdot B \cdot f_c \cdot d^2}} \right)$$

$$a = 244 \text{ mm} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{57592368,7 \text{ Nmm}/0,9}{0,425 \cdot 1450 \text{ mm} \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot (244 \text{ mm})^2}} \right)$$

$$a = 8,7 \text{ mm}$$

Una vez obtenido el valor de “a”, se puede calcular la armadura a flexión requerida:

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot B}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot 8,7 \text{ mm} \cdot 1450 \text{ mm}}{500 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{s,req} = 534,0 \text{ mm}^2$$

Eligiendo 6 ϕ 12 mm, el área total de acero es:

$$A_{s, total} = 6 \cdot ((12 \text{ mm})^2 \cdot \pi / 4)$$

$$A_{s, total} = 678 \text{ mm}^2$$

Esta cantidad de acero es mayor al $A_{s,min}$ por lo que ahora se calculará el espaciamiento libre siendo el s_{max} de 300 mm.

Espaciamiento S (mm) es:

$$S = \{B - [2 \cdot r_{\text{nom}} + (6 \phi 12 \text{ mm})]\} / (n_{\text{barras}} - 1)$$

$$S = \{1450 \text{ mm} - [2 \cdot 50 \text{ mm} + (6 \cdot 12 \text{ mm})]\} / (6 - 1)$$

$$S = 250 \text{ mm}$$

El espaciamiento libre entre los bordes de las barras elegidas, cumple con el espaciamiento máximo.

A continuación, se calculará la cuantía mínima para la sección según lo indicado por la **tabla 24.4.3.2** para retracción y temperatura sobre el área bruta del hormigón, siendo ρ_{min} el mayor valor de:

$$\rho_{\text{min1}} = 0,0018 \cdot 420 / f_y \quad (f_y \text{ en MPa})$$

$$\rho_{\text{min1}} = 0,0018 \cdot 420 / 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{min1}} = 0,0015$$

$$\rho_{\text{min2}} = 0,0014$$

La cuantía dotada es:

$$\rho_{\text{dot}} = A_{s, \text{total}} / b \cdot h = 678 \text{ mm}^2 / 1450 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{dot}} = 0,0016 > \rho_{\text{min}} = 0,0015$$

Se utilizará 6 ϕ 12 mm @ 250 mm

Longitud de desarrollo.

Para barras de $\phi < 20 \text{ mm}$, L_d es igual a:

$$L_d = \left(\frac{f_y \cdot \Psi_t \cdot \Psi_e}{2,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c}} \right) \cdot d_b$$

Donde:

$$\Psi_t = 1 \quad ; \quad \Psi_e = 1 \quad ; \quad \lambda = 1$$

$$L_d = \left(\frac{500 \text{ N/mm}^2 \cdot 1 \cdot 1}{2,1 \cdot 1 \cdot \sqrt{25 \text{ N/mm}^2}} \right) \cdot 12 \text{ mm}$$

$$L_d = 571,43 \text{ mm}$$

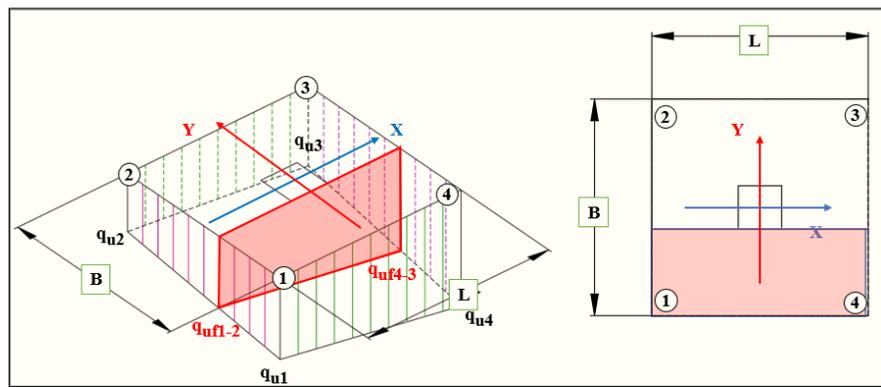
La longitud efectiva será igual a:

$$L_f = (B - b_{c37}) / 2 - r = (1450 \text{ mm} - 250 \text{ mm}) / 2 - 50 \text{ mm} = 550 \text{ mm}$$

Como $L_d > L_f$, se requiere que las barras tengan un doblado al borde.

Acero de refuerzo en el sentido transversal.

Figura N° 61. Sección crítica para el diseño a flexión



Fuente: Elaboración propia.

Se debe calcular el esfuerzo del suelo en la zapata a partir de la cara de la columna, entre las esquinas 1-2 y 3-4.

$$q_{uf1-2} = q_{u1} - \frac{q_{u1} - q_{u2}}{B} \cdot \left[\frac{B - b_{c37}}{2} \right]$$

$$q_{u1} = 0,233 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u2} = 0,199 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{uf1-2} = 0,219 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{uf4-3} = q_{u4} - \frac{q_{u4} - q_{u3}}{B} \cdot \left[\frac{B - b_{c37}}{2} \right]$$

$$q_{u3} = 0,205 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u4} = 0,239 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{uf4-3} = 0,225 \text{ N/mm}^2$$

El momento de diseño a flexión será el producido por la resultante de los esfuerzos en el área marcada y su brazo de palanca, que será igual a:

$$M_{uf} = \frac{q_{u1} + q_{u4} + q_{uf1-2} + q_{uf4-3}}{4} \cdot \frac{L}{2} \cdot \left[\frac{B - b_{c37}}{2} \right]^2$$

$$M_{uf} = 59790540 \text{ Nmm}$$

Se calculará la altura del bloque de compresión como se hizo en vigas.

$$\phi \text{ flexión} = 0,9$$

Cálculo de la altura del bloque de compresion “a”:

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_u/\phi}{0,425 \cdot L \cdot f_c \cdot d^2}} \right)$$

$$a = 244 \text{ mm} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35163421,2 \text{ Nmm}/0,9}{0,425 \cdot 1200 \text{ mm} \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot (244 \text{ mm})^2}} \right)$$

$$a = 9,0 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot 9,0 \text{ mm} \cdot 1450 \text{ mm}}{500 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{s,req} = 554,8 \text{ mm}^2$$

Eligiendo 6 ϕ 12 mm, el área total de acero es:

$$A_{s, total} = 5 \cdot ((12 \text{ mm})^2 \cdot \pi / 4)$$

$$A_{s, total} = 678 \text{ mm}^2$$

Esta cantidad de acero es mayor al $A_{s,min}$ por lo que ahora se calculará el espaciamiento libre siendo el s_{max} de 300 mm.

Espaciamiento S (mm) es:

$$S = 250 \text{ mm}$$

El espaciamiento libre entre los bordes de las barras elegidas, cumple con el espaciamiento máximo.

La cuantía mínima será la misma calculada en el anterior punto.

$$\rho_{min1} = 0,0015$$

$$\rho_{min2} = 0,0014$$

La cuantía dotada es:

$$\rho_{dot} = A_{s, total} / b \cdot h = 678 \text{ mm}^2 / 1450 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}$$

$$\rho_{dot} = 0,0016 > \rho_{min} = 0,0015$$

Se utilizará 6 ϕ 12 mm @ 250 mm

Longitud de desarrollo.

Para barras de $\phi < 20$ mm, L_d es igual a:

$$L_d = 571,43 \text{ mm}$$

La longitud efectiva será igual a:

$$L_f = (B - b_{c37}) / 2 = (145 \text{ mm} - 250 \text{ mm}) / 2 = 550 \text{ mm}$$

Como $L_d > L_f$, se requiere que las barras tengan un doblado al borde.

3.6.4.3. Comprobaciones de la zapata.

Comprobación a vuelco

Datos:

$$P_{serv} = 355,4 \text{ kN}$$

$$P_{zapata} = 15,8 \text{ kN}$$

$$M_{servX} = 3,1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_x = 14,2 \text{ kN}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$B = 1450 \text{ mm}$$

$$M \text{ estabilizador} = (P_{serv} + P_{zapata}) \cdot B/2$$

$$M \text{ estabilizador} = (355,4 \text{ kN} + 15,8 \text{ kN}) \cdot (1,45 \text{ m} / 2)$$

$$\mathbf{M \text{ estabilizador} = 269,12 \text{ kNm}}$$

$$M \text{ destabilizador} = M_x + (V_x \cdot h)$$

$$M \text{ destabilizador} = 3,1 \text{ kNm} + (2,5 \text{ kN} \cdot 0,30 \text{ m})$$

$$\mathbf{M \text{ destabilizador} = 25,56 \text{ kNm}}$$

$$0,9 M \text{ estabilizador} \geq 1,8 M \text{ desestabilizador}$$

$$M \text{ estabilizador} / M \text{ desestabilizador} \geq 2$$

$$242,21 \text{ kNm} / 25,56 \text{ kNm} \geq 2$$

$$\mathbf{9.476 \geq 2 \quad \text{Cumple.}}$$

Comprobación a hundimiento

Al considerarse una zapata con carga centrada, el esfuerzo del terreno será uniforme a lo largo de la zapata.

Datos:

$$\sigma_{adm} = 0,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_t = \sigma_{med} = \frac{P_{serv} + P_{zapata}}{a \cdot b} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{med} = \frac{355400 \text{ N} + 15800 \text{ N}}{1450 \text{ mm} \cdot 1450 \text{ mm}} = 0,177 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_t = 0,177 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{adm} = 0,20 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Cumple.}$$

Comprobación a deslizamiento

Basado en el estudio de suelos, el suelo predominante es arcilla con limos de baja plasticidad.

Datos:

$$\phi_d = 2/3 \cdot \phi = 2/3 \cdot 20^\circ = 16,7^\circ \quad (\text{ángulo de rozamiento interno})$$

$$c_d = 0,5 \cdot c = 0,5 \cdot 0,0001 \text{ N/mm}^2 = 0,0005 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{coeficiente de cohesión})$$

$$A = B \cdot L = 21025000 \text{ mm}^2$$

$$(P_{serv} + P_{zapata}) \cdot \text{tg } \phi_d + A \cdot c_d \geq 1,5 \cdot V \quad \text{Para suelos cohesivos.}$$

$$(355400 \text{ N} + 15800 \text{ N}) \cdot \text{tg } 16,7^\circ + 21025000 \text{ mm}^2 \cdot 0,0005 \text{ N/mm}^2 \geq 1,5 \cdot 14,2 \text{ kN}$$

$$112,42 \text{ kN} \geq 21,3 \text{ kN} \quad \text{Cumple.}$$

3.6.5. Diseño de escalera.

Debido a su forma y estructura, la escalera puede ser diseñada con losas macizas unidireccionales sobre las cuales se colocan los peldaños. Al considerar únicamente la flexión, se puede tratar la escalera como una losa horizontal simplemente apoyada, lo que facilita el cálculo del momento máximo positivo. El momento negativo en los apoyos será una fracción de este momento máximo. Dado que los tramos de la escalera del edificio son geoméricamente simétricos, se verificará solo uno de ellos y el otro tendrá el mismo arreglo de refuerzos.

1. Datos para el diseño

$$f_c = 25 \text{ N/mm}^2 \quad f_y = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Sobrecarga de uso = 4 kN/m²

q acabados = 1,5 kN/m²

q barandado = 0,48 kN/m

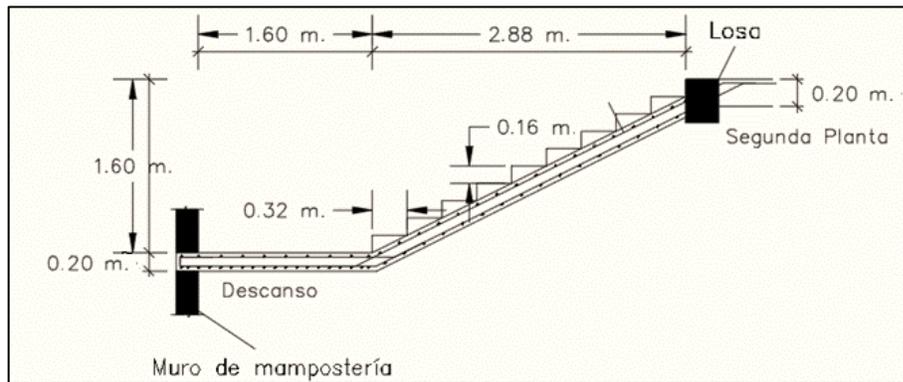
r_{nominal} = 20 mm

φ flexión = 0,9 adm.

φ corte = 0,85 adm.

2. Datos geométricos escalera.

Figura N° 62. Geometría de la escalera



Fuente: Generado a partir de los resultados del programa.

Ancho escalera (b) = 1,85 m

L₁ descanso = 1,60 m

L₂ tramo = 3,20 m

L análisis = L₁+L₂ = 4,80 m

Contrahuella (CP) = 0,16 m

Huella (P) = 0,32 m

3. Dimensionamiento del espesor de la escalera.

El libro de “Diseño en Concreto Armado” de Roberto Morales recomienda que el espesor de la losa de escalera, t, debe estar entre: L/25 – L/20.

t = L/25 = 0,192 m

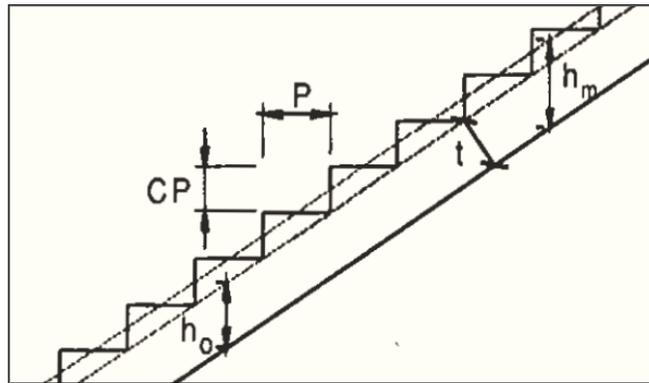
t = L/20 = 0,24 m

$$t_{\text{escalera}} = 0,20 \text{ m}$$

$$\Theta = \arcsin \left(\frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} \right) = \arcsin \left(\frac{0,32 \text{ m}}{\sqrt{(0,32 \text{ m})^2 + (0,16 \text{ m})^2}} \right)$$

$$\Theta = 26,57^\circ$$

Figura N° 63. Secciones en la escalera.



Fuente: Diseño en Concreto Armado, Roberto Morales, 2006.

$$h_o = t / \cos \Theta = 0,20 \text{ m} / \cos (26,57^\circ) = 0,22 \text{ m}$$

$$h_m = h_o + CP/2 = 0,22 \text{ m} + (0,16 \text{ m}) / 2$$

$$h_m = 0,30 \text{ m}$$

Asumiendo que el diámetro de la barra longitudinal a flexión sea ϕ 10 mm, entonces:

$$d = t - r_{\text{nominal}} - \phi_b / 2 = 200 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - (10 \text{ mm}) / 2$$

$$d = 175 \text{ mm}$$

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

4. Medrado de cargas.

4.1 Medrado de cargas para el descanso. W_{u1} :

$$D_G = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot t \cdot b = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 1,85 \text{ m}$$

$$D_G = 9,25 \text{ kN/m}$$

$$D_P = q_{\text{acabados}} \cdot b = 1,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,85 \text{ m} = 2,775 \text{ kN/m}$$

$$D = D_G + D_P = 12,025 \text{ kN/m}$$

$$L = \text{Sobrecarga de uso} \cdot b = 4 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,85 \text{ m}$$

$$L = 7,4 \text{ kN/m}$$

Hipótesis: 1,2 D + 1,6 L

$$W_{u1} = 26,27 \text{ kN/m}$$

4.2 Metrado de cargas para el tramo. W_{u2} :

$$D_G = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot h_m \cdot b = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,30 \text{ m} \cdot 1,85 \text{ m}$$

$$D_G = 13,875 \text{ kN/m}$$

$$D_P = q_{\text{acabados}} \cdot b + q_{\text{barandado}} = 1,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,85 \text{ m} + 0,48 \text{ kN/m} = 2,775 \text{ kN/m}$$

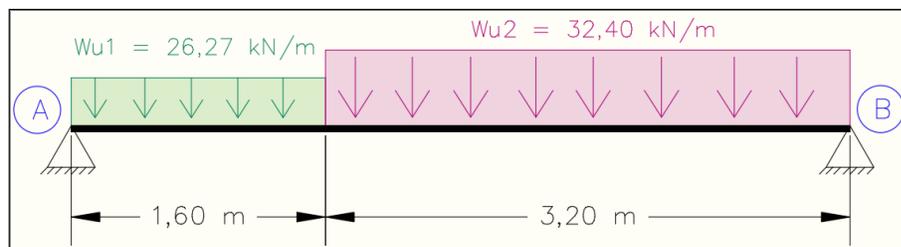
$$D = D_G + D_P = 17,13 \text{ kN/m}$$

$$L = \text{Sobrecarga de uso} \cdot b = 4 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,85 \text{ m} = 7,4 \text{ kN/m}$$

Hipótesis: 1,2 D + 1,6 L

$$W_{u2} = 32,4 \text{ kN/m}$$

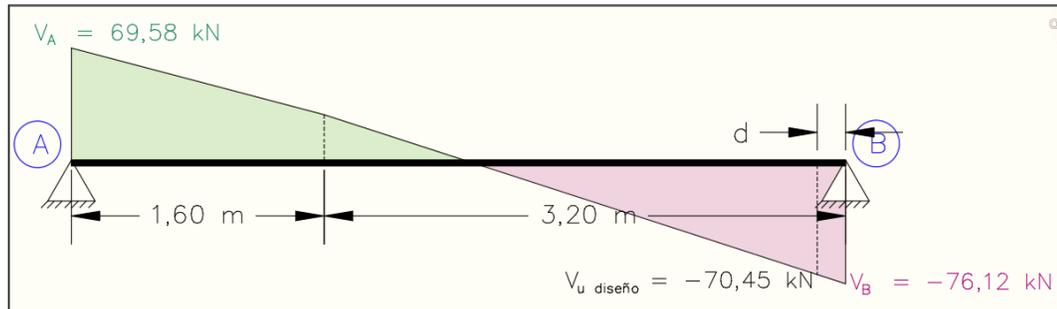
Figura N° 64. Cargas mayoradas en la escalera.



Fuente: Elaboración propia.

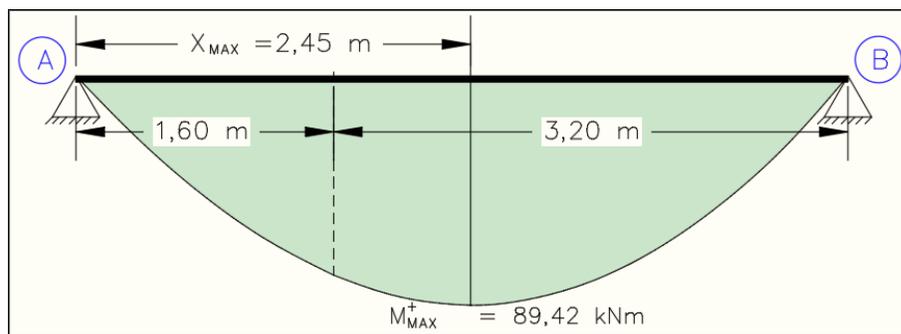
5. Diagramas de cortantes y momentos.

Figura N° 65. Diagrama de cortantes en la escalera.



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 66. Diagrama de momentos en la escalera.



Fuente: Elaboración propia.

6. Cálculo de Momentos máximos de diseño.

6.1 Momento positivo de diseño:

Para el momento positivo, Roberto Morales indica que el momento máximo calculado se debe multiplicar por un coeficiente α , el cual varía según el tipo de apoyo que es:

$$\alpha (\text{apoyo losa}) = 1 \quad \text{adm}$$

$$M^+_{\text{DISEÑO}} = \alpha \cdot M^+_{\text{MAX}} = \quad \mathbf{89,42 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

6.2 Momento negativo de diseño:

Si bien se idealizó como una viga simplemente apoyada, es necesario considerar un momento negativo en los apoyos, el cual será una porción del M^+_{MAX} , en función a la rigidez del apoyo:

$$\beta \text{ (rígido)} = 1/2 \text{ adm}$$

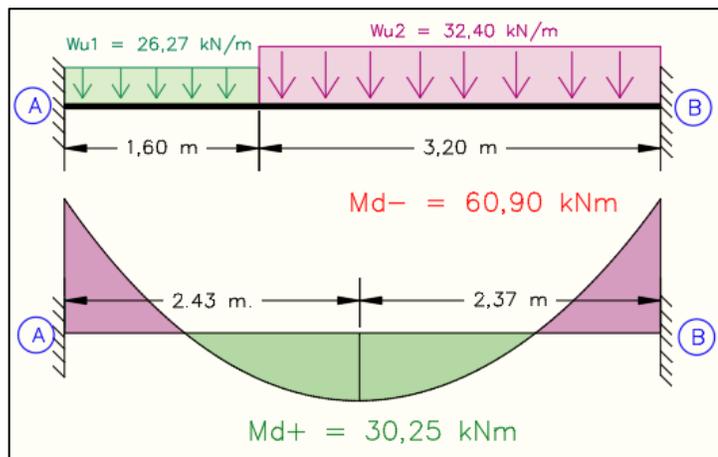
$$M^-_{DISEÑO} = \beta \cdot M^+_{MAX} = 44,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

6.3 Momentos de negativo de diseño en empotrado.

Como una alternativa a considerar, se idealizará la estructura esta empotrada en los apoyos para para determinar los momentos negativos.

$$M^-_{DISEÑO} = - 60,90 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Figura N° 67. Diagrama momentos empotrados.



Fuente: Elaboración propia.

3.6.5.1. Cálculo de acero de refuerzo.

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

$$d \text{ Peralte Efectivo} = 175 \text{ mm}$$

$$b \text{ (ancho escalera)} = 1850 \text{ mm}$$

$$r \text{ nominal} = 20 \text{ mm}$$

$$f_c = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\phi \text{ flexión} = 0,9 \text{ adm.}$$

Según la **tabla 24.4.3.2** se puede calcular el acero mínimo que debería tener la sección, siendo la cuantía mínima, el menor de:

$$\rho_{\min 1} = 0,0018 \cdot 420 / f_y \quad (f_y \text{ en MPa})$$

$$\rho_{\min 1} = 0,0018 \cdot 420 / 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\min 1} = 0,0015$$

$$\rho_{\min 2} = 0,0014$$

Con la cuantía mínima, se procede a calcular el $A_{s,\min}$.

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 1850 \text{ mm} \cdot 175 \text{ mm}$$

$$A_{s,\min} = 489,5 \text{ mm}^2$$

3.6.5.1.1. Cálculo de refuerzo positivo.

$$M^+_{\text{DISEÑO}} = \alpha \cdot M^+_{\text{MAX}} = 89,42 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la altura del bloque de compresion “a”:

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M^+_{\text{DISEÑO}} / \phi}{0,425 \cdot b \cdot f_c \cdot d^2}} \right)$$

$$a = 175 \text{ mm} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{89420000 \text{ Nmm} / 0,9}{0,425 \cdot 1850 \text{ mm} \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot (175 \text{ mm})^2}} \right)$$

$$a = 15,09 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot 15,09 \text{ mm} \cdot 1850 \text{ mm}}{500 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{s,\text{req}} = 1186,7 \text{ mm}^2$$

Eligiendo ϕ 10 mm, cuya área es:

$$A_{\phi 10 \text{ mm}} = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$N_{\text{barras}} = A_{s,\text{req}} / A_{\phi 10 \text{ mm}} = 1186,7 \text{ mm}^2 / 78,5 \text{ mm}^2$$

N barras = 16 barras.

Espaciamiento S (mm) es:

$$S = \{b - [2 \cdot r_{\text{nom}} + (16 \phi 10 \text{ mm})]\} / (n_{\text{barras}} - 1)$$

$$S = \{1850 \text{ mm} - [2 \cdot 20 \text{ mm} + (16 \cdot 10 \text{ mm})]\} / (16 - 1)$$

$$S = 120 \text{ mm}$$

El espaciado libre entre los bordes de las barras elegidas, cumple con el espaciado mínimo.

Se utilizará 16 ϕ 10 mm @ 120 mm

3.6.5.1.2. Cálculo de refuerzo negativo.

$$M_{\text{DISEÑO}}^- = 60,90 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la altura del bloque de compresion “a”:

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{\text{DISEÑO}}^- / \phi}{0,425 \cdot b \cdot f_c \cdot d^2}}\right)$$

$$a = 175 \text{ mm} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{60900000 \text{ Nmm} / 0,9}{0,425 \cdot 1850 \text{ mm} \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot (175 \text{ mm})^2}}\right)$$

$$a = 10,13 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot 7,38 \text{ mm} \cdot 1850 \text{ mm}}{500 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{s,req} = 796,4 \text{ mm}^2$$

Eligiendo ϕ 10 mm, cuya área es:

$$A_{\phi 10 \text{ mm}} = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$N_{\text{barras}} = A_{s,req} / A_{\phi 10 \text{ mm}} = 796,4 \text{ mm} / 78,5 \text{ mm}^2$$

$N_{\text{barras}} = 11$ barras.

Espaciamiento S (mm) es:

$$S = \{b - [2 \cdot r_{\text{nom}} + (11 \phi 10 \text{ mm})]\} / (n_{\text{barras}} - 1)$$

$$S = \{1850 \text{ mm} - [2 \cdot 20 \text{ mm} + (11 \cdot 10 \text{ mm})]\} / (11 - 1)$$

$$S = 180 \text{ mm}$$

El espaciamento libre entre los bordes de las barras elegidas, cumple con el espaciamento mínimo y espaciamento máximo establecido en el **artículo 7.7.2.4.**

Se utilizará 11 ϕ 10 mm @ 180 mm

3.6.5.1.3. Cálculo de armadura transversal.

Se considerará una faja transversal de 1000 mm y se calculará la cantidad de armadura transversal que requiere.

$$t \text{ (espesor losa)} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \rho_{\text{min}} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot t = 0,0015 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 302,4 \text{ mm}^2$$

Eligiendo ϕ 8 mm, cuya área es:

$$A_{\phi 8 \text{ mm}} = 50,3 \text{ mm}^2$$

$$N_{\text{barras}} = A_{s,\text{req}} / A_{\phi 10 \text{ mm}} = 302,4 \text{ mm}^2 / 50,3 \text{ mm}^2$$

$$N_{\text{barras}} = 7$$

Espaciamiento S (mm) entre ejes por cada 1000 mm es:

$$S = (A_{\phi 10 \text{ mm}} / A_{s,\text{req}}) \cdot 1000 \text{ mm} = (50,3 \text{ mm}^2 / 302,4 \text{ mm}^2) \cdot 1000 \text{ mm}$$

$$S = 166,2 \text{ mm}$$

Se dispondrá ϕ 8 mm @ 16 cm

3.6.5.2. Verificación a cortante.

La verificación se realizará con la fuerza cortante a una distancia “d” del apoyo B.

$$V_{u \text{ DISEÑO}} = 70447,5 \text{ N}$$

$$\lambda \text{ (hormigón normal)} = 1 \text{ adm}$$

$$f'c = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 1850 \text{ mm}$$

$$d = 175 \text{ mm}$$

La resistencia del hormigón a la fuerza cortante será igual a:

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{6} \cdot b \cdot d = \frac{1,0 \cdot \sqrt{25 \text{ N/mm}^2}}{6} \cdot 1850 \text{ mm} \cdot 175 \text{ mm}$$

$$V_c = 269791,7 \text{ N}$$

Se debe verificar que:

$$V_{u \text{ DISEÑO}} \leq \phi_{\text{cortante}} \cdot V_c \quad \phi_{\text{cortante}} = 0,75$$

$$V_{udd} \leq 0,75 \cdot 269791,7 \text{ N}$$

$$V_{ubd} \leq 202343,75 \text{ N}$$

$$70447,5 \text{ N} \leq 202343,75 \text{ N}$$

Cumple.

Las dimensiones de la losa de la escalera permiten resistir el cortante.

3.6.6. Diseño de rampa de acceso.

La rampa de acceso se idealizará como una serie de losas macizas continuas bidireccionales. El ancho de la rampa será de 1.35 m. y se calculará en tramo central, ya que es el más solicitado por la combinación de cargas y por la disposición de las mismas.

1. Datos para el diseño

$$f'c = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$fy = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sobrecarga de uso} = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{acabados}} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{barandado}} = 0,48 \text{ kN/m}$$

$$r_{\text{nominal}} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{flexión}} = 0,9 \text{ adm.}$$

$$\phi_{\text{corte}} = 0,85 \text{ adm.}$$

$$\text{Ancho rampa (b)} = 1,35 \text{ m}$$

3.6.6.1. Altura de la losa.

Para calcular la altura de la losa se puede partir de una estimación que indica que la altura de la losa debe ser mayor a la siguiente relación:

$$h > \text{perímetro}/180$$

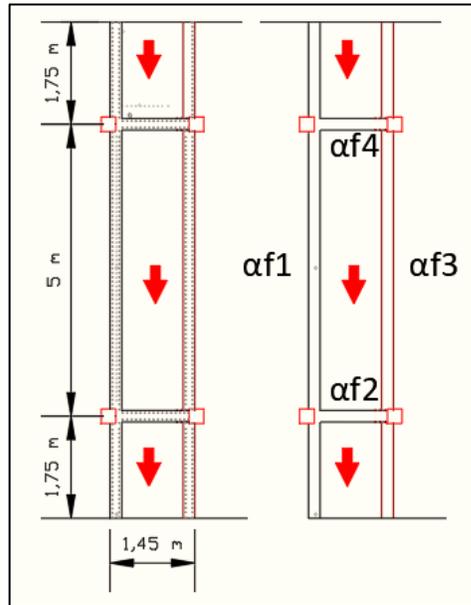
$$h > (5000 + 5000 + 1450 + 1450)/180$$

$$h > 71 \text{ mm}$$

Entonces se asumirá una altura de 150 mm para la losa maciza. α

La tabla 8.3.1.2 indica el espesor mínimo para losas en dos direcciones en función al coeficiente α_f .

Figura N° 68. Vista en planta de la losa más solicitada



Fuente: Elaboración propia.

Inercia viga de contorno.

$$I_{\text{viga}} = b \cdot h^3 / 12 = 200 \text{ mm} \cdot (300 \text{ mm})^3 / 12 = 450'000'000 \text{ mm}^4$$

Inercia losa sentido longitudinal,

$$I_{\text{losa}} = b \cdot h^3 / 12 = 5000 \text{ mm} \cdot (150 \text{ mm})^3 / 12 = 703'125'000 \text{ mm}^4$$

Inercia losa sentido transversal,

$$I_{\text{losa}} = b \cdot h^3 / 12 = 1450 \text{ mm} \cdot (150 \text{ mm})^3 / 12 = 203'906'250 \text{ mm}^4$$

Calculo α_f ($E_{cb} = E_{cs}$)

$$\alpha_{f1} = \frac{E_{cb} \cdot I_{\text{viga}}}{E_{cs} \cdot I_{\text{losa}}} = \frac{450000000 \text{ mm}^4}{203906000 \text{ mm}^4} = 2,21$$

$$\alpha_{f2} = \frac{E_{cb} \cdot I_{viga}}{E_{cs} \cdot I_{losa}} = \frac{450000000 \text{ mm}^4}{703125000 \text{ mm}^4} = 0,64$$

$$\alpha_{f3} = \frac{E_{cb} \cdot I_{viga}}{E_{cs} \cdot I_{losa}} = \frac{450000000 \text{ mm}^4}{203906000 \text{ mm}^4} = 2,21$$

$$\alpha_{f4} = \frac{E_{cb} \cdot I_{viga}}{E_{cs} \cdot I_{losa}} = \frac{450000000 \text{ mm}^4}{703125000 \text{ mm}^4} = 0,64$$

$$\alpha_{fm} = \frac{2,21+0,64+2,21+0,64}{4} = 1,42$$

$$h \geq \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1380} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)} \geq 150 \text{ mm}$$

$$h \geq \frac{5000 \text{ mm} \cdot \left(0,8 + \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1380} \right)}{36 + 5 \cdot 3,45(1,42 - 0,2)} \geq 150 \text{ mm}$$

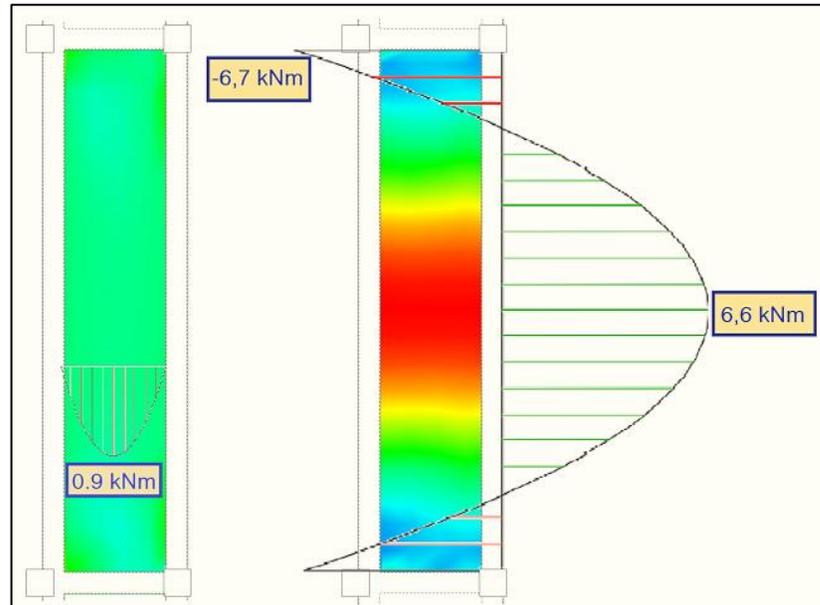
$$h \geq 101,8 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm}$$

Entonces la altura de la losa maciza es de 150 mm.

3.6.6.2. Armadura de la losa.

Se calculará la armadura en ambas direcciones de la losa.

Figura N° 69. Diagrama de momentos en la losa maciza.



Fuente: Elaboración propia.

3.6.6.2.1. Armadura en el sentido longitudinal.

Momento negativo en el borde.

$$M_u^- = -6700000 \text{ Nmm}$$

$$\phi \text{ flexión} = 0,9$$

Cálculo de la altura del bloque de compresion "a":

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_u/\phi}{0,425 \cdot b \cdot f_c \cdot d^2}} \right)$$

$$a = 368 \text{ mm} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{6700000 \text{ Nmm}/0,9}{0,425 \cdot 1250 \text{ mm} \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot (122 \text{ mm})^2}} \right)$$

$$a = 2,32 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot 2,32 \text{ mm} \cdot 1250 \text{ mm}}{500 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{s,\text{req}} = 123,2 \text{ mm}^2$$

Partiendo de la cuantía mínima de $\rho_{\text{min}} = 0,0015$, la cantidad de acero mínima es:

$$A_{s,\text{min}} = 228,7 \text{ mm}^2$$

El espaciamiento máximo de 150 mm, permite una disposición de:

$$\# \text{barras} = (b - 2 r_{\text{recubrimiento}}) / 150 \text{ mm}$$

$$\# \text{barras} = (1250 \text{ mm} - 2 \cdot 20 \text{ mm}) / 150 \text{ mm}$$

$$\# \text{barras} = 8 \text{ barras.}$$

$$A_{s,\text{total}} = \# \text{barras} \cdot A_{\phi 8 \text{ mm}}$$

$$A_{s,\text{total}} = 8 \cdot 50,3 \text{ mm}^2 = 402 \text{ mm}^2$$

Como $A_{s,\text{total}} > A_{s,\text{min}}$:

Se utilizará 8 ϕ 8 mm @ 150 mm

Momento positivo en el centro del vano.

$$M_u = 6600000 \text{ Nmm}$$

$$\phi \text{ flexión} = 0,9$$

Cálculo de la altura del bloque de compresion “a”:

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_u / \phi}{0,425 \cdot b \cdot f_c \cdot d^2}} \right)$$

$$a = 368 \text{ mm} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{6600000 \text{ Nmm} / 0,9}{0,425 \cdot 1250 \text{ mm} \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot (122 \text{ mm})^2}} \right)$$

$$a = 2,28 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot 2,28 \text{ mm} \cdot 1250 \text{ mm}}{500 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{s,\text{req}} = 121,35 \text{ mm}^2$$

Partiendo de la cuantía mínima de $\rho_{\text{min}} = 0,0015$, la cantidad de acero mínima es:

$$A_{s,\text{min}} = 228,7 \text{ mm}^2$$

El espaciamiento máximo de 150 mm, permite una disposición de:

$$\# \text{barras} = (b - 2 r_{\text{recubrimiento}}) / 150 \text{ mm}$$

$$\# \text{barras} = (1250 \text{ mm} - 2 \cdot 20 \text{ mm}) / 150 \text{ mm}$$

$$\# \text{barras} = 8 \text{ barras.}$$

$$A_{s,\text{total}} = \# \text{barras} \cdot A_{\phi 8 \text{ mm}}$$

$$A_{s,\text{total}} = 8 \cdot 50,3 \text{ mm}^2 = 402 \text{ mm}^2$$

Como $A_{s,\text{total}} > A_{s,\text{min}}$:

Se utilizará 8 ϕ 8 mm @ 150 mm

3.6.6.2.2. Armadura en el sentido transversal.

Momento positivo en el centro del vano.

$$M_u = 900000 \text{ Nmm}$$

$$\phi \text{ flexión} = 0,9$$

Cálculo de la altura del bloque de compresion "a":

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_u / \phi}{0,425 \cdot b \cdot f_c \cdot d^2}} \right)$$

$$a = 368 \text{ mm} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{900000 \text{ Nmm} / 0,9}{0,425 \cdot 5000 \text{ mm} \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot (122 \text{ mm})^2}} \right)$$

$$a = 0,31 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,31 \text{ mm} \cdot 5000 \text{ mm}}{500 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{s, \text{req}} = 16,40 \text{ mm}^2$$

Partiendo de la cuantía mínima de $\rho_{\text{min}} = 0,0015$, la cantidad de acero mínima es:

$$A_{s, \text{min}} = 915 \text{ mm}^2$$

El espaciamiento máximo de 150 mm, permite una disposición de:

$$\# \text{barras} = (1 - 2 r_{\text{recubrimiento}}) / 150 \text{ mm}$$

$$\# \text{barras} = (5000 \text{ mm} - 2 \cdot 20 \text{ mm}) / 150 \text{ mm}$$

$$\# \text{barras} = 33 \text{ barras.}$$

$$A_{s, \text{total}} = \# \text{barras} \cdot A_{\phi 8 \text{ mm}}$$

$$A_{s, \text{total}} = 33 \cdot 50,3 \text{ mm}^2 = 1659 \text{ mm}^2$$

Como $A_{s, \text{total}} > A_{s, \text{min}}$:

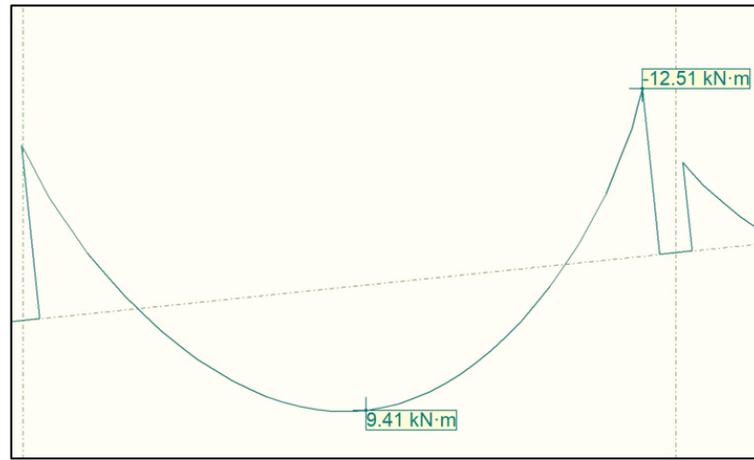
Se utilizará 33 ϕ 8 mm @ 150 mm

En la cara superior transversal se dispondrá cuantía mínima, que al ser igual que la inferior, también se realizará la misma disposición y distribución.

Se utilizará 33 ϕ 8 mm @ 150 mm

3.6.6.3. Diseño viga de apoyo longitudinal.

Figura N° 70. Diagrama de momentos viga longitudinal.



Fuente: Elaboración propia.

3.6.6.3.1. Diseño a flexión de la viga.

Momento negativo en el borde.

$$M_u = -12510000 \text{ Nmm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ flexión} = 0,9$$

Cálculo de la altura del bloque de compresion "a":

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_u / \phi}{0,425 \cdot b \cdot f_c \cdot d^2}} \right)$$

$$a = 368 \text{ mm} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{12510000 \text{ Nmm} / 0,9}{0,425 \cdot 200 \text{ mm} \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot (268 \text{ mm})^2}} \right)$$

$$a = 12,5 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot 12,5 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}}{500 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{s,\text{req}} = 106,2 \text{ mm}^2$$

Eligiendo una disposición de 2 ϕ 12 mm, el área total de acero es:

$$A_{s,\text{total}} = 2 \cdot ((12 \text{ mm})^2 \cdot \pi / 4)$$

$$A_{s,\text{total}} = 226 \text{ mm}^2$$

El espaciamiento libre S (mm) será:

$$S = \{b - [2 \cdot r_{\text{nom}} + 2 \cdot \phi_{\text{estribo}} + (2 \phi 16 \text{ mm})]\} / (n_{\text{barras}} - 1)$$

$$S = \{200 \text{ mm} - [2 \cdot 20 \text{ mm} + 2 \cdot 6 \text{ mm} + (2 \cdot 12 \text{ mm})]\} / (2 - 1)$$

$$S = 135 \text{ mm}$$

Se utilizará 2 ϕ 12 mm @ 135 mm

Momento positivo en centro del vano.

$$M_u = 9410000 \text{ Nmm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{flexión}} = 0,9$$

Cálculo de la altura del bloque de compresion “a”:

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_u / \phi}{0,425 \cdot b \cdot f_c \cdot d^2}}\right)$$

$$a = 368 \text{ mm} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{9410000 \text{ Nmm} / 0,9}{0,425 \cdot 200 \text{ mm} \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot (268 \text{ mm})^2}}\right)$$

$$a = 9,34 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot 9,34 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}}{500 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{s, \text{req}} = 79,4 \text{ mm}^2$$

Eligiendo una disposición de 2 ϕ 12 mm, el área total de acero es:

$$A_{s, \text{total}} = 2 \cdot ((12 \text{ mm})^2 \cdot \pi / 4)$$

$$A_{s, \text{total}} = 226 \text{ mm}^2$$

El espaciamiento libre S (mm) será:

$$S = \{b - [2 \cdot r_{\text{nom}} + 2 \cdot \phi_{\text{estribo}} + (2 \phi 16 \text{ mm})]\} / (n_{\text{barras}} - 1)$$

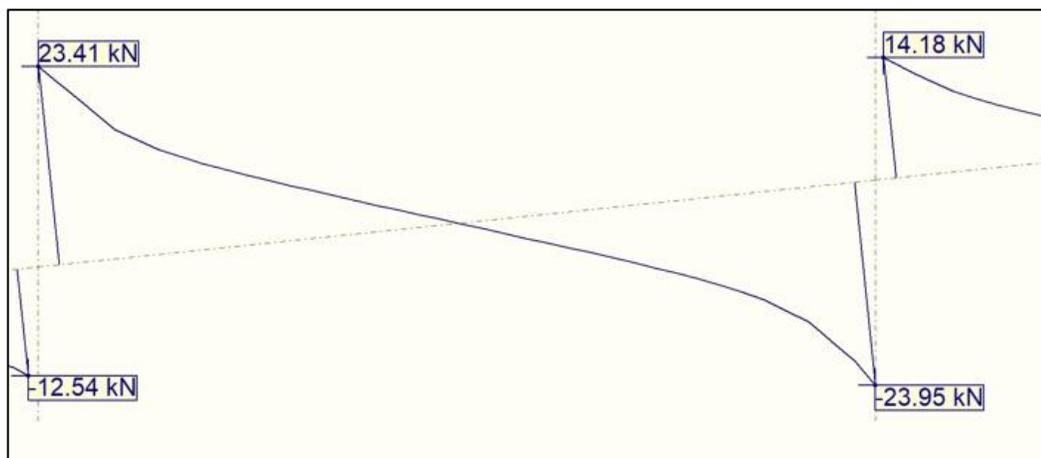
$$S = \{200 \text{ mm} - [2 \cdot 20 \text{ mm} + 2 \cdot 6 \text{ mm} + (2 \cdot 12 \text{ mm})]\} / (2 - 1)$$

$$S = 135 \text{ mm}$$

Se utilizará 2 ϕ 12 mm @ 135 mm

3.6.6.3.2. Verificación a corte.

Figura N° 71. Diagrama de cortantes de la viga longitudinal.



Fuente: Elaboración propia.

$$V_u \text{ DISEÑO} = 23,41 \text{ kN}$$

$$\lambda \text{ (hormigón normal)} = 1 \text{ adm}$$

$$f'c = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$d = 268 \text{ mm}$$

La resistencia del hormigón a la fuerza cortante será igual a:

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{6} \cdot b \cdot d = \frac{1,0 \cdot \sqrt{25 \text{ N/mm}^2}}{6} \cdot 200 \text{ mm} \cdot 268 \text{ mm}$$

$$V_c = 44,7 \text{ kN}$$

Se debe verificar que:

$$V_u \text{ DISEÑO} \leq \phi_{\text{cortante}} \cdot V_c \quad \phi_{\text{cortante}} = 0,75$$

$$V_{ud} \leq 0,75 \cdot 44,7 \text{ kN}$$

$$V_{ud} \leq 33,5 \text{ kN}$$

$$23,41 \text{ kN} \leq 33,5 \text{ kN} \quad \text{Cumple.}$$

Las dimensiones de la viga de la rampa permiten resistir el cortante, así que solo se dispondrán estribos constructivos.

Se utilizará 2 ϕ 6 mm @ 100 mm

3.6.7. Diseño junta de dilatación.

Cierre máximo de las juntas.

$$Ct = (Ts - Tm) \cdot L \cdot 1,1 \cdot 10^{-5} \quad ; \quad \Delta t = Ts - Tm$$

$$\Delta t = Ts - Tm$$

Según la estación “Santa Ana La Nueva” la temperatura máxima registrada fue de 35,4 °C en el mes de julio del 2020, y la mínima fue de -4,00 °C en el mes de agosto 2019.

La longitud a considerarse es la distancia del exterior hasta donde se construirá la junta, tomando en cuenta que será una distancia a la izquierda y a la derecha de la junta:

$$\Delta t = 35,4^{\circ}\text{C} - (-4,0^{\circ}\text{C}) = 39,4^{\circ}\text{C}$$

$$C_t = (39,4^{\circ}\text{C}) \cdot (28,10 \text{ m} + 18,15 \text{ m}) \cdot 1,1 \cdot 10^{-5}$$

$$C_t = 0,02 \text{ m}$$

Ancho de la junta.

$$a = K_j \cdot C_t$$

Donde $K_j = 2$ para edificios sin calefacción.

$$a = 0,02\text{m} \cdot 2 = 0,04 \text{ m} = 4 \text{ cm}$$

El ancho de la junta deberá ser mínimo de 4 cm.

3.7. Estrategia para la ejecución del proyecto.

3.7.1. Especificaciones Técnicas.

Aumentar el acero como ítem separado, el colocado del tanque enterrado y elevado. aumentar a algunos ítems el tema de especificaciones constructivas.

Para una adecuada ejecución de la obra es fundamental cumplir las especificaciones técnicas; estas referidas a los ítems propuestos. Y se detallan en el Anexo 4.

3.7.2. Cómputos métricos.

Corregir los cómputos y extraer del programa todo lo que se pueda

De acuerdo a lo que se definido en el punto 2.7.2. y fueron elaborados para cada ítem en base a la información disponible a partir de los planos arquitectónicos, topográficos y estructurales.

Los cómputos métricos se encuentran especificados en el Anexo 5.

3.7.3. Precios unitarios.

Los precios unitarios fueron definidos para cada ítem, tomando en cuenta la mano de obra, las herramientas (5% de la mano de obra) o maquinarias a usar, adicionando los impuestos (IVA 14,69% e IT 3,09%), beneficios sociales (55% de la mano de obra) y un porcentaje para la utilidad (10%) y gastos administrativos (12%).

El detallado para cada ítem se encuentra en el Anexo 6.

3.7.4. Planeación y cronograma

Este fue desarrollado en base al rendimiento de la mano de obra y la cantidad de personal por cuadrillas disponibles para ejecutar cada ítem.

El cronograma fue elaborado empleando un diagrama de Gantt usando el programa computarizado Microsoft Project teniendo como resultado un tiempo de ejecución de 321 días hábiles. La planeación y cronograma se encuentra detallado en el Anexo 7 y 8.

3.7.5. Presupuesto.

Obtenido como la multiplicación del análisis de precios unitarios y cálculos métricos con respecto a cada ítem.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Parcial
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	Gbl	1,00	2'088,69	2'088,69
2	MOVIMIENTO Y PERFILADO DE TERRENO	m ³	1'842,25	26,56	48'923,61
3	REPLANTEO Y TRAZADO	m ²	877,00	10,29	9'020,53
4	EXCAVACION CON RETROEXCAVADORA	m ³	185,55	39,39	7'309,12
5	BASE DE HORMIGON POBRE	m ³	9,19	1'282,69	11'788,21
6	ZAPATAS DE HORMIGON ARMADO	m ³	27,57	2'400,34	66'179,24
7	COLUMNAS DE HORMIGON ARMADO	m ³	39,32	2'592,45	101'937,92
8	SOBRECIMIENTO H°C°	m ³	29,50	1'397,40	41'218,93
9	RELLENO Y COMPACTO	m ³	109,09	86,75	9'463,75
10	MURO DE LADRILLO 6H e = 12 cm	m ²	1'136,19	180,33	204'893,63
11	MURO DE LADRILLO 6H e = 18 cm	m ²	621,72	327,26	203'461,29
12	VIGAS DE HORMIGON ARMADO	m ³	101,00	2'633,97	266'041,70
13	LOSA ALIVIANADA CON VIGUETAS	m ²	706,15	360,51	254'571,06
14	LOSA MACIZA DE HORMIGON ARMADO	m ³	7,72	3'657,24	28'224,73
15	ESCALERA DE HORMIGON ARMADO	m ³	4,29	3'809,14	16'330,70
16	ACERO ESTRUCTURAL fy = 500 MPa		17'139,70	17,44	298'897,58
17	EMPEDRADO Y CONTRAPISO DE H°	m ²	646,22	187,54	121'192,71
18	IMPERMEABILIZACION DE SOBRECIMIENTO b = 30cm	m	471,95	44,78	21'134,72
19	ESTRUCTURA METALICA PARA CUBIERTA	m ²	331,20	700,68	232'064,61
20	CUBIERTA Y CUMBRE DE CALAMINA GALVANIZADA	m ²	719,30	92,47	66'510,87
21	PISO CERAMICA ESMALTADA	m ²	1'500,00	321,85	482'781,83
22	REVOQUE EXTERIOR CAL/CEMENTO e = 2,5 cm	m ²	692,82	245,10	169'808,76
23	CIELO RASO (BAJO LOSA)	m ²	699,65	183,37	128'293,08
24	REVOQUE INTERIOR YESO e = 2 cm	m ²	2'910,50	135,58	394'612,65
25	CIELO FALSO SUSPENDIDO CON PLACAS DRYWALL	m ²	687,30	219,41	150'798,63
26	PINTURA EXTERIOR LATEX	m ²	692,82	66,58	46'127,35
27	PINTURA INTERIOR LATEX	m ²	2'910,50	50,87	148'058,10
28	JUNTA DE DILATAACION TERMINCA	m	62,00	14,72	912,85
29	PROVISION Y COLOC. PLACA ENTREGA DE OBRAS	Pza	1,00	598,10	598,10
30	LIMPIEZA Y RETIRO DE ESCOMBROS	Gbl	1,00	843,43	843,43
TOTAL PRESUPUESTO					3'534'088,39

Son: Tres Millones quinientos treinta y cuatro mil ochenta y ocho con 39/100 Bolivianos

CAPÍTULO IV – APOORTE ACADÉMICO. (ALTERNATIVA DE DISEÑO PARA ZAPATAS AISLADAS, MODELO DE BIELAS Y TIRANTES.)

Utilizar la alternativa sugerida por norma para el de diseño de zapatas aisladas, Modelo biela y tirantes.

4.1. Objetivo.

Realizar el diseño de la zapata aislada más solicitada mediante el “Modelo de bielas y tirantes” y comparar con los resultados del “Método de flexión” realizado en el capítulo 3 y los resultados obtenidos del programa CYPECAD.

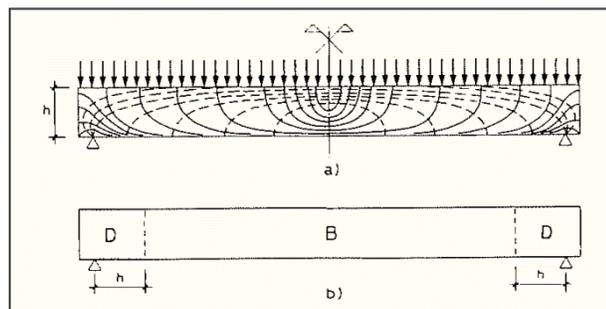
4.2. Marco Teórico Modelo Bielas y Tirantes

Si bien se realizó el diseño y cálculo de la zapata más solicitada, correspondiente a la columna C37 mediante el método de flexión, siendo este un método universal para cualquier tipo de zapata, el **artículo 13.2.6.3** de la norma NB 1225001, indica que puede usarse el modelo de Bielas y tirantes para el cálculo de fundaciones. Este modelo está desarrollado en el capítulo 23 de la misma norma.

Una estructura se comportará en base al trazado de sus armaduras. Muchas fallas se dan no por un mal cálculo estructura, más si por errores en el diseño de los armados.

Una pieza que es sometida a cargas uniformemente distribuidas (figura 60) presenta un su interior una red tensional que es uniforme hasta casi una distancia h desde el apoyo. Y es en la zona de los apoyos donde existe una perturbación de estas debido a la discontinuidad producida por la reacción del apoyo.

Figura N° 72. Red Tensional en una viga apoyada



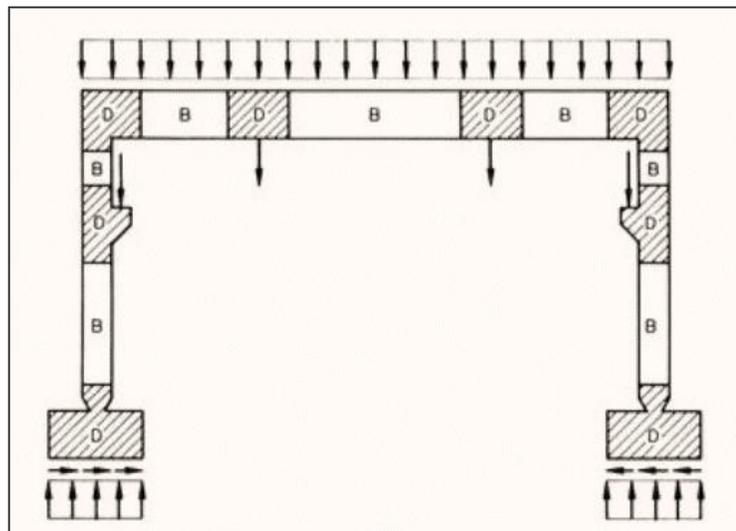
Fuente: Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón I, Calavera, 2008

Las zonas en las que existen continuidad geométrica y mecánica son zonas a las que se le puede aplicar las hipótesis básicas de Bernoulli-Navier (llamadas zonas B), y aquellas otras en las que dicha continuidad no existe se las llaman zonas D (de discontinuidad).

La hipótesis de Navier-Bernoulli (denominada también como hipótesis de Navier) afirma que: “Dos secciones transversales inicialmente planas y paralelas siguen siendo planas, aunque no paralelas a lo largo del proceso de deformación, incluso en la región plástica”. Por lo tanto, las zonas B pueden ser armadas iguales en todo el tramo, mientras que las zonas D requerirán un análisis más específico.

Para determinar que zonas será consideradas como Discontinuas hay ciertos parámetros que van a permitir clasificar las zonas. Una Discontinuidad puede ser de carácter mecánico (cargas puntuales, reacciones del apoyo, etc.) o de carácter geométrico (cambio de sección brusco, nudos de pórticos, quiebros de trazados en losas, etc.). También es posible que una estructura pueda ser una zona de Discontinuidad en su totalidad, como es el caso de vigas pared o ménsulas. A este caso se las llaman “discontinuidad generalizada”.

Figura N° 73. Ejemplo de pórtico con zonas B y D



Fuente: Hormigón Armado, Jimenez Montoya, 2011.

Como se puede observar en el pórtico, hay varias regiones D debido a cargas puntuales, nudos de pórtico, ménsulas o cambios de sección como es el caso de las zapatas. Mientras que en el resto de la pieza es posible aplicar la ley de Bernoulli.

En las zonas D los conceptos de diagramas flectores o cortantes no son suficientes para evaluar los efectos locales que pueden llegar a comprometer la integridad de la pieza.

En el estudio de las zonas D es necesario visualizar el flujo de las tensiones que ocurren en el interior de la pieza y disponer armaduras en las zonas a tracción que el hormigón no podría soportar. Este estudio puede realizarse mediante un análisis lineal siguiendo la teoría de la elasticidad, o mediante ensayos de modelo reducido, estudios foto elásticos o bien siguiendo el modelo de Bielas y Tirantes.

Introducción al modelo de bielas y tirantes.

El modelo de Bielas y Tirantes es la modelización de cada región D de una estructura remplazándola por una celosía de barras articuladas isostáticas. Las barras que absorben la compresión son las “bielas” y representan los campos de tensiones canalizables del hormigón, las barras que absorben tracciones se denominan “tirantes” y representan la disposición aproximada que tendrán las barras de acero.

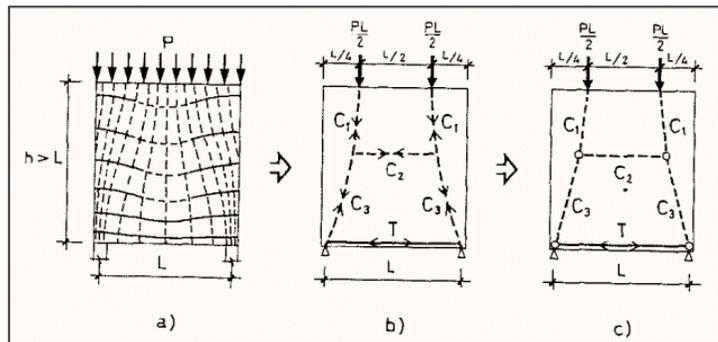
En la figura 62 a) se puede observar una pieza (viga de gran canto) sometida a una carga uniformemente distribuida, la cual presenta una red de tensiones tanto de compresión (vertical) como de tracción (horizontales).

Si se realiza una sustitución de la carga dos puntuales que actúan a una distancia $L/4$ de los bordes, el flujo de tensiones puede simplificarse en un conjunto de bielas (compresión) y tirantes (T) figura 62 b).

En este esquema se puede ver los tres elementos básicos del modelo:

- Bielas comprimidas “C”.
- Tirantes en tracción “T”.
- Nudos de convergencia entre bielas y tirantes.

Figura N° 74. Red de tensiones y simplificación.

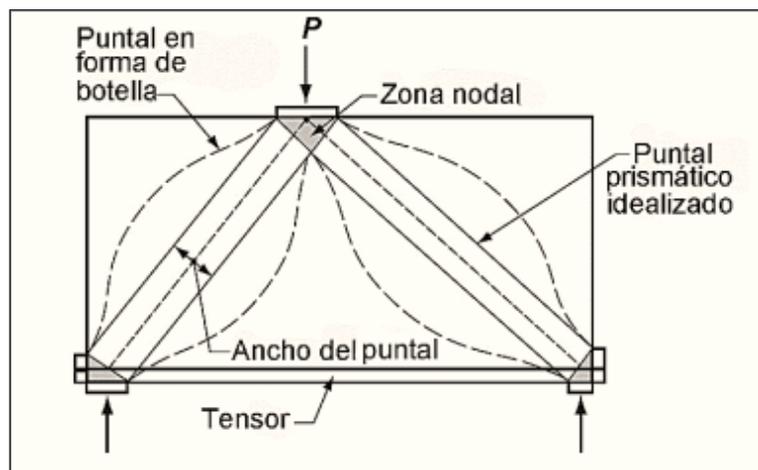


Fuente: Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón I, Calavera, 2008

El proceso de diseño de un modelo de bielas y tirantes que permita resistir las fuerzas internas que actúan dentro de una región D consta de los siguientes pasos:

- 1) Definir y aislar cada región D.
- 2) Calcular las fuerzas resultantes externas de cada región D.
- 3) Seleccionar un modelo y calcular las fuerzas resultantes en las bielas y los tirantes definiendo los ejes de los mismos para que coincidan aproximadamente con los campos de compresión y tracción.
- 4) Diseñar y verificar las bielas, tirantes y zonas nodales de tal manera que resistan lo suficiente. Los tirantes deben anclarse más allá de las zonas nodales.

Figura N° 75. Descripción del modelo biela-tirante.



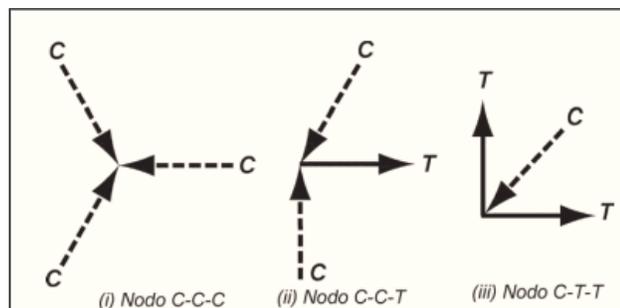
Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural - NB 1225001, 2020.

Equilibrio de fuerzas.

Las fuerzas internas en el modelo de biela y tirante deben estar en equilibrio con las cargas externas y las reacciones de las mismas. Se permite que los tirantes atraviesen a las bielas y otros tirantes, mientras que las bielas deben cruzarse o suponerse solo en los nodos.

Para cumplir con el equilibrio en el modelo de bielas y tirantes, deben al menos actuar 3 fuerzas en el nodo, siendo los posibles casos los siguientes:

Figura N° 76. Clasificación de nodos



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural - NB 1225001, 2020.

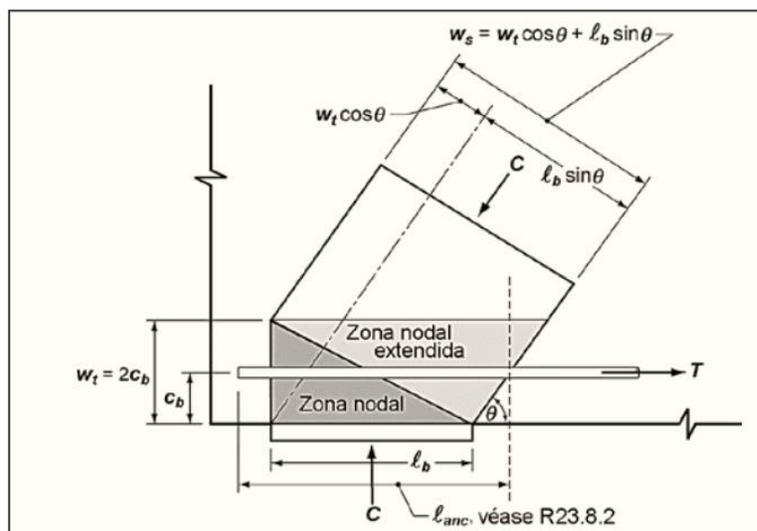
El ángulo entre los ejes de cualquier biela y de cualquier tirante que están en el mismo nodo, no debe ser menor a 25° , esto para poder mitigar la fisuración y evitar las incompatibilidades debido al acortamiento de la biela y alargamiento de los tirantes.

Anclaje de las armaduras.

Debido a que las armaduras son los tirantes que trabajar a tracción, es necesario que esta armadura tenga el anclaje suficiente. Este anclaje debe ir más allá de la zona nodal y se considera a partir del punto donde el área de acción de la biela y del tirante se cruzan, como se ve en la figura.

En función a la geometría del elemento y del modelo de bielas y tirantes elegido, se verificará si existe el espacio suficiente para anclajes rectos o con ganchos a 90° o 180° .

Figura N° 77. Ilustración de la longitud de anclaje para una barra.

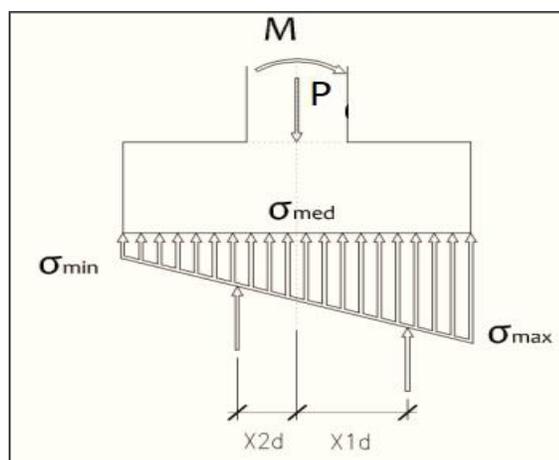


Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural - NB 1225001, 2020.

Zapatas con cargas excéntricas.

Cuando una zapata está bajo cargas cuya excentricidad relativa " $\eta = M / (N \cdot a)$ " es mayor a 1/90, se debe tomar en cuenta la excentricidad, y la armadura principal debe resistir a la tracción Td que se puede ver en la figura:

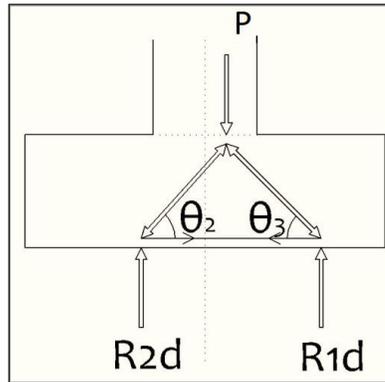
Figura N° 78. Modelo para zapata bajo carga excéntrica



Fuente: Herramienta de cálculo por el método de bielas y tirantes, Pablo Zamora.

En este modelo la distribución de presiones del terreno se reemplaza por las reacciones R_{1d} y R_{2d} que actúan en los nudos de los tirantes.

Figura N° 79. Modelo Bielas y Tirante para una carga excéntrica.



Fuente: Herramienta de cálculo por el método de bielas y tirantes, Pablo Zamora.

Debido a que la carga P sufre de cierta excentricidad debido al momento actuante, su área de acción en la columna se acorta, por lo que se debe realizar el cálculo del esfuerzo en el nudo. En este nudo también concurren las bielas, la cuales también tendrá un área de acción alrededor del eje de la propia biela.

Una vez que se ha delimitado los ejes de las bielas y tirantes, la geometría del modelo y las fuerzas que actúan sobre el mismo, se procede al cálculo de los demás datos mediante simple geometría.

Resistencia de diseño.

Se debe cumplir con las siguientes verificaciones.

a) Bielas: $\phi \cdot F_{ns} \geq F_{us}$

b) Tirantes: $\phi \cdot F_{nt} \geq F_{ut}$

c) Zonas nodales: $\phi \cdot F_{nn} \geq F_{us}$

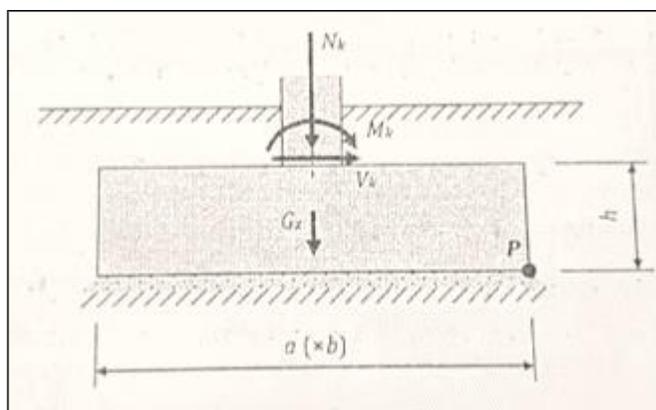
Donde el factor de resistencia ϕ , según el **artículo 21.2**, es igual a 0,75.

Tampoco es necesario realizar una comprobación a esfuerzos cortantes o punzonamiento.

4.2.1. Comprobación a vuelco.

De acuerdo con la figura 68, el vuelco de la zapata podría producirse en el punto P, por lo tanto, el momento estabilizador sería el que produce la fuerza N_k y el peso propio G_z con respecto a P.

Figura N° 80. Esfuerzos en una zapata a vuelco.



Fuente: Apuntes de Hormigon Armado, Borja Varona, 2012.

La comprobación debe verificar que:

$$0,9 M \text{ estabilizador} \geq 1,8 M \text{ desestabilizador}$$

4.2.2. Comprobación de hundimiento.

Para esta comprobación se debe comparar los esfuerzos de terreno de la zapata no superen σ_{adm} para el caso de zapatas centradas, mientras que, para distribuciones triangulares o trapezoidales, el esfuerzo en el borde no debe superar $1,25 \cdot \sigma_{adm}$, es decir, se puede admitir que la presión máxima en el borde pueda superar la presión admisible del terreno.

4.2.3. Comprobación de deslizamiento.

En el caso de zapatas de zapatas no arriostradas sometidas a acciones horizontales, deberá comprobarse la seguridad al deslizamiento. Como fuerza estabilizante se contará con el rozamiento entre zapata y terreno, y/o la cohesión de este. No se tomará en cuenta el empuje horizontal en las caras de la zapata por parte del terreno.

$$(N + P) \cdot \operatorname{tg} \varphi_d \geq 1,5 \cdot V$$

Para suelos no cohesivos.

$$(N + P) \cdot \operatorname{tg} \varphi_d + A \cdot c_d \geq 1,5 \cdot V$$

Para suelos cohesivos.

4.3. Diseño de la zapata C49.

4.3.1. Predimensionamiento.

Para poder realizar la comparación, se trabajará con las mismas dimensiones y esfuerzos de suelo del capítulo 3.

$$B = 1450 \text{ mm}$$

$$L = 1450 \text{ mm}$$

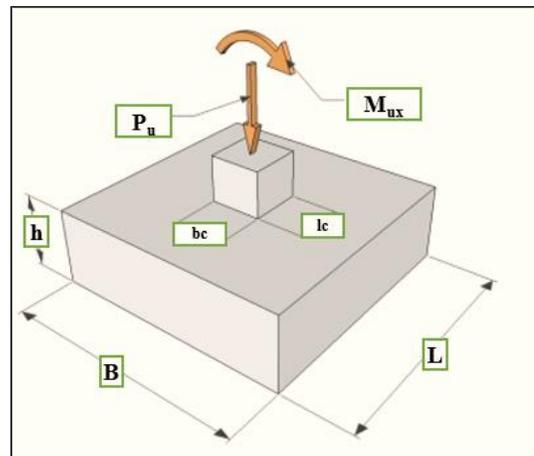
$$l_{c37} = 250 \text{ mm}$$

$$b_{c37} = 250 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$d = 244 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{barra longitudinal}} = 12 \text{ mm}$$



4.3.2. Cálculo de los esfuerzos y fuerzas externas.

Considerando los resultados del programa Cypecad, se trabajará en el eje Y, siendo que aquí actúa el mayor momento flector M_{ux} . Se puede observar que existirá una pequeña excentricidad igual a:

$$P_u = 460,3 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = -8,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy} = 1,5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$eB = M_{ux}/P_u = -8,8 \text{ kNm}/460,3 \text{ kN} = -19,1 \text{ mm}$$

Los esfuerzos del terreno serán igual a:

$$\sigma_{\text{med}} = P_u / B^2 = 460300 \text{ N} / (1450 \text{ mm})^2$$

$$\sigma_{med} = 0,219 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma = 6 \cdot M_{ux} / B^3 = 6 \cdot 8800000 \text{ Nmm} / (1450 \text{ mm})^3$$

$$\Delta\sigma = 0,0173 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{max} = \sigma_{med} + \Delta\sigma = 0,219 \text{ N/mm}^2 + 0,0173 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{max} = 0,236 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{min} = \sigma_{med} - \Delta\sigma = 0,219 \text{ N/mm}^2 - 0,0173 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{min} = 0,202 \text{ N/mm}^2$$

Las reacciones del esfuerzo del suelo y su punto de aplicación serán:

$$R_{1d} = 0,5 \cdot (\sigma_{max} + \sigma_{med}) \cdot B^2/2$$

$$R_{1d} = 0,5 \cdot (0,236 \text{ N/mm}^2 + 0,219 \text{ N/mm}^2) \cdot (1450 \text{ mm})^2/2$$

$$R_{1d} = 239253,4 \text{ N}$$

$$X_{1d} = \frac{B}{2} - \frac{B}{6} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_{med} + \sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{med}} \right)$$

$$X_{1d} = \frac{1450 \text{ mm}}{2} - \frac{1450 \text{ mm}}{6} \cdot \left(\frac{2 \cdot 0,219 \text{ N/mm}^2 + 0,236 \text{ N/mm}^2}{0,236 \text{ N/mm}^2 + 0,219 \text{ N/mm}^2} \right)$$

$$X_{1d} = 367,1 \text{ mm}$$

$$R_{2d} = 0,5 \cdot (\sigma_{min} + \sigma_{med}) \cdot B^2/2$$

$$R_{2d} = 0,5 \cdot (0,202 \text{ N/mm}^2 + 0,219 \text{ N/mm}^2) \cdot (1450 \text{ mm})^2/2$$

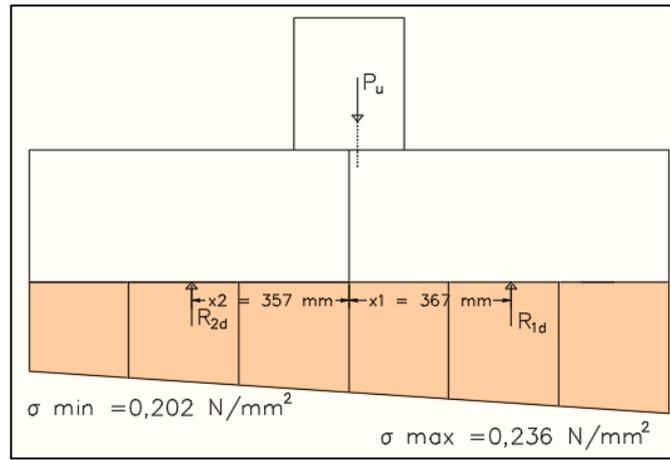
$$R_{2d} = 221046,6 \text{ N}$$

$$X_{2d} = \frac{B}{6} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_{min} + \sigma_{med}}{\sigma_{min} + \sigma_{med}} \right)$$

$$X_{2d} = \frac{1450 \text{ mm}}{2} - \frac{1450 \text{ mm}}{6} \cdot \left(\frac{2 \cdot 0,202 \text{ N/mm}^2 + 0,236 \text{ N/mm}^2}{0,236 \text{ N/mm}^2 + 0,202 \text{ N/mm}^2} \right)$$

$$X_{2d} = 357,5 \text{ mm}$$

Figura N° 81. Diagrama de esfuerzos del terreno en la zapata en la dirección Y.

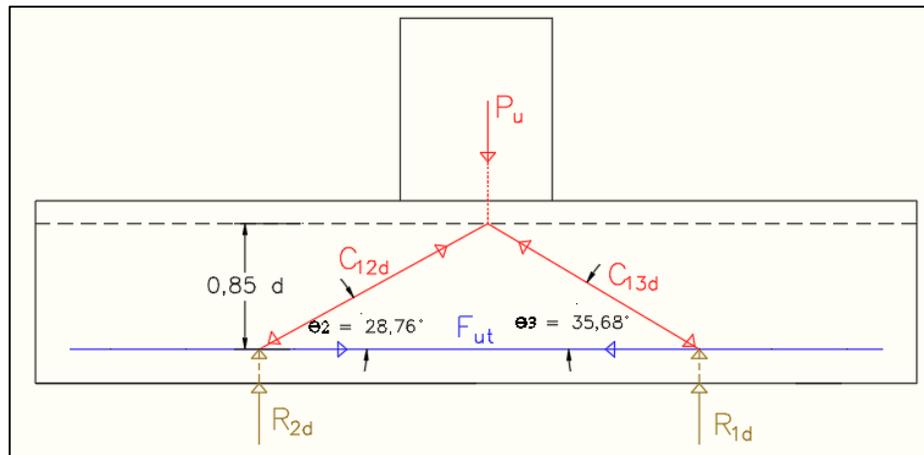


Fuente: Elaboración propia.

4.3.3. Modelo y fuerzas internas del elemento.

Considerando que la posición del tirante es el centroide de las barras longitudinales, y que el nodo bajo la columna está a una distancia de $0,85d$, se eligió el siguiente modelo para el análisis.

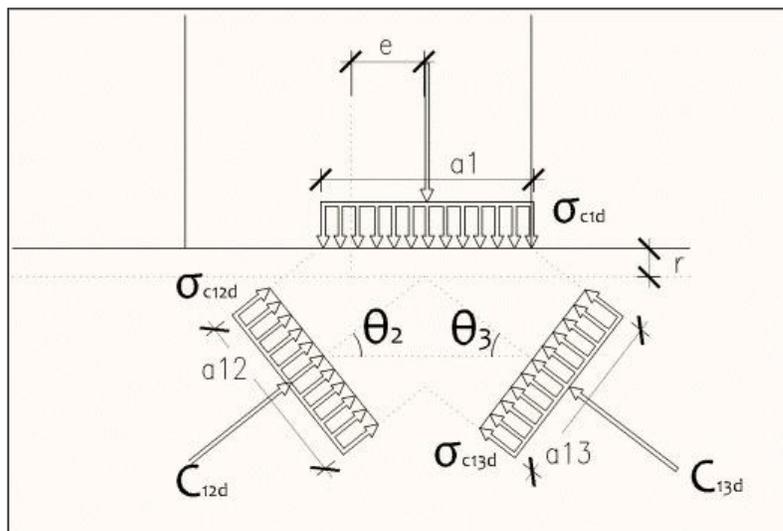
Figura N° 82. Fuerzas internas dentro de la zapata.



Fuente: Elaboración propia.

Para determinar las fuerzas internas y el área de acción, se empezará por el nudo debajo de la columna.

Figura N° 83. Esfuerzos en el nudo superior para una carga excéntrica.



Fuente: Herramienta de cálculo por el método de bielas y tirantes, Pablo Zamora.

Siendo:

$$r = h - r_{\text{nominal}} - \phi_{\text{barra}}/2 - 0,85d = 300 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - 6 \text{ mm} - (0,85 \cdot 244 \text{ mm})$$

$$r = 36,6 \text{ mm}$$

Las áreas de las bielas comprimidas serán igual a:

$$a_1 = b_{c37} - 2 \cdot e = 250 \text{ mm} - 2 \cdot 19,1 \text{ mm}$$

$$a_1 = 211,8 \text{ mm}$$

$$a_{12} = a_1 \cdot \text{sen } \Theta_2 + 2 \cdot r \cdot \text{cos } \Theta_2$$

$$a_{12} = 211,8 \text{ mm} \cdot \text{sen } 28,76^\circ + 2 \cdot 36,6 \text{ mm} \cdot \text{cos } 35,68^\circ$$

$$a_{12} = 166,1 \text{ mm}$$

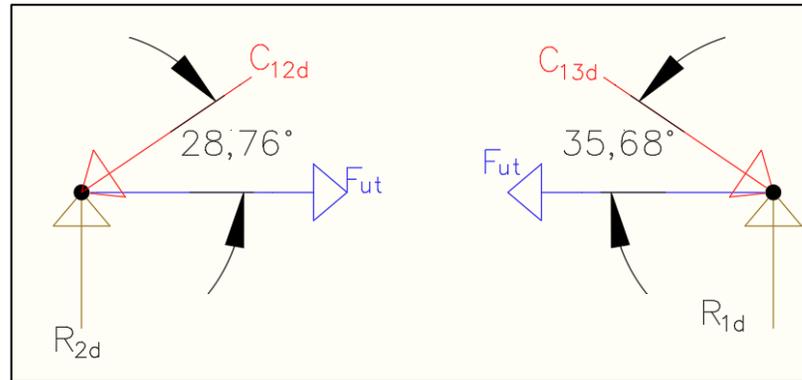
$$a_{13} = a_1 \cdot \text{sen } \Theta_3 + 2 \cdot r \cdot \text{cos } \Theta_3$$

$$a_{13} = 211,8 \text{ mm} \cdot \text{sen } 28,76^\circ + 2 \cdot 36,6 \text{ mm} \cdot \text{cos } 35,68^\circ$$

$$a_{13} = 183,0 \text{ mm}$$

Resolviendo los nudos inferiores, se puede obtener las fuerzas de las bielas comprimidas C_{12d} y C_{13d} .

Figura N° 84. Fuerzas internas en los nudos inferiores.



Fuente: Elaboración propia.

$$C_{12d} = R_{2d} / \text{sen } \Theta_2 = 221046,6 \text{ N} / \text{sen } 28,76^\circ$$

$$C_{12d} = 459,42 \text{ kN}$$

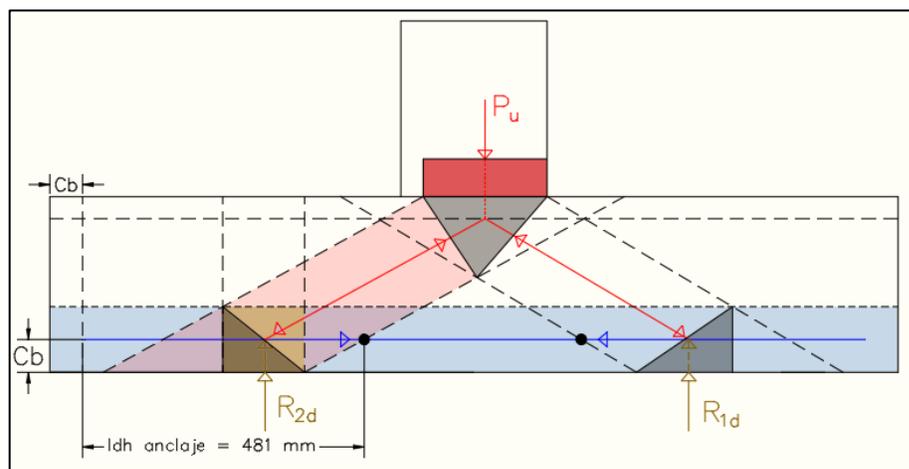
$$C_{13d} = R_{1d} / \text{sen } \Theta_3 = 239253,4 \text{ N} / \text{sen } 35,68^\circ$$

$$C_{13d} = 410,20 \text{ kN}$$

Con respecto al tirante traccionado, la norma indica que su área será igual a 2 veces la distancia del baricentro a la cara exterior del hormigón, $2C_b$.

Con estas medidas, es posible graficar las bielas con sus anchos efectivos y determinar las zonas nodales, y desde donde debe iniciar el anclaje del tirante.

Figura N° 85. Anchos efectivos de las bielas y los tirantes.



Fuente: Elaboración propia.

4.3.4. Resistencias y verificaciones de diseño.

4.3.4.1. Bielas comprimidas.

Se verificará la biela C_{12d} pues es esta la que resiste una mayor fuerza a compresión.

Datos:

$$\phi_{\text{biela}} = 0,75 \text{ adm}$$

$$l_{c37} = 250 \text{ mm}$$

$$F_{us} = C_{12d} = 459,42 \text{ kN}$$

$$a_{12} = 166,1 \text{ mm}$$

$$f'_c = 25 \text{ N/mm}^2$$

Para bielas sin armadura longitudinal a compresión, su resistencia nominal F_{ns} es igual a:

$$F_{ns} = f_{ce} \cdot A_{cs}$$

$$A_{cs} = l_{c37} \cdot a_{12} = 250 \text{ mm} \cdot 166,1 \text{ mm}$$

$$A_{cs} = 41514,7 \text{ mm}^2$$

La resistencia a compresión de la biela f_{ce} es igual a:

$$f_{ce} = 0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_s$$

De acuerdo a la **tabla 23.4.3**, $\beta_s = 1,0$.

$$f_{ce} = 0,85 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,0$$

$$f_{ce} = 21,25 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{ns} = 21,25 \text{ N/mm}^2 \cdot 41514,7 \text{ mm}^2$$

$$F_{ns} = 882,19 \text{ kN}$$

Se debe cumplir que:

$$F_{us} \leq \phi_{biela} \cdot F_{ns}$$

$$F_{us} \leq 0,75 \cdot 882,19 \text{ kN}$$

$$F_{us} \leq 661,64 \text{ kN}$$

$$459,42 \text{ kN} \leq 661,64 \text{ kN}$$

Cumple.

La biela resiste la fuerza a compresión.

4.3.4.2. Tirantes traccionados.

Se debe cumplir que:

$$F_{ut} \leq \phi_{tirante} \cdot F_{nt}$$

Despejando, obtenemos:

$$F_{ut} / \phi_{tirante} \leq F_{nt}$$

$$402,75 \text{ kN} / 0,75 \leq F_{nt}$$

$$F_{nt} \geq 537,0 \text{ kN}$$

La resistencia nominal a tracción de los tirantes F_{nt} es igual a:

$$F_{nt} = A_{ts} \cdot f_y$$

$$A_{ts,req} \geq F_{nt} / f_y = 536997 \text{ N} / (500 \text{ N/mm}^2)$$

$$A_{ts,req} \geq 1074 \text{ mm}^2$$

Considerando barras longitudinales de ϕ 12 mm:

$$A_{\phi 12 \text{ mm}} = 113 \text{ mm}^2$$

$$N_{\text{barras}} = A_{ts,req} / A_{\phi 12 \text{ mm}} = 1074 \text{ mm}^2 / 113 \text{ mm}^2$$

$$N_{\text{barras}} = 10 \text{ barras}$$

Espaciamiento S (mm) es:

$$S = \{L - [2 \cdot r_{\text{nom}} + (10 \phi 12 \text{ mm})]\} / (n_{\text{barras}} - 1)$$

$$S = \{1450 \text{ mm} - [2 \cdot 50 \text{ mm} + (10 \cdot 12 \text{ mm})]\} / (10 - 1)$$

$$S = 135 \text{ mm}$$

Se utilizará 10 ϕ 12 mm @ 135 mm

Al ser barras que estarán traccionadas, debe tener el anclaje adecuado y necesario.

Considerando que la longitud de anclaje inicia donde los anchos efectivos de la biela C_{12d} y el tirante F_{ut} se cruzan, el espacio disponible para el anclaje es de 481 mm.

Considerando anclajes rectos.

Para barras de $\phi < 20$ mm, L_d es igual a:

$$L_d = \left(\frac{f_y \cdot \Psi_t \cdot \Psi_e}{2,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c}} \right) \cdot d_b$$

Donde:

$$\Psi_t = 1 \quad ; \quad \Psi_e = 1 \quad ; \quad \lambda = 1$$

$$L_d = \left(\frac{500 \text{ N/mm}^2 \cdot 1 \cdot 1}{2,1 \cdot 1 \cdot \sqrt{25 \text{ N/mm}^2}} \right) \cdot 12 \text{ mm}$$

$$L_d = 571,43 \text{ mm} > 481 \text{ mm}$$

Como L_d es mayor al espacio disponible de anclaje, se deberán disponer ganchos.

Considerando anclajes con ganchos.

L_{dh} es igual a:

$$L_{dh} = \left(\frac{0,24 \cdot f_y \cdot \Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{f_c}} \right) \cdot d_b$$

Donde:

$$\Psi_t = 1 \quad ; \quad \Psi_e = 1 \quad ; \quad \Psi_r = 1 \quad ; \quad \lambda = 1$$

$$L_{dh} = \left(\frac{0,24 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1}{1 \cdot \sqrt{25 \text{ N/mm}^2}} \right) \cdot 12 \text{ mm}$$

$$L_{dh} = 288 \text{ mm} < 481 \text{ mm}$$

Para anclajes con ganchos, hay el espacio necesario, por lo tanto, el anclaje será mediante ganchos a 90° en el borde.

Geometría del anclaje.

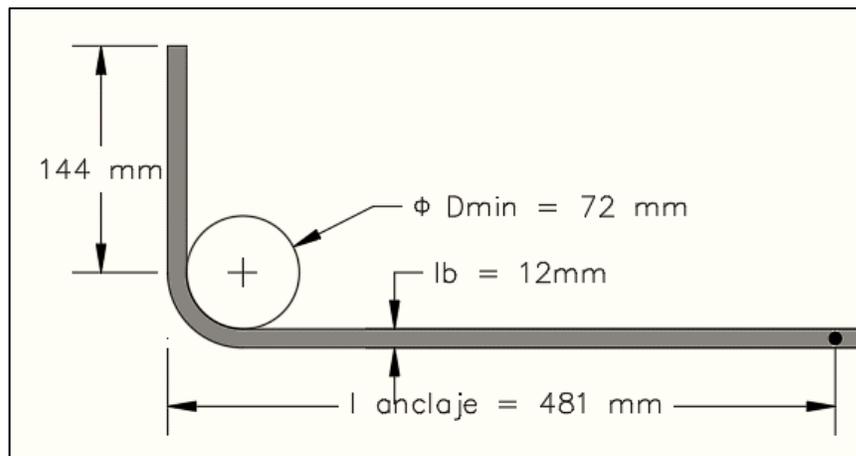
Como se dispondrán de ganchos, debe cumplir con:

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

$$D \text{ interno min} = 6 \cdot \phi_{\text{barra}} = 6 \cdot 12 \text{ mm} = 72 \text{ mm}$$

$$l_{\text{ext}} = 12 \cdot \phi_{\text{barra}} = 12 \cdot 12 \text{ mm} = 144 \text{ mm}$$

Figura N° 86. Esquema de doblado y anclaje del tirante traccionado.



Fuente: Elaboración propia.

4.3.4.3. Zonas nodales.

La resistencia nominal F_{nn} en una zona nodal es igual a:

$$F_{nn} = f_{ce} \cdot A_{nz}$$

$$A_{nz} = l_{c37} \cdot a_{12} = 250 \text{ mm} \cdot 166,1 \text{ mm}$$

$$A_{cs} = 41514,7 \text{ mm}^2$$

La resistencia efectiva a compresión de la cara del nodo f_{ce} es igual a:

$$f_{ce} = 0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_s$$

De acuerdo a la **tabla 23.9.2**, para nodos con un tirante a tracción, $\beta_s = 0,8$.

$$f_{ce} = 0,85 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,8$$

$$f_{ce} = 17 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{nn} = 17 \text{ N/mm}^2 \cdot 41514,7 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} = 705,75 \text{ kN}$$

Se debe cumplir que:

$$F_{us} \leq \phi_{\text{nodo}} \cdot F_{nn}$$

$$F_{us} \leq 0,75 \cdot 705,75 \text{ kN}$$

$$F_{us} \leq 529,3125 \text{ kN}$$

$$459,42 \text{ kN} \leq 529,3 \text{ kN} \quad \textbf{Cumple.}$$

La cara del nodo que ancla al tirante resiste la fuerza a compresión.

4.3.5. Comprobaciones de la zapata.

Las comprobaciones de la zapata ya se realizaron en el capítulo 3.

4.3.6. Comparación de resultados.

El programa CYPECAD para la zapata aislada correspondiente a la columna C49, dio los siguientes resultados:

Tabla N° 14. Resultado del programa CYPECAD en la zapata C49.

Elemento de fundación C49	
Materiales	
Hormigón	: H-25
Acero zapatas	: AH-500
Acero cabezales	: AH-500
Tensión admisible en situaciones persistentes	: 0.200 MPa
Tensión admisible en situaciones accidentales	: 0.265 MPa
Geometría	
Zapata cuadrada	
Ancho	: 145.0 cm
Altura	: 30.0 cm
Armadura	
X	: 6Ø12c/22
Y	: 6Ø12c/22
Tensiones sobre el terreno	
Tensión media en situaciones persistentes	: 0.178 MPa
Tensión máxima en situaciones persistentes	: 0.217 MPa
Esfuerzos de cálculo	
Momento X/Y	: 58.02 / 62.04 kN-m
Cortante X/Y	: 116.75 / 125.13 kN

Fuente: Elaboración propia a partir de los resultados del programa CYPECAD.

Haciendo una comparación de resultados:

Tabla N° 15. Tabla comparativa de barras según el método usado.

Método	Dimensión zapata B = L (mm)	Altura de la zapata (mm)	Canto útil (mm)	As (mm ²)	Barras de Ø 12 mm
Flexión	1450	300	244	656,9	6 barras
Bielas y Tirantes	1450	300	244	1074,0	10 barras
Cypecad	1450	300	244	678,0	6 barras

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede apreciar, el programa CYPECAD determinó una cantidad de barras de acero en función a la cuantía mínima, por lo tanto es posible que el resultado matemático del área de acero haya sido menor al mínimo establecido por norma, tal como ocurrió en el **punto 3.5.5.2.3**.

4.4. Recomendaciones del método Bielas y Tirantes.

El libro “*Método de las Bielas y Tirantes*” de Pedro Miguel Sosa indica que, si el esfuerzo del terreno se sustituye por una sola resultante, esta coincide verticalmente con la fuerza

de la columna, generando solo una biela a compresión. Como resultado, no habría información acerca de la flexión producida en la zapata.

Sin embargo, si la resultante del terreno se sustituye por dos resultantes, el equilibrio de los esfuerzos internos de compresión, que siguen trayectorias poligonales, hace necesario introducir un tirante a tracción en la parte inferior de la zapata.

Al utilizar dos resultantes de esfuerzos del terreno para modelar los esfuerzos internos en una zapata, el tipo de suelo tiene un impacto significativo en cómo estas resultantes deben ser representadas y manejadas. En suelos granulares, que son más rígidos y con menor compresibilidad, las distribuciones de cargas suelen ser más uniformes y predecibles, lo que facilita la suposición de trayectorias de compresión relativamente lineales y bien definidas. En este caso, el comportamiento del terreno es más confiable y las resultantes se distribuyen de manera más eficiente, reduciendo la necesidad de tirantes adicionales para compensar desequilibrios internos.

Por el contrario, en suelos arcillosos de baja plasticidad, la alta compresibilidad y mayor deformación bajo carga pueden hacer que las trayectorias de los esfuerzos sigan curvas más complejas y menos predecibles. Estas deformaciones pueden alterar la posición y magnitud de las resultantes, requiriendo un mayor ajuste en el diseño estructural para garantizar que los esfuerzos no sobrepasen la capacidad portante del suelo.

En el libro *“Concreto Reforzado”* de Edward G. Navy, en el capítulo sobre el modelo de Bielas y Tirantes, se explica que es necesario realizar simplificaciones de diseño al aplicar este enfoque a distintos sistemas estructurales. Estas simplificaciones son esenciales debido a la amplia variedad de alternativas en la selección del camino de las fuerzas, que representan las bielas compresivas y las tensiones en los tirantes que se intersecan en puntos "nodales", así como a la elección de las ubicaciones donde debe colocarse el refuerzo correspondiente.

Dependiendo de la interpretación del diseñador, los caminos de fuerzas elegidos para representar la estructura real pueden variar considerablemente. Este modelo de bielas y tirantes no verifica los niveles de servicio característicos de los métodos semiclásicos, sino que representa estados límite de resistencia en las secciones críticas. Por lo tanto, tras

deformaciones excesivas y la aparición de fisuras, las idealizaciones en la selección de los caminos de fuerzas pueden hacer que este método sea menos preciso para fines de diseño, especialmente porque no existen soluciones únicas de diseño.

En suelos granulares, que son más rígidos y tienen menor tendencia a la deformación, los caminos de carga son generalmente más predecibles y siguen trayectorias poligonales más claras. Esto facilita la suposición de trayectorias de compresión relativamente lineales, reduciendo la necesidad de incorporar refuerzos adicionales, como tirantes.

Por otro lado, en suelos arcillosos de baja plasticidad, que son más compresibles y presentan asentamientos diferenciales significativos, los caminos de las fuerzas pueden no ser tan predecibles. Las deformaciones bajo carga alteran los patrones de las fuerzas internas, dificultando la selección de un camino óptimo único para estas fuerzas. En este contexto, las simplificaciones del método de bielas y tirantes podrían llevar a errores si no se ajustan adecuadamente las trayectorias de compresión para reflejar las condiciones reales del suelo.

El libro *Diseño de concreto armado* de Jack McCormac explica que, al aplicar el método de bielas y tirantes en las regiones D, los resultados obtenidos son considerados más conservadores, pero también más realistas, en comparación con los resultados de la teoría tradicional de vigas. Esto ayuda a entender por qué este método suele requerir una mayor cantidad de acero en comparación con el diseño basado en flexión.

4.5. Conclusiones del capítulo.

Se ha llevado a cabo el diseño de una zapata aislada utilizando el “Modelo de bielas y tirantes”, y se ha comparado con los resultados obtenidos mediante el “Método de flexión” en el capítulo 3 y el programa CYPECAD.

- El cálculo del acero mediante el "Método de flexión" y el programa CYPECAD determinó la necesidad de 6 barras de 12 mm coincidiendo así con los resultados del software.
- El "Modelo de bielas y tirantes" determinó la necesidad de 10 barras de 12 mm, superando los resultados anteriores. Este enfoque más conservador refleja una

mayor consideración por la resistencia y seguridad estructural, subrayando su capacidad para ofrecer diseños más robustos en ciertas condiciones.

- Se realizaron todas las comprobaciones conforme a la norma ACI-318, incluyendo el cálculo del anclaje de la armadura. Esto asegura que tanto los métodos de diseño como las verificaciones normativas se cumplan rigurosamente, garantizando la seguridad y estabilidad de la estructura.
- Se observó que el "Método de flexión" es un enfoque general y comúnmente utilizado para el diseño de zapatas aisladas, sugiriendo que el programa CYPECAD probablemente lo utiliza de forma predeterminada, independientemente del tipo específico de zapata.
- La comparación entre el "Modelo de bielas y tirantes" y el "Método de flexión", junto con la verificación mediante CYPECAD, proporciona una visión integral de las metodologías aplicables al diseño de zapatas aisladas. El "Modelo de bielas y tirantes" ofrece mayor seguridad en ciertas condiciones, mientras que el "Método de flexión" y CYPECAD proporcionan resultados eficientes y normativamente aceptables.
- Tras revisar varias fuentes sobre el 'Modelo de Bielas y Tirantes', se concluye que, aunque este método ofrece un enfoque conservador para el análisis y diseño de estructuras, puede presentar limitaciones al aplicarse en suelos arcillosos, debido a la mayor compresibilidad y variabilidad de estos suelos, que dificultan la predicción precisa de los caminos de fuerza. No obstante, se ha implementado este método en el presente proyecto con fines académicos, buscando explorar sus ventajas y limitaciones en distintos tipos de suelo

CAPÍTULO V – CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1. Conclusiones.

Una vez realizado el diseño estructural del proyecto “CENTRO DE SALUD CON INTERNACIÓN PARA LA COMUNIDAD SANTA ANA LA NUEVA” se formaron las siguientes conclusiones.

- Se realizó el levantamiento topográfico de la zona, identificando una variación de relieve de 4 metros a lo largo de la estructura. Se definió un emplazamiento escalonado en las cotas +1951,5 m y +1952,0 m, optimizando el volumen de movimiento de tierras a un total estimado de 1842,2 m³ de excavación, lo cual contribuye a reducir los costos de preparación del terreno.
- El estudio de suelos mostró variaciones en el tipo de suelo en los pozos, donde el esfuerzo admisible más bajo fue de 2,0 kg/cm², usado como valor de diseño para garantizar seguridad estructural
- El cálculo de la cubierta metálica según la norma ANSI-AISC 360-10 determinó el uso de correas de perfil C 80 x 40 x 15 x 1,8 mm y cerchas con perfiles de tipo cajón 2C 80 x 40 x 15 x 1,8 mm. El cálculo estructural en base a la norma NB-1225001 indicó dimensiones para vigas de 25 cm de ancho y 40 cm de alto, y para columnas cuadradas de 25 cm x 25 cm, optimizadas para soportar las cargas establecidas. Además, las verificaciones manuales de los elementos más solicitados confirmaron la precisión de los resultados obtenidos.
- El diseño de las estructuras de sustentación se realizó considerando la situación de carga más desfavorable, incluyendo cargas gravitatorias, sobrecargas de uso y un análisis del viento en 4 direcciones. Esto permitió dimensionar adecuadamente los elementos estructurales, asegurando su resistencia y estabilidad bajo las condiciones más exigentes cumpliendo los parámetros de la norma NB-1225002 y NB-1225003.
- Se desarrolló el aporte académico "Alternativa de diseño para zapatas aisladas: Modelo de bielas y tirantes" y se compararon los resultados con el método general de flexión y del programa CYPECAD. Este análisis demostró que el modelo de

bielas y tirantes ofrece una opción más conservadora y es viable al cumplir los parámetros de la norma.

- Se generaron los planos estructurales del proyecto, los cuales reflejan los resultados de los cálculos realizados y describen las características geométricas y constructivas de cada elemento. Esto asegura una clara comprensión y ejecución precisa del diseño estructural
- Se elaboraron las especificaciones técnicas e ítems necesarios relacionados con el cálculo estructural, proporcionando una guía para la correcta ejecución del proyecto, asegurando que todos los aspectos técnicos y normativos sean cumplidos.
- Se estimó un costo de construcción total de: Tres millones quinientos treinta y cuatro mil ochenta y ocho con 39/100 Bolivianos y se propuso un cronograma de ejecución de 321 días hábiles.

5.2. Recomendaciones.

- Se recomienda seguir una línea de análisis consistente al definir la norma a utilizar. En este proyecto se aplicó la norma NB-1225001, basada en la ACI 318-14, permitiendo así el uso complementario de normas americanas como la AISC-310.
- Revisar normas nacionales relacionadas con el tipo de estructura a analizar, como la Norma de Caracterización de Centros de Salud de primer nivel en este caso. Esto permite especificar mejor el diseño y sus parámetros según el uso previsto.
- Para obtener parámetros más precisos, se recomienda realizar estudios de suelos en los vértices de la estructura cuando las condiciones del terreno lo permitan, ya que esto brinda una mejor comprensión de las características del suelo en todo el perímetro
- Al definir las cargas, priorizar aquellas que tendrán un mayor impacto en el elemento a calcular, evitando incluir cargas que no representen un riesgo significativo. Esto es particularmente importante en las combinaciones de carga, como las fuerzas del viento sobre la cubierta, donde algunas cargas se mayoran y otras se minoran.
- Al desarrollar el aporte académico, se recomienda buscar bibliografía alineada con la norma o método de diseño utilizado para evitar confusiones en el análisis.
- Ser cuidadoso al momento de introducir los datos al programa, ya que este será quien genere los planos según a como llegue a interpretar.
- Definir las especificaciones técnicas dentro del alcance del proyecto, eligiendo las que son más relevantes y relacionadas directamente con la naturaleza de la obra.
- En la estimación de tiempos, ser coherente tanto en el número de personal como en los días necesarios para cada actividad, evaluando cuándo es conveniente emplear maquinaria o materiales prefabricados para evitar pérdidas de tiempo y costos.