

ANTECEDENTES

1. ANTECEDENTES

En los últimos años, la ciudad de Tarija ha mostrado un crecimiento constante en su infraestructura urbana, incluyendo la construcción de edificios de departamentos como una respuesta al desarrollo habitacional moderno. Si bien estos edificios ya son parte del paisaje urbano, muchas de estas construcciones han sido desarrolladas sin un análisis profundo que documente, de manera clara y detallada, cómo se realizaron los cálculos estructurales, ni cómo se comprobaron aspectos importantes como la resistencia, estabilidad o seguridad de sus elementos principales.

Este proyecto nace con el objetivo de abordar esa necesidad: calcular y verificar correctamente cada parte de la estructura de un edificio de departamentos. Para ello, se toma como base un caso real, en el que se aplican las normas bolivianas de diseño estructural y se utiliza software especializado. La finalidad es, no solo comprobar que la edificación cumpla con los requerimientos mínimos de seguridad, sino también dejar un registro técnico que pueda servir como referencia para futuros trabajos similares.

1.1 El problema

1.1.1 Planteamiento

La ciudad de Tarija está en constante crecimiento, lo que ha generado una alta demanda de viviendas bien ubicadas. Sin embargo, el aumento de precios en zonas residenciales obliga a muchas personas a elegir entre pagar costos elevados o trasladarse a áreas más alejadas, donde la infraestructura y la seguridad pueden ser deficientes. Esta situación resalta la necesidad urgente de desarrollar soluciones habitacionales seguras y confortables para la población.

Se pudo identificar el siguiente problema:

“Se ha identificado la falta de estudios completos de cálculo y verificación estructural en edificaciones nuevas, como un aspecto crítico en el desarrollo urbano actual. En muchos casos, los edificios se construyen sin contar con una documentación detallada que respalde la seguridad y el correcto comportamiento estructural de sus elementos. Esta situación puede

generar riesgos futuros para los usuarios, especialmente en zonas urbanas donde las edificaciones comparten muros, cimentaciones o se construyen en terrenos de características particulares”.

1.1.2 Formulación

El presente proyecto plantea como problema principal la selección de un sistema estructural adecuado para un edificio multifamiliar, considerando las condiciones del terreno, la funcionalidad arquitectónica y el cumplimiento de las normativas estructurales vigentes.

Entre las alternativas evaluadas se encuentran diferentes configuraciones de pórticos, tipos de losa y fundaciones, cada una con ventajas y limitaciones en términos de estabilidad, costo y facilidad constructiva.

El presente proyecto consiste en identificar, cuál de estas opciones resulta más eficiente y viable para el contexto específico de este.

Para un detalle de las alternativas estudiadas, véase el Anexo 9.

1.1.3 Sistematización

La propuesta estructural contempla un sistema de pórticos de hormigón armado con losa reticular y zapatas aisladas y combinadas como cimentación. Las zapatas transfieren las cargas al suelo y se diseñan según su ubicación, capacidad portante y refuerzo necesario. La losa reticular con ábacos optimiza el uso del espacio y se refuerza para controlar flexión y deformaciones. Los pórticos garantizan estabilidad ante cargas verticales y horizontales, requiriendo análisis de cargas, modelación estructural y dimensionamiento. El análisis de cargas incluye muertas, vivas y ambientales, asegurando una distribución eficiente mediante combinaciones normativas para un diseño seguro.

1.2 Objetivos

1.2.1 General

Realizar el diseño estructural de un edificio de departamentos de 8 plantas ubicado en el Barrio Luis de Fuentes, aplicando las disposiciones establecidas en las normas bolivianas de diseño estructural, específicamente la NB 1225001 de hormigón estructural y complementarias, con el fin de garantizar la seguridad, funcionalidad y cumplimiento técnico del proyecto.

1.2.2 Específicos

- Analizar el estudio de suelos proporcionado por terceros y utilizar sus resultados para el diseño de cimentaciones.
- Determinar las cargas que actúan sobre la estructura, según lo establecido por las normas bolivianas.
- Realizar los cálculos métricos y precios unitarios.
- Realizar el cronograma de obra del proyecto.
- Realizar las especificaciones técnicas.
- Realizar el presupuesto de obra gruesa del proyecto.

1.3 Justificación

1.3.1 Académica

El desarrollo de este proyecto tuvo como objetivo el diseño de un “Edificio de departamentos en el barrio Luis de Fuentes”, que representa una oportunidad excepcional para aplicar y consolidar los conocimientos asimilados a lo largo de la carrera de ingeniería civil.

Este proyecto ofrece un desafío técnico significativo que abarca diversas áreas de estudio, desde el estudio de suelos hasta el diseño estructural del edificio. Este proyecto logrará la culminación de la etapa de preparación académica para así obtener el grado de licenciatura en Ingeniería Civil.

1.3.2 Técnica

El diseño del edificio implicó una selección adecuada del sistema estructural que permita asegurar la estabilidad frente a cargas gravitacionales y acciones de viento. La definición de la cimentación se realizó en función de las características del suelo determinadas en el estudio geotécnico y de las solicitaciones estructurales del proyecto. Asimismo, se buscó una solución estructural que permita un uso racional del concreto y del acero de refuerzo, evitando sobredimensionamientos innecesarios. Todo el proceso se desarrolló en cumplimiento de las normas bolivianas, garantizando que el diseño cumpla con los criterios de seguridad y funcionamiento establecidos por la normativa vigente.

1.3.3 Social

El diseño del edificio de departamentos en el Barrio Luis de Fuentes representa una contribución significativa al desarrollo social y comunitario de la zona, ya que proporciona una serie de beneficios tangibles para la población cercana y el barrio en su conjunto.

El proyecto ofrece viviendas para una amplia gama de personas, incluyendo parejas jóvenes, estudiantes y familias que buscan independizarse. El edificio de departamentos también promueve la formación de una comunidad diversa y vibrante, permitiendo a los residentes establecer lazos sociales y participar en actividades comunitarias, lo que fortalece el tejido social y promueve un sentido de pertenencia en el barrio.

1.4 Alcance del proyecto

El alcance del proyecto comprende exclusivamente el diseño estructural de un edificio de departamentos, tomando como base una propuesta arquitectónica previamente definida. No se abordan aspectos relacionados con instalaciones eléctricas, sanitarias, ni otras

especialidades no estructurales, ya que se considera únicamente el comportamiento y dimensionamiento de los elementos estructurales principales.

El análisis estructural se basa en un modelo estático lineal, adecuado para estructuras de hormigón armado en zonas de baja sismicidad como Tarija, conforme a la normativa boliviana. No se consideraron efectos dinámicos ni interacción suelo-estructura, por tratarse de un edificio de magnitud moderada sobre un terreno con condiciones favorables.

1.4.1 Ubicación

El lugar de emplazamiento será en el Barrio Luis de Fuentes de la ciudad de Tarija, ubicado en la calle Mario Cossío C. entre la calle Noelia Martínez y la calle C. Manuel Uriondo. El terreno cuenta con una superficie de 1000 m².

1.4.2 Información socioeconómica relativa al proyecto

El Barrio Luis de Fuentes se distingue por su excelente infraestructura y servicios, lo cual lo convierte en un entorno ideal para la construcción. La zona cuenta con comedores que proporcionan alimentación a los obreros, una variedad de tiendas para la adquisición de materiales y suministros, y centros de salud accesibles para atender cualquier emergencia médica. Además, la red de transporte público asegura una logística eficiente, facilitando el desplazamiento de trabajadores y materiales. Todo esto contribuye a un ambiente propicio y bien equipado para llevar a cabo proyectos de construcción de manera efectiva y segura.

1.4.3 Servicios básicos existentes

El Barrio Luis de Fuentes está completamente equipado con todos los servicios básicos esenciales para el desarrollo de proyectos de construcción. La zona cuenta con suministro de agua potable, red eléctrica, sistema de alcantarillado y distribución de gas, asegurando así un entorno funcional y adecuado para cualquier obra que se lleve a cabo.

MARCO TEÓRICO

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es una etapa fundamental en el desarrollo de cualquier proyecto de construcción, ya que proporciona los datos esenciales sobre las características geométricas del terreno. Este proceso incluye la medición y descripción detallada del terreno, incluyendo sus dimensiones, contornos, elevaciones y cualquier característica física que pueda influir en el diseño y construcción de la edificación.

2.1.1 Objetivos del levantamiento topográfico

Proporcionar datos que permitan a los ingenieros y arquitectos diseñar la edificación de manera eficiente, asegurando que se adapten adecuadamente al terreno y sus características. El levantamiento topográfico debe incluir como mínimo: coordenadas geográficas, elevaciones del terreno, pendientes, ubicación de elementos naturales y artificiales, contornos del relieve, puntos de control y referencias altimétricas.

2.1.2 Metodología del levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se realiza mediante la planificación del área de estudio, el establecimiento de puntos de control georreferenciados y la toma de datos en campo con equipos como estación total o nivel automático. Posteriormente, se procesan los datos en gabinete mediante software especializado para generar planos, curvas de nivel y modelos digitales del terreno, asegurando la precisión y representación fiel del relieve del área analizada.

2.2 Estudio de suelos

El estudio de suelos es un análisis geotécnico fundamental que permite evaluar diversas características del terreno, tales como la capacidad portante, el tipo y la estratificación del suelo, la presencia de agua subterránea, su compresibilidad y su comportamiento ante cargas. Esta información es esencial, no solo para diseñar una cimentación segura y adecuada, sino

también para prever posibles asentamientos, riesgos de deslizamientos o expansiones, y para definir medidas correctivas en caso de suelos problemáticos.

2.2.1 Metodología de trabajo

El estudio de suelos comienza con el trabajo de campo, donde se realiza un reconocimiento visual del terreno y se toman muestras a diferentes profundidades para su análisis. Se aplican técnicas como el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) para conocer la resistencia del suelo. Luego, en el laboratorio, se determinan propiedades físicas y mecánicas clave como granulometría, plasticidad, cohesión y capacidad portante. Toda esta información permite evaluar la idoneidad del terreno para la construcción. Finalmente, se establece la capacidad de carga admisible, que es la presión máxima que el suelo puede soportar sin provocar fallas ni asentamientos excesivos.

2.2.2 Capacidad portante

La capacidad portante del suelo es la máxima presión que puede ejercer una cimentación sobre el terreno sin provocar fallas estructurales ni asentamientos perjudiciales. Este valor depende de las propiedades mecánicas del suelo, como su cohesión, fricción interna, densidad y nivel freático. Se expresa comúnmente en unidades de fuerza por unidad de área (kN/m^2) y se determina a partir de estudios geotécnicos, incluyendo ensayos como el SPT. Conocer la capacidad portante es esencial para el diseño de cimentaciones, ya que asegura que las cargas transmitidas por la estructura no excedan los límites del terreno y garanticen su estabilidad a largo plazo.

2.3 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico es la fase en la que se define la forma, distribución y estética del edificio. Este proceso implica la creación de planos detallados que incluyen la distribución de espacios, dimensiones, accesos, instalaciones y acabados. El diseño arquitectónico debe considerar factores como la funcionalidad, comodidad, accesibilidad, y cumplimiento de normativas urbanísticas y de construcción. En el caso de un edificio de departamentos, es

vital optimizar el uso del espacio, asegurando que cada unidad habitacional sea funcional y cómoda. Además, el diseño debe incorporar elementos de seguridad y sostenibilidad, promoviendo un entorno habitable y eficiente.

2.4 Idealización de las estructuras

La idealización de las estructuras se refiere al proceso de simplificación y modelado de la estructura del edificio para su análisis y diseño. Este paso implica la creación de modelos estructurales que representan de manera precisa el comportamiento físico del edificio bajo diferentes cargas y condiciones. Utilizando software especializado como CypeCad, se simulan las cargas estáticas y dinámicas para evaluar la resistencia y estabilidad de los elementos estructurales, como vigas, columnas, losas y cimentaciones. La idealización de las estructuras permite optimizar el diseño, garantizando que todos los componentes cumplan con las normas de construcción y seguridad, y que la estructura en su conjunto sea eficiente y duradera.

2.4.1 Sustentación de cubierta

La cubierta metálica es un sistema ampliamente utilizado en edificaciones modernas debido a su ligereza, resistencia y rapidez de montaje. Su uso se remonta al desarrollo de la arquitectura industrial en el siglo XIX, donde el hierro y posteriormente el acero comenzaron a sustituir materiales tradicionales en cubiertas y estructuras. Actualmente, las cubiertas metálicas se componen de perfiles estructurales de acero y láminas livianas que permiten cubrir grandes luces con un peso propio reducido.

Estas cubiertas están diseñadas para resistir, tanto cargas permanentes como el peso de la propia estructura y acabados, como también cargas variables, siendo la más significativa el viento, especialmente en zonas donde no se presentan nevadas ni acumulaciones de agua importantes. El comportamiento estructural de este tipo de cubiertas se basa en la acción de elementos lineales, vigas, correas y cerchas, que canalizan las cargas hacia apoyos verticales, como columnas o muros portantes.

Entre sus ventajas destacan su facilidad de transporte e instalación, su bajo peso que reduce el tamaño de las fundaciones y otros elementos estructurales, así como su buena respuesta frente a esfuerzos mecánicos. Además, las cubiertas metálicas permiten una ejecución rápida en obra, requieren poco mantenimiento y se adaptan fácilmente a diversas formas arquitectónicas.

En el presente proyecto se optó por una cubierta metálica debido a lo indicado en el plano arquitectónico, además que cumple con la necesidad de aligerar la estructura general y la eficiencia constructiva que este sistema ofrece. Esta solución resultó ser la más adecuada al combinar funcionalidad y economía.

2.4.2 Sustentación de la edificación

La sustentación de la edificación comprende el conjunto de elementos estructurales encargados de soportar y transmitir las cargas del edificio hacia el terreno mediante las fundaciones. Estos deben estar diseñados para resistir, tanto las cargas verticales como el peso propio y las sobrecargas de uso, como las acciones horizontales. Un diseño correcto de estos elementos es esencial para asegurar la estabilidad global de la estructura y prevenir fallas por sobreesfuerzo o asentamientos diferenciales.

En este proyecto, se optó por utilizar zapatas cuadradas y combinadas, además de un sistema de columnas apoyadas en una losa reticular que permite una adecuada distribución de cargas. Esta configuración fue seleccionada por su eficiencia estructural, su buen desempeño frente a cargas concentradas. Además, la losa reticular contribuye a disminuir el peso propio de la estructura, lo que reduce las exigencias sobre las columnas y las cimentaciones, optimizando así el comportamiento general del sistema de sustentación.

2.4.3 Fundaciones

Las fundaciones superficiales han sido utilizadas desde tiempos antiguos para transferir las cargas de una edificación al terreno. Con el desarrollo de la ingeniería estructural moderna y la incorporación de normas técnicas como la NB 1225001, su diseño se ha sistematizado con

base en análisis de cargas, comportamiento del suelo y exigencias estructurales. Dentro de estas soluciones, las zapatas cuadradas y combinadas han demostrado ser una alternativa eficiente y práctica en edificaciones convencionales, especialmente en construcciones de mediana altura o en zonas con suelos de capacidad portante moderada.

En las zapatas se debe tener en cuenta la capacidad portante del suelo, determinada a través de estudios geotécnicos, y las cargas que provienen de la superestructura, como el peso propio, cargas vivas, viento y otras acciones accidentales. En su diseño se incluyen además verificaciones por deslizamiento, vuelco y asentamientos, así como el dimensionamiento del refuerzo de acero para resistir flexión y cortante.

En el presente proyecto se optó por el uso de zapatas cuadradas y combinadas como solución de fundación superficial debido a la disposición de columnas en planta y a los resultados obtenidos en el estudio de suelos.

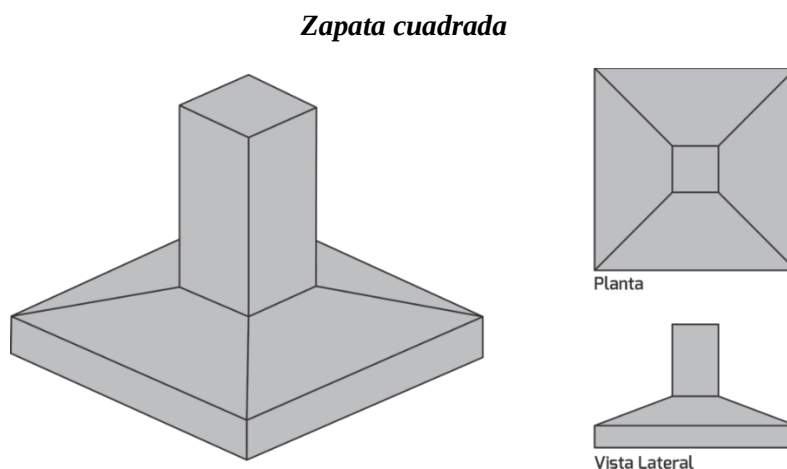


Figura 1

Fuente: Internet

2.5 Diseño estructural

2.5.1 Análisis de cargas

En el presente proyecto, el análisis de cargas se realizó conforme a los lineamientos establecidos por la norma boliviana NB 1225002, la cual define las acciones gravitacionales

y de uso que deben considerarse en estructuras. Adicionalmente, se aplicaron los criterios de la NB 1225003 para la incorporación de cargas de viento, garantizando así un enfoque integral en la evaluación de todas las acciones relevantes. Estas normativas permitieron aplicar criterios técnicos actualizados y uniformes para asegurar la estabilidad, funcionalidad y seguridad de la edificación bajo estudio.

2.5.1.1 Importancia del análisis de cargas

El análisis de cargas garantiza la seguridad estructural, evitando fallas por sobrecarga o inestabilidad, optimizan el diseño, permitiendo una distribución eficiente de los materiales y reduciendo costos sin comprometer la resistencia. Este debe cumplir con normativas, asegurando que la estructura responde a los códigos y regulaciones vigentes, como la NB 1225001, NB 1225002 y NB 1225003.

2.5.1.2 Combinaciones de carga para estados límites últimos, según NB 1225002

La norma NB 1225002, en el capítulo 2.3.1. también regula la combinación de cargas para el diseño en estados límites últimos, estableciendo cómo deben sumarse las diferentes acciones que actúan simultáneamente sobre una estructura. Estas combinaciones permiten calcular la resistencia requerida (U) considerando escenarios críticos, aplicando factores de mayoración a cada tipo de carga según su probabilidad y severidad.

Presenta las siguientes combinaciones:

- Estructura vacía:

$$U = 1,4 (D + F)$$

(Ecuación 2-1)

- Estructura con sobrecargas:

$$U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

(Ecuación 2-2)

- Estructura de cubierta:

$$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1,0 L \text{ si actúa})$$

(Ecuación 2-3)

- Acción de viento:

$$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

(Ecuación 2-4)

Estas combinaciones aseguran que el diseño estructural tome en cuenta condiciones extremas de carga, permitiendo dimensionar adecuadamente los elementos estructurales para resistirlas sin comprometer la seguridad ni la funcionalidad de la edificación.

Se concluye que la combinación más crítica para el diseño estructural de losas en la planta baja es la ecuación 2-4:

$$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

2.5.1.3 Clasificación de las acciones, según NB 1225002

La norma boliviana NB 1225002, en el capítulo 2.1, establece una clasificación clara de las acciones que deben considerarse en el diseño estructural de edificaciones. Estas acciones, también conocidas como cargas, se agrupan principalmente en cargas gravitatorias (como cargas muertas y variables), acciones térmicas o reológicas, acciones del terreno, acción del viento y efecto sísmico. Las cargas muertas comprenden el peso propio de los elementos estructurales y las cargas permanentes, mientras que las cargas variables incluyen la carga viva, sobrecargas por lluvia o nieve, presión de fluidos y cargas vivas de cubierta. Cada una de estas acciones tiene una designación específica (por ejemplo, D_p para carga permanente, L para carga viva, W para viento, E para sismo), lo que facilita su identificación y aplicación en los análisis estructurales. Esta clasificación es fundamental para garantizar que las estructuras sean seguras y funcionales frente a todas las condiciones previsibles durante su vida útil.

2.5.2 Estructura de la edificación

2.5.2.1 Losa reticular

La losa reticular es una estructura de concreto reforzado que utiliza nervaduras cruzadas y casetones para aligerar su peso. Desarrollada principalmente en el siglo XX, surgió como respuesta a la necesidad de cubrir grandes luces sin apoyos intermedios, ofreciendo una distribución eficiente de cargas en dos direcciones. Su diseño mejora el comportamiento frente a flexión y deflexiones, y ha sido ampliamente utilizada en edificios de mediana y gran escala por su rendimiento estructural y economía.

Sus principales ventajas incluyen la reducción del peso propio, menor consumo de concreto y una mayor rigidez estructural. Al eliminar material en zonas no críticas mediante los casetones, se optimiza el uso de materiales sin comprometer la resistencia.

Para este proyecto, se eligió la losa reticular por ser una solución técnica y económica adecuada, que permite cubrir grandes luces sin vigas intermedias, mejora la eficiencia estructural y brinda flexibilidad arquitectónica.

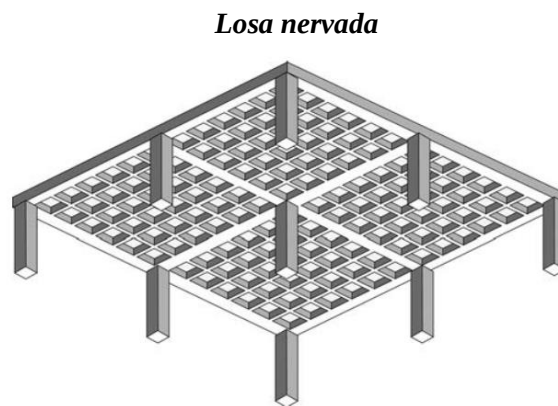


Figura 2

Fuente: Losas Reticulares, Florentino Regalado

2.5.2.1.1 Predimensionamiento

- Espesor mínimo de losa ($h_{\min}$)

El espesor mínimo de una losa reticular se calcula tomando en cuenta las recomendaciones de la normativa NB 1225001, que estipula el grosor necesario en función de la longitud de la luz. Esto es especialmente importante para evitar que la losa se deforme bajo carga, manteniendo la seguridad estructural y la funcionalidad del sistema.

Tabla 1. Espesores mínimos de losas en 2 direcciones, según NB 1225001

f_y , MPa [2]	Sin ábacos [3]			Con ábacos [3]		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde [4]		Sin vigas de borde	Con vigas de borde [4]	
250	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/48$	$\ell_n/48$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
520	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$

Fuente: Norma boliviana del hormigón NB 1225001, Tabla 9.5.3.2

Esta tabla permite obtener un espesor base para la losa, que luego puede ajustarse considerando los esfuerzos específicos del diseño y las recomendaciones constructivas, como redondear el espesor a múltiplos de 5 mm para facilitar la construcción.

- Dimensiones de las nervaduras (h_{nervio})

Las nervaduras son elementos clave en una losa reticular, ya que proporcionan la rigidez y resistencia necesarias para soportar las cargas verticales. Las dimensiones de las nervaduras dependen del material y de la distancia entre apoyos. Según la NB 1225001 y la ACI 318, la relación recomendada entre el ancho y la altura de las nervaduras es:

$$h_{nervio} \leq 3,5 * b$$

Este criterio asegura que las nervaduras no sean demasiado altas ni delgadas, evitando inestabilidades y maximizando la capacidad portante de la losa.

- Espaciamiento entre nervaduras (s)

El espaciamiento entre nervaduras es otro parámetro importante que debe ser optimizado para asegurar la rigidez y minimizar el consumo de material. En una losa reticular típica, este espaciamiento se establece según las condiciones de carga y las dimensiones del casetón, que son los moldes que alivian el peso de la losa al reducir el volumen de concreto en la misma.

- Capa de compresión (h_f)

La capa de compresión es la sección superior de la losa que trabaja principalmente en compresión y contribuye a la rigidez general de la estructura. Su espesor mínimo debe ser suficiente para absorber los esfuerzos y garantizar la durabilidad de la losa. La NB 1225001 establece que para encofrados removibles o aligeramientos distintos al concreto o arcilla, se debe adoptar el mayor valor posible de espesor.

$$h_f \geq \left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ mm} \\ \frac{1}{10} * s \end{array} \right.$$

El valor adoptado para la capa de compresión en el caso analizado es de 50 mm, lo cual proporciona una superficie resistente en compresión y protege las nervaduras de deformaciones excesivas.

2.5.2.1.2 Momentos en losa nervada

Los momentos en una losa nervada son esfuerzos de flexión causados por las cargas aplicadas, y se dividen en positivos (tracción abajo) y negativos (tracción arriba, sobre apoyos). Su análisis bidireccional permite definir el refuerzo de acero necesario para resistir cargas de servicio y de diseño, cumpliendo con lo establecido en la norma NB 1225001.

2.5.2.1.3 Armadura mínima a flexión

La NB 1225001 indica que la armadura mínima se debe calcular con la siguiente fórmula siempre que f_y sea mayor a 420 Mpa:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,0018 * 420}{f_y} A_g \geq 0,0014 A_g$$

Donde:

A_g = Área geométrica de la losa

2.5.2.1.4 Diseño a cortante

El cortante es una fuerza interna que actúa transversalmente a la sección de una losa nervada debido a cargas aplicadas, como el peso propio y las cargas de uso. Este esfuerzo puede generar fallas por deslizamiento o corte diagonal en las nervaduras, especialmente cerca de los apoyos. El análisis y diseño a cortante son fundamentales para garantizar que la losa sea capaz de soportar estas fuerzas sin fallar, cumpliendo con los límites establecidos por normativas como la NB 1225001.

La fórmula que la NB 1225001 indica en el capítulo 11.11.2 para losas en 2 direcciones es:

$$V_c \leq \lambda \frac{\sqrt{f_c'}}{12} * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o} \right) * b_w * d$$

Donde:

V_c = Resistencia al cortante del concreto. Representa la capacidad del concreto para resistir al cortante antes de que sea necesaria la incorporación de refuerzo adicional, como estribos.

λ = Coeficiente de ajuste según el tipo de concreto. ($\lambda = 1.0$ para concreto normal)

$\sqrt{f_c'}$ = Raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto.

α_s = Factor adimensional que depende de la posición y tipo de columna que genera la carga concentrada sobre la losa.

- 40 Para columnas centrales
- 30 Para columnas en borde
- 20 Para columnas esquineras

b_o = Perímetro crítico

2.5.2.1.5 Ábacos

Los ábacos, también conocidos como capiteles, son ensanchamientos estructurales utilizados en las losas para reforzar la zona alrededor de las columnas, donde se presentan mayores esfuerzos de cortante y riesgo de punzonamiento. Estos elementos permiten distribuir mejor

las cargas hacia la losa, aumentando su rigidez y capacidad portante sin recurrir a refuerzos complejos.

En este proyecto se optó por incluir ábacos como parte integral de las losas reticulares, ya que representan una solución eficiente y segura frente al punzonamiento. Esta elección responde a la necesidad de garantizar un comportamiento estructural óptimo en zonas críticas del edificio.

2.5.2.1.6 Armadura de reparto (Retracción y temperatura)

La armadura de reparto por retracción y temperatura es un refuerzo secundario en las losas que tiene como función principal controlar las fisuras provocadas por los cambios térmicos, la retracción del concreto y otros efectos de deformación independiente de las cargas externas. Estas fisuras pueden comprometer la durabilidad y la estética de la estructura si no se controlan adecuadamente.

Según la NB 1225001, esta armadura se diseña considerando un porcentaje mínimo de acero respecto al área de la losa, establecido por las propiedades del material y el espesor de la losa.

Y la norma la calcula según la formula (7.12.2.1):

$$\rho_{min} = \frac{0,0018 * 420}{f_y} \geq 0,0014$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

2.5.2.1.7 Flecha

La flecha en una losa se refiere a la deformación vertical que esta experimenta bajo la acción de cargas aplicadas. Es un parámetro crítico en el diseño estructural, ya que afecta tanto la seguridad como la funcionalidad y estética de la estructura. Las normas, como la NB 1225001, establecen límites máximos para la flecha para evitar daños en elementos no estructurales, como muros o revestimientos, y para garantizar el confort de los usuarios.

La flecha se clasifica en dos tipos principales: la flecha instantánea, que ocurre de manera inmediata tras la aplicación de la carga, y la flecha diferida, que incluye los efectos a largo plazo, como el flujo plástico y la retracción del concreto.

El control de la flecha es esencial para garantizar la durabilidad y el correcto desempeño estructural de la losa, evitando deformaciones excesivas que puedan comprometer la funcionalidad del sistema.

2.5.2.2 Vigas

2.5.2.2.1 Generalidades

Las vigas son componentes estructurales diseñados principalmente para resistir esfuerzos como flexión, cortante y torsión. Las vigas de sección rectangular son las más comúnmente utilizadas, debido a su simplicidad constructiva y eficiencia estructural. Sin embargo, existen distintos tipos de vigas que se adaptan a diferentes necesidades y condiciones, como vigas en T, vigas peraltadas, o vigas planas, cada una con características específicas en cuanto a rigidez, altura y comportamiento ante cargas.

En este proyecto se optó por el uso de vigas planas, ya que permiten una integración más limpia con las losas reticulares, reducen la altura total entre niveles y simplifican la ejecución de instalaciones, sin comprometer la resistencia estructural requerida. Esta solución fue adecuada, tanto desde el punto de vista técnico, como funcional para las características de la edificación.

2.5.2.2.2 Altura mínima

Para vigas no pretensadas que no soporten ni estén ligadas a particiones susceptible de dañarse debido a deflexiones grandes, la altura total de la viga no debe ser menor que los límites expuestos en la siguiente tabla:

Tabla 2. Alturas mínimas 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 de Hormigón Estructural NB 1225001, Tabla 9.3.3.1

El Predimensionamiento de vigas es una etapa inicial en el diseño estructural que busca estimar las dimensiones geométricas de una sección (ancho y altura) de forma rápida y eficiente. Este proceso se basa en criterios normativos, prácticas de diseño aceptadas y relaciones empíricas, con el objetivo de garantizar que la estructura cumpla con requisitos de resistencia, rigidez y estabilidad.

Según la NB 1225001, la altura mínima requerida para una viga continua está en función de la luz libre efectiva (L) y se define mediante la relación:

$$h_{min} = \frac{L}{21}$$

Donde:

- L : Luz efectiva de la viga, medida como la distancia libre entre apoyos adyacentes.

Ancho mínimo:

La normativa establece que el ancho mínimo de una viga debe cumplir con:

$$b_{min} \geq 15 \text{ cm}$$

Este ancho mínimo es una recomendación para garantizar la viabilidad constructiva, el recubrimiento del refuerzo y la correcta transmisión de cargas. En casos prácticos, el ancho puede ajustarse a valores superiores, dependiendo de las cargas aplicadas y los requerimientos arquitectónicos.

2.5.2.2.3 Diseño a flexión

El diseño a flexión en vigas de concreto armado garantiza que la sección estructural resista los momentos flectores actuantes cumpliendo con la NB 1225001. Se basa en el equilibrio de fuerzas internas y las propiedades del material.

En una sección sometida a flexión, el concreto trabaja a compresión y el acero a tracción. El diseño asegura que el refuerzo sea suficiente para resistir la tracción sin fallas y que el concreto no supere su resistencia máxima en compresión, garantizando así la seguridad y funcionalidad de la estructura.

La NB 1225001 establece que el análisis a flexión debe realizarse considerando un modelo rectangular simplificado para el bloque de compresión equivalente, según lo define la ecuación:

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Donde a es la altura del bloque de compresión equivalente, c es la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el eje neutro, y β_1 es un factor dependiente de la resistencia del concreto. Este valor de β_1 disminuye con el incremento de la resistencia a compresión del concreto.

El momento resistente nominal de la sección, M_n , se calcula como:

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Para garantizar la seguridad, se introduce un factor de reducción de resistencia ϕ , cuyo valor depende del tipo de falla esperada (típicamente $\phi = 0.9$ para flexión).

El momento último de diseño se verifica como:

$$\phi M_n \geq M_u$$

Donde M_u es el momento flector último actuante en la viga, obtenido a partir del análisis estructural.

2.5.2.2.4 Armadura mínima

El cálculo de la armadura mínima para elementos sometidos a flexión, según la NB 1225001, asegura que la sección estructural tenga suficiente capacidad para evitar fallas frágiles y proporcionar un comportamiento dúctil. La normativa define que el área de acero mínima debe ser el mayor valor obtenido entre las siguientes expresiones (Ecuación 10-3, NB 1225001):

$$A_{s,min} = \text{el mayor de } \frac{\sqrt{f_c}}{4 * f_y} * b * d ; 1,4 * b * \frac{d}{f_y}$$

El uso del mayor valor entre estas dos expresiones garantiza que la armadura mínima sea suficiente para cumplir con los requisitos normativos de resistencia y ductilidad. Este criterio también contribuye al control de grietas y a la durabilidad del elemento estructural bajo cargas de servicio.

2.5.2.2.5 Fluencia

La verificación de fluencia en vigas de concreto armado tiene como objetivo asegurar que el acero de refuerzo alcance su deformación de fluencia antes de que ocurra una falla en el concreto, promoviendo así un comportamiento dúctil de la sección estructural, conforme a las disposiciones de la NB 1225001.

2.5.2.2.6 Diseño a corte.

Los diseños de las secciones transversales sometidas a cortante deben estar basado en que se debe cumplir:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n = Capacidad nominal al cortante, que representa la resistencia total que puede soportar el elemento estructural.

V_u = Cortante actuante, que es el esfuerzo de cortante generado por las cargas mayoradas.

ϕ = Factor de reducción, generalmente 0,75, que introduce un margen de seguridad al diseño.

V_c = Contribución del hormigón, que representa la capacidad del material para resistir el cortante debido a la cohesión y el confinamiento generado por las cargas axiales.

V_s = Contribución del refuerzo transversal, que incrementa la resistencia al cortante en caso de que el hormigón por sí solo no sea suficiente.

La NB 1225001 (Ecuación 11-3) establece para el cálculo de V_c la siguiente formula.

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f_c} * b * d}{6}$$

Donde luego V_s se verifica mediante:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Al cumplir esta condición se verifica que la armadura transversal es la adecuada.

2.5.2.2.7 Torsión

La verificación de la torsión en columnas según la normativa NB 1225001 y en normativas como la ACI, se realiza mediante la comparación entre el momento torsor actuante T_U y la capacidad nominal a torsión T_{th} .

$$T_U < \phi T_{th}$$

Donde:

T_U = Torsión actuantes en la columna, obtenida del análisis estructural.

T_{th} = Capacidad de torsión límite, según la norma.

ϕ = Factor de reducción, típicamente 0,75 para torsión.

$$T_U \leq \phi \sqrt{f_c} \times \frac{A_{cp}^2}{12 P_{cp}} \text{ (NB 1225001 - 11.5.1)}$$

La torsión en elementos estructurales como vigas ocurre cuando fuerzas externas generan momentos que provocan un giro alrededor del eje longitudinal del elemento.

Donde:

A_{cp} = Área del núcleo confinado del elemento, que representa la sección efectiva resistente al torsor.

P_{cp} = Perímetro del núcleo confinado, que mide el contorno efectivo de la sección.

2.5.2.3 Columnas

2.5.2.3.1 Generalidades

La norma boliviana de hormigón estructural NB 1225001 establece que el diseño de columnas debe garantizar su capacidad para resistir las fuerzas axiales generadas por las cargas mayoradas de todos los entrepisos o cubiertas, así como el momento máximo inducido por las cargas mayoradas en un solo vano adyacente al entrepiso o cubierta en estudio. Además, se debe contemplar la condición de carga que origine la mayor relación entre momento y carga axial.

2.5.2.3.2 Pre dimensionamiento de columnas

Según la NB la mínima dimensión de una columna rectangular hormigonada en obra debe ser

$$b \geq 200 \text{ mm}$$

Y el diámetro de la armadura principal a utilizar en columna debe ser:

$$d_b \geq 12 \text{ mm}$$

La armadura transversal debe ser mayor o igual a 6 mm o la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.

2.5.2.3.3 Cargas actuantes

Las combinaciones de cargas representan una agrupación de las diferentes solicitaciones que actúan sobre un elemento estructural, multiplicadas por factores de seguridad establecidos por las normas. Estas combinaciones aseguran que los elementos puedan resistir tanto las cargas usuales como las extremas, cumpliendo con los estados límite de agotamiento y estados límite de servicio.

2.5.2.3.4 Esbeltez y clasificación de columnas

La NB 1225001 clasifica las columnas en: Cortas y Esbeltas

Donde se verifica mediante el factor de la longitud efectiva, la longitud libre y el radio de giro de la sección, cual es la clasificación correcta.

2.5.2.3.5 Translacionalidad e intraslacionalidad de pórticos

Jiménez Montoya en el capítulo 20.6.3, indica que se pueden considerar intranlacionales las estructuras aporticadas provistas de muros o núcleos de contraviento, dispuestos que aseguren la rigidez torsional de la estructura.

Se verifica si un entrepiso puede considerarse indesplazable si:

$$Q = \frac{\sum Pu * \Delta}{Vu * lc} \leq 0,05$$

Donde:

$\sum Pu$ = Suma de las cargas verticales que actúan sobre las columnas del entrepiso.

Δ = Desplazamiento lateral de primer orden del entrepiso bajo cargas horizontales.

Vu = Fuerza cortante horizontal factorizada del entrepiso bajo cargas horizontales.

lc = Altura del entrepiso, medida entre los ejes de los nudos.

- Si Q es menor a 0,05 los desplazamientos laterales son suficientemente pequeños para que el pórtico sea tratado como indesplazable, y los efectos de segundo orden pueden ser despreciados.
- Si Q es mayor a 0,05 el entrepiso debe considerarse desplazable, y los efectos de segundo orden deben incluirse en el análisis estructural.

Si $\lambda_g < 10$ la columna puede considerarse corta.

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

Donde h es la altura de la sección en el eje de pandeo

2.5.2.3.6 Resistencia axial

La norma boliviana NB 1225001 presenta la siguiente fórmula para la verificación de la resistencia nominal axial máxima a compresión, este cálculo asegura que la capacidad de carga de una columna sea adecuada para resistir las solicitaciones de carga axial en condiciones de servicio. (Ecuación 10.3.6.2)

$$\phi P_n (\max) = 0,80 \phi (0,85 f_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia, que introduce un margen de seguridad en el diseño.

F_c = Resistencia a compresión del hormigón.

A_g = Área bruta de la sección transversal de la columna.

A_{st} = Área de refuerzo longitudinal.

Esta fórmula representa la resistencia a compresión proporcionada por el hormigón y la resistencia adicional proporcionada por el refuerzo longitudinal en compresión.

La norma establece un factor adicional de 0.80 para reducir aún más la capacidad nominal y garantizar un diseño seguro.

2.5.2.3.7 Momento flector máximo.

Para el cálculo del momento flector máximo se calculó el momento modificado, una herramienta utilizada en el diseño estructural para evaluar, de manera precisa, la interacción entre la carga axial y la flexión de columnas. Este concepto, respaldado por distintos autores, permite incorporar el efecto de la excentricidad causada por la carga axial (N_u), lo cual es fundamental debido a que dicha carga no actúa de manera perfectamente centrada, generando momentos adicionales en el elemento.

$$\phi M_n \geq M_m$$

$$M_m = M_u - N_u \times \frac{(4 \times h - d)}{8}$$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2})$$

La inclusión de la carga axial en este análisis garantiza un diseño seguro, ya que los esfuerzos combinados afectan significativamente la capacidad resistente de la columna.

Este enfoque es particularmente importante en elementos sometidos a altas cargas axiales, asegurando que la interacción axial-flexión cumpla con los estados límites últimos establecidos en la NB 1225001.

2.5.2.3.8 Cortante

La verificación del cortante en columnas, según la norma boliviana NB 1225001, tiene como objetivo garantizar que la capacidad resistente de la columna frente a esfuerzos cortantes sea suficiente para soportar las cargas actuantes, para ello establece que:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde V_u se calcula considerando las componentes horizontales de la carga, en los ejes X y Y, mediante la expresión:

$$V_u = \sqrt{(Q_x)^2 + (Q_y)^2}$$

Para el cálculo de la cortante nominal, la NB 1225001 en la tabla 22.5.6.1, Método detallado para cálculo de V_c en elementos no pretensado con compresión axial, indica que:

$$V_c = 0,29 \sqrt{f_c} b_w d \times \sqrt{1 + \frac{0,29 \times N_u}{A_g}} \text{ (Ecuación 11-7)}$$

Siendo $V_n = V_c$, dado que no requiere refuerzos de cortante.

Es normal y esperado que V_n (Capacidad nominal al cortante) sea significativamente mayor que V_u (Cortante actual), ya que V_n considera la contribución de la carga axial, lo cual aumenta la resistencia al cortante debido al confinamiento generado por la compresión axial.

2.5.2.3.9 Torsión

La norma boliviana del hormigón NB 1225001 en el comentario R10.5.4.1. indica:

La torsión actuante en columnas de edificaciones normalmente es despreciable y rara vez rige el diseño de columnas.

2.5.2.3.10 Armadura mínima y máxima

La verificación de la armadura longitudinal mínima y máxima en columnas no pretensadas es fundamental para garantizar un diseño estructural adecuado y seguro.

La norma boliviana establece un límite para la cantidad de armadura longitudinal (A_s)

Siendo:

$$0,006 A_g \leq A_s \leq 0,08 A_g$$

2.5.3 Estructura complementaria

2.5.3.1 Escalera

El diseño estructural de la escalera en el proyecto considera distintas geometrías y se basa en normativas y software especializado para su verificación. Se ha seleccionado una escalera representativa para su comprobación, desde la planta baja hasta la terraza.

2.5.3.1.1 Geometría y espesor de la losa

Las dimensiones principales de la escalera incluyen la huella, contrahuella, amplitud, descansos y la luz estructural. Para el cálculo del espesor de la losa, se aplican criterios normativos que establecen una relación entre la luz y el espesor mínimo requerido. A partir de este análisis, se adopta un valor adecuado para garantizar resistencia y estabilidad.

Se calcula el espesor equivalente de la losa, considerando la inclinación de la escalera y la distribución de esfuerzos. La expresión utilizada permite determinar un espesor efectivo que asegura el correcto desempeño estructural, tomando en cuenta la inclinación y la sección transversal.

2.5.3.1.2 Cargas consideradas en el diseño

El análisis de cargas es esencial para determinar los esfuerzos que la escalera debe resistir. Se incluyen:

- Peso propio de la losa
- Peso de acabados
- Sobrecarga de uso según normativas

2.5.3.1.3 Diseño a flexión

El diseño estructural verifica la resistencia de la escalera ante los momentos flectores actuantes.

- Cálculo del bloque de compresión

Se determina la profundidad del bloque comprimido en el concreto a partir de la ecuación de equilibrio de esfuerzos internos.

- Cálculo del área de acero necesario

Se obtiene la cantidad mínima de refuerzo requerida para resistir los esfuerzos de tracción. Además, se verifica el cumplimiento de la armadura mínima para flexión, comparándola con los valores normativos.

- Verificación con software

El área de acero obtenida manualmente se contrasta con la calculada por el software CypeCad, asegurando que el refuerzo colocado cumple con los requisitos estructurales.

- Verificación del momento nominal

Se verifica que la capacidad de momento nominal del diseño supere el momento último actuante.

- Verificación de fluencia

Se evalúa la deformación máxima del concreto y del acero para comprobar que la sección trabaja en un estado dúctil, garantizando un comportamiento estructural seguro.

- Diseño a cortante

El diseño a cortante verifica que la escalera pueda resistir los esfuerzos cortantes sin necesidad de refuerzo adicional. Se calcula la resistencia del concreto al cortante y se compara con la demanda estructural, asegurando que la capacidad del material sea suficiente.

2.5.4 Fundaciones

2.5.4.1 Generalidades

Las fundaciones o cimentaciones son elementos estructurales que transmiten las cargas de la edificación al suelo de forma segura y eficiente. Su diseño debe garantizar la estabilidad del conjunto estructural, evitando asentamientos diferenciales y fallas por capacidad portante. La elección del tipo de cimentación depende de factores como las características del suelo, la magnitud de las cargas y las condiciones del entorno.

2.5.4.2 Estudio de suelos

El estudio de suelos es esencial en el diseño de cimentaciones, ya que permite evaluar la capacidad portante del terreno, su comportamiento ante cargas y los asentamientos posibles. Para ello, se realizan investigaciones de campo y laboratorio, obteniendo una caracterización completa del suelo y su interacción con las cargas estructurales.

2.5.4.3 Diseño de fundaciones

2.5.4.3.1 Bases de proyecto

Las cimentaciones deben garantizar la estabilidad y resistencia de la estructura durante su vida útil, evitando hundimientos y asentamientos incompatibles con la edificación. Su diseño debe considerar las características estructurales y las propiedades del suelo, incluyendo su resistencia y deformabilidad. Además, deben ser durables frente a factores como heladas, variaciones del nivel freático y excavaciones cercanas, debido a la complejidad y alto costo de su reparación, es crucial protegerlas contra la agresividad del suelo y otros factores ambientales.

2.5.4.3.2 Clasificación

Las cimentaciones pueden ser superficiales o profundas, dependiendo de la profundidad a la que transmiten las cargas. Las zapatas son las más utilizadas en cimentaciones superficiales cuando el suelo es resistente y homogéneo, mientras que las losas de cimentación se emplean en terrenos menos estables o estructuras pesadas para reducir asentamientos diferenciales.

Los pilotes son necesarios cuando el suelo firme está a más de 5 o 6 metros de profundidad, y los pozos de cimentación se utilizan en profundidades intermedias (3 a 5 metros) para mejorar la capacidad de soporte.

En este proyecto, se optó por emplear cimentaciones superficiales, específicamente zapatas cuadradas y combinadas, ya que el estudio de suelos evidenció una capacidad portante suficiente en estratos superficiales y una distribución de cargas compatible con este tipo de fundación, garantizando así seguridad y eficiencia constructiva.

2.5.4.3.3 Criterios y proceso de diseño

Las zapatas aisladas cimentan soportes individuales y pueden ubicarse en el centro, medianerías o esquinas. En suelos resistentes superficiales se usa hormigón armado, mientras que en estratos profundos puede emplearse hormigón en masa. Cuando los pilares están próximos, se prefieren zapatas combinadas para evitar interferencias. En medianerías y esquinas, se usan vigas centradoras, salvo en estructuras de carga moderada.

El cálculo de dimensiones se basa en los estudios geotécnicos para controlar presiones y asentamientos. Se recomienda un canto mínimo de 30 cm y, en terrenos con discontinuidades, se sugiere usar juntas de asiento. La profundidad mínima de cimentación es 50 cm en suelos estables y 80 cm en cargas elevadas.

En conclusión, el uso de zapatas aisladas o combinadas permite adaptar el diseño de la cimentación a las condiciones específicas del terreno y la estructura, garantizando seguridad, eficiencia estructural y cumplimiento normativo.

2.5.4.3.4 Presión admisible sobre el terreno

La tensión admisible sobre el terreno es el valor máximo de presión que el suelo puede soportar sin sufrir fallas por capacidad portante ni asentamientos excesivos que puedan comprometer la estabilidad de la estructura. Su determinación es fundamental en el diseño de cimentaciones, ya que permite establecer una base segura para la transmisión de cargas de la edificación al suelo. Este parámetro se obtiene a partir de estudios geotécnicos que evalúan las características del suelo mediante ensayos de laboratorio y pruebas in situ.

2.5.4.3.5 Comprobación al vuelco y deslizamiento

La comprobación al vuelco y al deslizamiento es esencial en zapatas expuestas a momentos o cargas horizontales. Para evitar el vuelco, los momentos estabilizadores deben superar a los momentos volcadores, aplicando factores de seguridad adecuados.

$$(N + P) \frac{a}{2} \gamma_{1,f} \geq (M + V \times I_h) \gamma_{1,df} \quad (\text{Jiménez Montoya, 25.2.5})$$

Donde:

N, M, V = Esfuerzo normal, momento flector y esfuerzo cortante en cara superior de cimentación.

P = Peso propio de la zapata.

a = Ancho de la zapata.

I_h = Altura total de la zapata.

$\gamma_{1,f}$ = Coeficiente de seguridad al vuelco para cargas favorables.

$\gamma_{1,df}$ = Coeficiente de seguridad al vuelco para cargas desfavorables.

Seguridad al vuelco y al deslizamiento

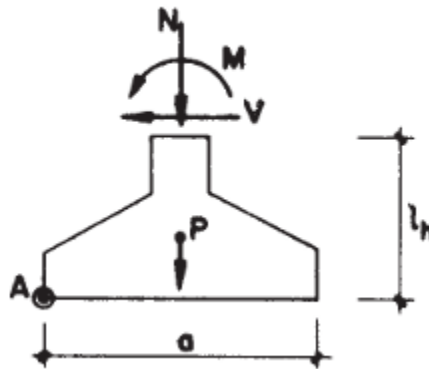


Figura 3

Fuente: J. Montoya

2.5.4.3.6 Diseño de zapata aislada

Cálculo del área requerida.

El área requerida en una zapata se refiere a la superficie mínima necesaria para que la carga transmitida por la estructura se distribuya adecuadamente sobre el terreno sin superar la presión admisible del suelo. Esta área se determina a partir de la carga de servicio y de la capacidad portante del terreno, garantizando que las tensiones generadas sean compatibles con las propiedades geotécnicas del suelo y con los asentamientos permitidos en el diseño estructural.

Se debe cumplir que:

$$A \geq A_{req}$$

$$A_{req} = \frac{P_{serv}}{\sigma_{adm} \left(1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L}\right)}$$

Donde:

Las excentricidades e_x y e_y surgen cuando el centro de carga aplicada no coincide con el centro geométrico de la zapata. Estas excentricidades se calculan como la relación entre los momentos transmitidos y la carga axial total, lo que permite cuantificar el desplazamiento del punto de aplicación de la carga respecto al centro de la base de la zapata. Su presencia genera un aumento de la presión en un extremo de la cimentación y una reducción en el otro, pudiendo incluso producir zonas donde la presión de contacto se anula si la excentricidad es demasiado grande.

$$e_x = \frac{M_x}{P} ; e_y = \frac{M_y}{P}$$

2.5.4.3.7 Flexión en zapata

Para el cálculo del momento debido a la carga del terreno en una zapata centrada se usó la siguiente expresión:

$$M_{ad} = \frac{\sigma_t}{2} b (v_a + 0,15 a_o)^2 \quad (\text{J. Montoya, 25.3.4})$$

Siendo:

σ_t = Tension sobre el terreno con la carga mayorada.

v_a = Representa la distancia efectiva de la distribución de carga, calculada como la diferencia entre la base de la zapata y el dicho efectivo de la zona comprimida, dividida entre dos.

El cálculo del momento debido a la carga del terreno en una zapata centrada es crucial para analizar la distribución de tensiones y asegurar el correcto desempeño de la cimentación bajo la carga aplicada. Este análisis permite estimar los esfuerzos internos generados por la presión del suelo, evitando deformaciones excesivas o fallas estructurales.

La ecuación utilizada, establece que, si las excentricidades son menores a $L/6$ y $B/6$, la carga se mantiene dentro del núcleo central de la zapata, evitando zonas de tracción. El cálculo incorpora la tensión máxima transmitida al suelo, el ancho de la cimentación y la distancia efectiva de distribución de carga para determinar el momento flector inducido.

2.5.4.3.8 Comprobación a cortante

La comprobación a cortante en cimentaciones evita fallas súbitas que comprometan la estabilidad estructural. El cortante máximo ocurre en secciones críticas a una distancia igual al canto útil desde el apoyo, por lo que su verificación asegura la resistencia adecuada de la zapata.

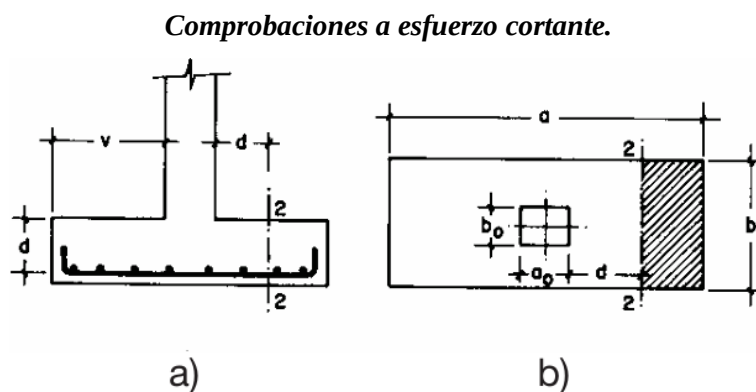


Figura 4

Fuente: J. Montoya

En el análisis presentado, la verificación del esfuerzo cortante se realiza mediante la ecuación:

$$V_d = \sigma_t \times b \times (v - d)$$

Donde:

V_d = Fuerza cortante actuante.

σ_t = Tension del terreno con la carga mayorada descontando el peso propio del cimiento.

$$\sigma_t = \frac{Nu - P}{A}$$

Para el canto útil se utilizó la expresión:

$$d = H - rec - \frac{d_{b1} + d_{b2}}{2}$$

Al final del cálculo se deben de verificar los resultados obtenidos manualmente y los valores generados por el software, si estos muestran una alta concordancia, valida la precisión del modelo de cálculo utilizado. Esto confirma que la cimentación cumple con los requisitos de resistencia al cortante y garantiza un diseño estructural seguro

2.5.4.3.9 Verificación del esfuerzo cortante último

El cortante último se determina mediante:

$$V_{u2} = V_{cu} = f_{cv} \times b \times d$$

Donde el canto útil es:

$$d = h_{prisma} + \frac{h_{piramide}}{2} - rec$$

Se considera el canto útil d en la verificación del esfuerzo cortante último debido a que este representa la altura efectiva en la cual el hormigón y la armadura de la cimentación trabajan para resistir el cortante. En este caso, el canto útil se calcula teniendo en cuenta la altura del prisma y la mitad de la altura de la pirámide de la zapata, restando el recubrimiento de la armadura.

Cálculo del coeficiente ε :

$$\varepsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

Dicho coeficiente es fundamental para determinar la resistencia virtual del hormigón en cortante. Este coeficiente se utiliza para ajustar la resistencia a cortante del hormigón en función de la profundidad de la sección, dado que, a mayor altura efectiva, el material puede disipar mejor los esfuerzos cortantes.

Cálculo de la resistencia virtual en cortante:

$$f_{cv} = 0,05 \times \varepsilon^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

Esta expresión ajusta la resistencia a cortante del material en función del tipo de solicitación y de la profundidad efectiva de la sección.

Donde finalmente se debe comparar el cortante ultimo con el cortante diseño, teniendo que ser este último menor o igual que el cortante ultimo.

$$V_{cu} \geq V_d$$

2.5.4.3.10 Verificación a punzonamiento

La verificación a punzonamiento es un criterio de diseño fundamental en zapatas, ya que garantiza que la cimentación pueda resistir los esfuerzos concentrados transmitidos por la columna sin sufrir fallas por perforación o corte alrededor del soporte. El punzonamiento ocurre cuando la carga aplicada sobre la columna genera tensiones excesivas en la zona de contacto con la zapata, provocando una posible perforación de la cimentación.

Para que la zapata cumpla con la verificación de punzonamiento, se debe verificar que:

$$\tau = \frac{F_{sd}}{u \times d} \leq f_{cv}$$

Donde:

τ = Esfuerzo de corte por punzonamiento.

F_{sd} = Es la fuerza de diseño actuante en la columna.

Para el cálculo de las áreas involucradas en la verificación de punzonamiento, se determinan 2 valores clave:

Área interna de punzonamiento (A_i):

$$A_i = 4 \times \pi \times d^2 + b_o(a_o + 4d) + a_o(b_o + 4d)$$

Donde:

b_o y a_o = Dimensiones de la columna

Esta área representa la zona de influencia inmediata alrededor de la columna, donde se concentran los mayores esfuerzos de corte. Los términos dentro de la ecuación consideran tanto las dimensiones de la columna b_o y a_o , como la distancia $4d$ que define el perímetro crítico de punzonamiento según normativas estructurales.

Cálculo del área externa del perímetro de punzonamiento (A_e):

$$A_e = a^2 - A_i$$

Donde:

a = Es la dimensión de la zapata

Este valor permite determinar la superficie efectiva de trabajo de la zapata para disipar las cargas transmitidas por la columna.

Cálculo del perímetro de punzonamiento:

$$u = 4 \times \pi \times d + 2(a_o + b_o)$$

u = Perímetro crítico de punzonamiento, medido a una distancia “d” alrededor del entorno de la columna.

Este perímetro define la línea a lo largo de la cual se evalúa el esfuerzo de corte para evitar la perforación de la zapata. Un mayor perímetro de punzonamiento reduce la concentración de esfuerzos, distribuyendo mejor la carga aplicada.

Carga de punzonamiento:

$$F_{sd} = \sigma_t \times A_e$$

Este valor representa la carga que debe ser resistida en la región de punzonamiento para evitar fallas en la cimentación. Si la carga de punzonamiento supera la capacidad resistente del hormigón, se deben adoptar soluciones como aumentar el espesor de la zapata, reforzar con armadura transversal o incrementar la superficie de contacto de la cimentación.

2.6 Estrategia para la ejecución del proyecto

2.6.1 Especificaciones técnicas:

Las especificaciones técnicas establecen los requisitos y estándares que deben cumplirse en un proyecto para garantizar su calidad y seguridad. Incluyen los materiales, métodos de construcción y normativas aplicables. En concreto, especifican la resistencia, agregados y aditivos, mientras que en estructuras de acero determinan el tipo de material, soldaduras y protección contra la corrosión. También contemplan el control de calidad, mediante ensayos y pruebas para verificar el cumplimiento de los estándares. Su correcta aplicación asegura una estructura segura y duradera.

2.6.2 Cálculos métricos

Los cálculos métricos cuantifican los materiales y elementos estructurales necesarios para la construcción, como zapatas, columnas, vigas y losas, utilizando unidades como metros cúbicos para concreto y metros lineales para acero.

Esta etapa permite planificar la adquisición y entrega de materiales, evitando desperdicios y retrasos. También ayuda a detectar errores en los planos antes de la construcción, reduciendo sobrecostos. Un cálculo preciso optimiza la eficiencia del proyecto, asegurando que los materiales se dispongan en las cantidades adecuadas.

2.6.3 Precios unitarios

Los precios unitarios representan el costo por unidad de material, mano de obra o equipo en un proyecto de construcción. Son fundamentales para elaborar el presupuesto total y evaluar la viabilidad económica de la obra.

Incluyen costos de materiales, transporte, almacenamiento y mano de obra, y se determinan mediante información de proveedores, contratistas y bases de datos.

2.6.4 Presupuesto

El presupuesto en una obra es el cálculo detallado del costo total de un proyecto de construcción, incluyendo materiales, mano de obra, equipos y otros gastos asociados. Su elaboración permite planificar y controlar los recursos económicos, asegurando que la ejecución se realice dentro de los límites financieros establecidos.

2.6.5 Planeamiento y cronograma

El planeamiento consiste en definir con claridad las tareas, los recursos humanos, materiales y financieros, así como las estrategias de ejecución que se deben seguir para cumplir con el alcance del proyecto. Esta fase implica descomponer el trabajo en actividades específicas, asignar responsables, estimar duraciones, establecer relaciones de precedencia y prever posibles restricciones o interferencias que puedan surgir durante la ejecución.

El cronograma es una herramienta de representación gráfica o tabular que muestra de manera ordenada y secuencial el desarrollo de las actividades en el tiempo, permitiendo visualizar la duración total del proyecto, los tiempos de inicio y finalización de cada actividad, las holguras disponibles y las rutas críticas que determinan el plazo mínimo de ejecución.

INGENIERÍA DEL PROYECTO

3 INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Levantamiento topográfico

En el presente estudio no se consideró necesario realizar un levantamiento topográfico detallado, dado que el terreno del área evaluada presenta características planas y regulares, sin variaciones significativas en su relieve que pudieran afectar el análisis o diseño propuesto. Esta condición permitió trabajar con datos de referencia existentes y observaciones directas en campo, siendo suficiente para los fines técnicos del proyecto.

3.2 Estudio de suelos

3.2.1 Ubicación del punto de estudio

El punto de estudio se encuentra ubicado en la Calle Mario Cossío Cortez, barrio Luis de Fuentes, ciudad de Tarija, municipio de Tarija, Provincia Cercado, Departamento de Tarija.

Ubicación del punto de estudio



Figura 5

Fuente: Google Earth

Tabla 3

Datos geográficos del punto de sondeo

SONDEO	COORDENADAS GEOGRAFICAS		ZONA	COTA m.s.n.m.
	E	S		
P1	319366.91	7617147.68	20K	1913.2

Fuente: Elaboración propia

3.2.2 Verificación del estudio de suelos

El análisis del estudio de suelos se realizó mediante la empresa de Laboratorio de Mecánica de Suelos “INGEOSUD” el cual tuvo el objetivo de determinar las características físicas y mecánicas del suelo a partir de sondeos de campo y ensayos en laboratorio en puntos preestablecidos por el dueño de la obra.

3.2.3 Trabajo de campo

El trabajo de campo consistió en la realización de un sondeo dinámico con recuperación de muestra con el ensayo SPT de penetrómetro automático, en el punto el sondeo se realizó desde la cota -0.00 m hasta -8.00 m, el ensayo SPT se realizó en las cotas: -4.00m, -5.00m, -6.00m, -7.00m y -8.00m, se considera como cota 0.00m nivel de terreno natural.

Tabla 4. Datos del Sondeo

SONDEO	COORDENADAS GEOGRAFICAS		COTA INICIAL m.s.n.m.	PROFUNDIDAD ALCANZADA	NIVEL FREATICO (m)
	E	S			
P1	319366.91	7617147.68	1913.2	8.00 m	No

Fuente: INGEOSUD

Clasificación Unificada de Suelos (SUCS) ASTM D-2487-66

Tabla 5. Resumen de caracterización de las muestras

PUNTO N°	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACIÓN DE SUELOS		PORCENTAJE QUE PASA TAMIZ				CONTENIDO DE HUMEDAD	LÍMITES DE ATTERBERG ASTM D 4318		
			SUCS - ASTM D 2487	AASHTO M-145	N°4	N°10	N°40	N°200	W%	LL	LP	IP
1	P1-01	4,00	CL	A-6 (8)	100,00	100,00	99,64	77,72	17,0	31,18	20,18	11,00
	P1-02	5,00	SM	A-2-4 (0)	100,00	100,00	94,29	16,10	9,5	0,00	0,00	0,00
	P1-03	6,00	SC	A-2-6 (1)	100,00	99,88	83,71	31,93	19,2	33,57	20,42	13,15
	P1-04	7,00	CL	A-6 (9)	100,00	99,94	94,82	80,05	24,8	35,67	23,54	12,14
	P1-05	8,00	CL	A-7-6 (12)	100,00	100,00	98,37	91,48	24,8	42,82	23,35	19,47

Fuente: INGEOSUD

3.2.4 Capacidad portante última y admisible para cargas verticales

Tabla 6. Valores de Qult y Qadm para zapatas cuadradas

Profundidad de Fundacion Df (m)	CLASE DE SUELOS	COMPORTAMIENTO	N Desing	Q ult (kg/cm2)	FS	Qadm (kg/cm2)	Qadm (kg/cm2) ASUMIR
	SUCS - ASTM D 2487						
4,00	CL	NO DRENADO	20,00	7,49	3,00	2,74	2,50
5,00	SM	DRENADO	19,00	7,31		2,63	2,50
6,00	SC	NO DRENADO	16,00	6,39		2,40	2,20
7,00	CL		21,00	8,39		3,10	2,80
8,00	CL		23,00	9,30		3,20	3,10

Fuente: INGEOSUD

La Tabla 6 presenta los valores de capacidad portante última (Qult) y capacidad portante admisible (Qadm) para diferentes profundidades de fundación y tipos de suelo, determinados según la clasificación SUCS y el comportamiento drenado o no drenado del terreno.

En el presente proyecto, la cimentación se ubicó a una profundidad de 3.50 metros, por lo que, se adoptó de forma conservadora el valor de Qadm igual a 2.50 kg/cm², considerando además que el tipo de suelo es una arcilla de baja resistencia (CL) con comportamiento no drenado.

3.2.5 Nivel freático

No se evidenció la presencia del nivel freático en el punto del estudio geotécnico, para el estudio se considera como nivel 0.00 m el nivel de terreno natural.

3.2.6 Conclusión del estudio de suelos

El estudio realizado permitió establecer que el suelo del área de intervención corresponde a una arcilla de baja resistencia (CL), con comportamiento no drenado y sin presencia de nivel freático dentro del rango investigado. En base a los resultados obtenidos se definió una capacidad portante admisible de 2.50 kg/cm² a una profundidad de 3.50 metros, valor que ofrece seguridad estructural adecuada para el diseño de la cimentación propuesta.

3.3 Análisis del diseño arquitectónico

El edificio está compuesto por 9 niveles que cumplen diferentes funciones. El subsuelo se destina principalmente a estacionamientos y áreas de almacenamiento (bauleras). En la planta baja, se ubican áreas comerciales, oficinas, una piscina, un quincho, y un departamento familiar. A partir del primer nivel, y durante los siguientes siete pisos, se encuentran departamentos de 1 y 2 habitaciones. La terraza accesible, ubicada en el último nivel, está dividida en varios usos. Se encuentra un departamento, lavanderías comunitarias, jaulas de secado de ropa, un gimnasio y un quincho.

3.4 Planteamiento estructural

3.4.1 Estructura de cubierta

La cubierta del proyecto ha sido diseñada como una estructura metálica a varias aguas, conformada por cerchas de acero con uniones soldadas, lo cual garantiza un adecuado comportamiento estructural, mayor rigidez y continuidad en la transmisión de esfuerzos. Esta configuración responde tanto a criterios funcionales como estéticos, permitiendo una eficaz evacuación pluvial adaptada a las condiciones climáticas de la zona.

Sobre las cerchas se disponen correas metálicas que sirven de soporte para el material de cubrición, el cual estará compuesto por calamina galvanizada, seleccionada por su bajo peso, resistencia a la corrosión y facilidad de instalación.

Este sistema aporta ventajas como:

- Menor peso por metro cuadrado (5 a 10 kg/m²), reduciendo esfuerzos en cimentaciones.
- Rápida ejecución y montaje en obra.
- Bajo costo de mantenimiento.

3.4.2 Estructura de la edificación

La estructura del edificio está diseñada con un sistema aporticado, compuesto por marcos estructurales de columnas y vigas. Este sistema permite distribuir de manera eficiente las cargas y fuerzas a lo largo de la edificación, garantizando su rigidez y seguridad.

El sistema de losas es del tipo nervado con casetones perdidos. Este tipo de losa es ideal para cubrir grandes luces, ya que su diseño proporciona mayor rigidez con menos peso, lo que permite reducir el uso de apoyos intermedios y maximizar el espacio útil. Las losas están apoyadas sobre ábacos, que ayudan a distribuir las cargas de manera uniforme hacia los elementos de soporte principales.

La cimentación se compone de zapatas cuadradas y zapatas combinadas. Estas bases transmiten las cargas provenientes de las columnas al suelo.

Estructura de la edificación

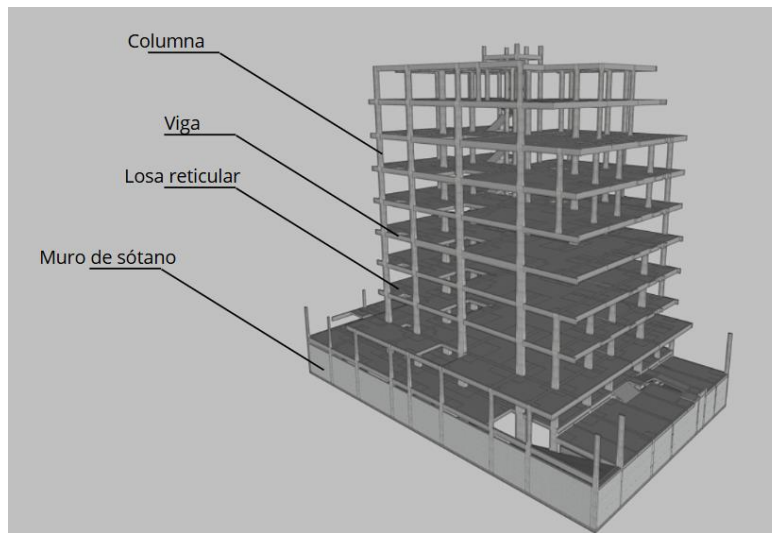


Figura 6

Fuente: Elaboración propia, Software CypeCad v2024

3.4.3 Estructuras complementarias

3.4.3.1 Escalera

El presente apartado describe el planteamiento adoptado para el diseño de las escaleras que cubren el tramo desde la planta baja hasta la terraza, considerando que estas son las más representativas dentro del proyecto.

El diseño estructural de la escalera se ha basado en una configuración de dos tiros rectos con meseta de media vuelta, sin un ancho en el ojo de la escalera, lo que implica una continuidad en la estructura sin necesidad de espacio libre central. Se ha definido un canto de losa de 0.15m, lo cual permite garantizar tanto la resistencia estructural como un adecuado desempeño, frente a cargas de uso y normativas aplicables.

Tipo de escalera utilizada en CypeCad

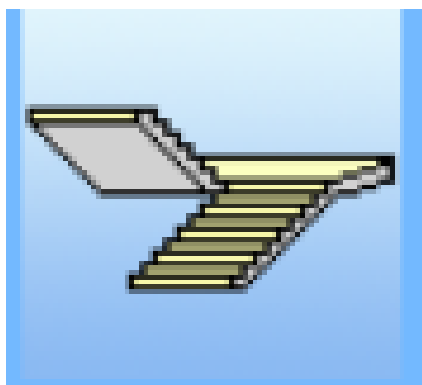


Figura 7

Fuente: Software CypeCad v2024

Modelado de escalera en CypeCad

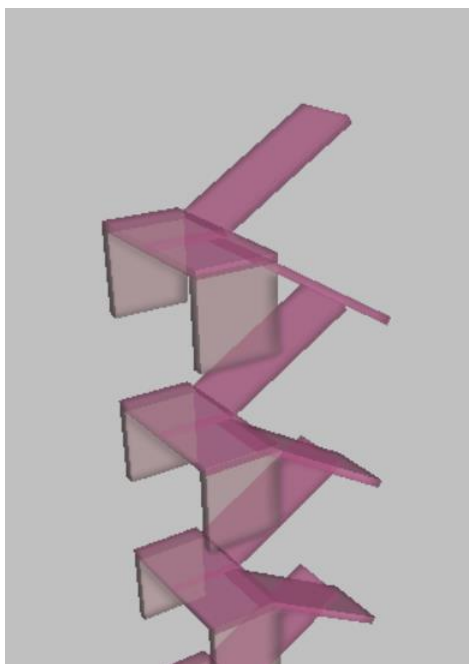


Figura 8

Fuente: Software CypeCad v2024

3.4.4 Fundaciones

En el planteamiento estructural del presente proyecto, las fundaciones fueron diseñadas considerando una capacidad portante admisible de $2,50 \text{ kg/cm}^2$, valor adoptado de manera conservadora con base en los resultados del estudio de suelos descrito en el capítulo correspondiente. Dicho valor se justifica a partir del perfil identificado en el sondeo P1, donde a una profundidad de 4.00 m, el suelo se clasifica como una arcilla de baja plasticidad (CL), pero presenta una resistencia a la penetración estándar ($N = 20$), lo cual corresponde a un suelo de consistencia firme. En función de esta capacidad portante y de las cargas transmitidas por la superestructura, se seleccionaron zapatas cuadradas para columnas aisladas, zapatas combinadas donde fue necesario por razones geométricas o de carga, y zapatas corridas bajo los muros.

Esquema de armado de zapata

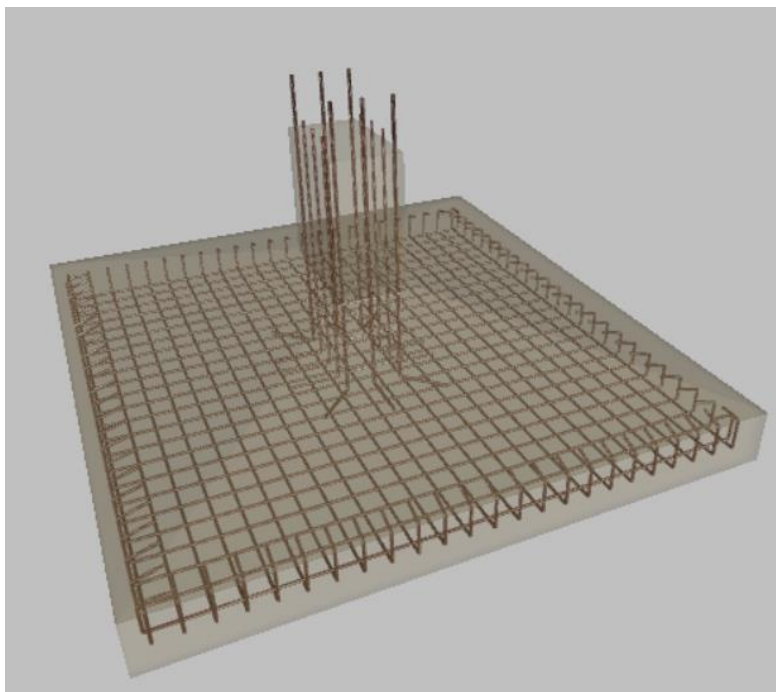


Figura 9

Fuente: Software CypeCad v2024

3.5 Análisis, cálculo y diseño estructural

3.5.1 Estructura de sustentación de cubierta

3.5.1.1 Descripción general de la cubierta

La cubierta del presente proyecto forma parte del diseño arquitectónico original de la edificación, fue concebida como una cubierta metálica a varias aguas, con una pendiente definida del 21 %.

Desde el punto de vista estructural, la cubierta fue diseñada empleando un sistema de cerchas metálicas soldadas, configuradas para adaptarse a los planos inclinados definidos por el arquitecto. Las cerchas se apoyan directamente sobre vigas de la edificación, y se vinculan transversalmente mediante correas metálicas.

3.5.1.2 Cargas consideradas en la cubierta

3.5.1.2.1 Peso propio y cargas muertas

El peso propio y carga muerta de la cubierta comprende la acción gravitatoria permanente ejercida por los elementos que la conforman: el material de cubierta, la estructura metálica de soporte y el cielo falso. Cada uno de estos componentes fue considerado como carga superficial (kg/m^2) y posteriormente convertido en carga lineal (kg/m) en función de la separación entre apoyos estructurales.

PESO DE LA CUBIERTA		
Peso de Cubierta	P=	5.00 Kg/m ²
Peso de estructura metálica	P=	20.00 Kg/m ²
Peso de estructura de cielo falso	E=	20.00 Kg/m ²
Peso superficial Cubierta =		45.00 Kg/m ²
Separación de Apoyos =		2.00 m
Peso Lineal sobre vigas =		90.00 Kg/m

En el cuadro mostrado, se identifican las cargas que componen el peso de la cubierta: se asigna un peso de 5 kg/m^2 al material de cubierta, 20 kg/m^2 a la estructura metálica que la

soporta, y otros 20 kg/m² a la estructura del cielo falso. La suma de estas cargas superficiales da un total de 45 kg/m². Al multiplicar este valor por la separación entre apoyos, que es de 2.00 m, se obtiene una carga lineal de 90 kg/m que actúa sobre cada viga.

3.5.1.2.2 Cargas de uso

De acuerdo con la Tabla 4.1 de la norma boliviana 1225002, se considera una sobrecarga uniforme de 0.50 kN/m² (50 kg/m²) para cubiertas livianas, tales como techos metálicos o plásticos sin acceso permanente. Este valor representa una carga variable atribuida a la acumulación eventual de materiales, tránsito técnico ocasional u otros efectos transitorios no permanentes. La carga fue convertida en carga lineal considerando la geometría estructural y la separación entre elementos portantes.

CARGA DE USO		
Carga de Uso	L=	50.00 Kg/m ²
Separación X	Sx=	60.00 cm
Separación y	Sy=	60.00 cm
Área tributaria	A=	0.36 m ²
Carga lineal	q=	30 kg/m

3.5.1.2.3 Cargas por mantenimiento y granizo

La NB establece 1.50 kN/m² (150 kg/m²) como carga mínima en zonas de cubierta sujetas a mantenimiento (Tabla 4.1).

MANTENIMIENTO		
Sobre carga	CV=	150.00 Kg/m ²
Separación X	Sx=	60.00 cm
Separación y	Sy=	60.00 cm
Peso de uso en cimbra	CM=	90.00 Kg/m

La carga por granizo no está explícitamente normada, pero se consideró una acumulación razonable de 15 cm con densidad de 900 kg/m³ como medida conservadora.

CARGA DE GRANIZO	
Espesor	15 cm
Peso específico	900 kg/m ³
Separación correas	0.6 m
Carga lineal	81 kg/m

3.5.1.2.4 Combinaciones de carga

Para el diseño estructural de la cubierta metálica, se aplicaron las combinaciones de carga establecidas en el artículo 2.3.1 de la norma boliviana 1225002, considerando las acciones permanentes (peso propio), variables (uso y mantenimiento), accidentales (viento) y climáticas excepcionales (granizo). El análisis se realizó bajo el criterio de estado límite último (ELU), utilizando los factores de mayoración normativos. Como resultado, la combinación más crítica correspondió a la interacción de carga muerta, mantenimiento y carga viva, con una solicitación total de 2.13 kN/m, la cual fue utilizada como base para el dimensionamiento de los elementos resistentes principales.

Tabla 7. Combinaciones de carga para la cubierta

N.º	Combinación	Expresión	Resultado (kN/m)
1	Carga muerta + carga viva	$1.2 D + 1.6 L_r$	$1.2 \times 0.90 + 1.6 \times 0.30 = \mathbf{1.56}$
2	Carga muerta + mantenimiento + uso	$1.2 D + 1.0 M + 0.5 L_r$	$1.2 \times 0.90 + 0.90 + 0.5 \times 0.30 = \mathbf{2.13}$
3	Solo carga muerta	$1.4 D$	$1.4 \times 0.90 = \mathbf{1.26}$
4	Carga muerta + viento + uso	$1.2 D + 1.0 W + 0.5 L_r$	$1.2 \times 0.90 + (-0.33) + 0.5 \times 0.30 = \mathbf{0.90}$
5	Carga muerta + granizo	$1.2 D + G$	$1.2 \times 0.90 + 0.81 = \mathbf{1.89}$

Fuente: Elaboración propia

3.5.1.2.5 Modelado tridimensional de la cubierta

El modelado tridimensional de la cubierta se inició en AutoCAD 3D, donde se definieron con precisión la geometría general de la estructura, incluyendo la inclinación, ubicación de cerchas, correas y puntos de apoyo. Esta representación permitió visualizar la disposición espacial de los elementos estructurales según los criterios arquitectónicos definidos. Posteriormente, el modelo fue replicado en CYPE 3D, donde se configuraron las propiedades mecánicas de los perfiles metálicos, las condiciones de vinculación en nudos y apoyos, así como las cargas previamente determinadas. El análisis estructural fue realizado en este entorno.

3.5.2 Estructura de sustentación de la edificación

3.5.2.1 Cargas gravitacionales

- Cargas superficiales

Las cargas superficiales analizadas son las de carpetas de nivelación, pisos, revoques bajo losa, que siendo transmitidas a la estructura se definen por:

Carga muerta superficial		
Espesor de cielo falso	E=	2.00 cm
Espesor de mortero de nivelación	E=	5.00 cm
Espesor de pegamento porcelanato	E=	0.50 cm
Espesor de porcelanato	E=	0.70 cm
Espesor de Aislante	E=	1 cm
P. especif. porcelanato	$\gamma_{lad}=$	2345.00 Kg/m3
P. especif. hormigón	$\gamma_{lad}=$	2200.00 Kg/m3
P. especif. yeso	$\gamma_{rf}=$	1200.00 Kg/m3
P. especif. pegamento	$\gamma_{rg}=$	2200.00 Kg/m3
P. especif. alquitrán	$\gamma_{rf}=$	1730.00 Kg/m3
Peso porcelanato	PL =	16,42 Kg/m2
Peso mortero de niv.	PM =	120.00 Kg/m2
Peso pegamento	Prg=	11.00 Kg/m2
Peso cielo falso	Prf=	24.00 Kg/m2
Peso aislante	Pci=	17.30 Kg/m2
Peso total	PT =	190.20 Kg/m2

- Sobre carga de uso:

Tabla 8
Sobrecargas de servicio L "NB 1225002"

Tipo de servicio	Sobrecargas	
	Uniforme en kPa (kN/m ²)	Concentrada en kN
LUGARES RECREACIONALES Y ASAMBLEAS, TEATROS		
Bowling, Salas de Billar y otras similares	4,0	
Comedores, restaurantes y confiterías	5,0	
Estrados y tribunas	5,0	
Estadios		
- Sin asientos fijos	5,0	
- Con asientos fijos (ajustados al piso)	3,0	
Gimnasios, áreas principales y balcones (2)	5,0	
Pasarelas y plataformas elevadas (que no corresponden a vías de escape)	4,0	
Patios y lugares de paseo	5,0	
Salones de reunión, iglesias, teatros y cines		
- Asientos fijos, sujetos al piso	3,0	
- Sin asientos fijos	5,0	
- Salones	5,0	
- Asientos móviles	5,0	
- Plataformas (reunión)	5,0	
- Cuartos de proyección	3,0	
Salones de baile y fiesta	5,0	4,0
Vestuarios	2,5	
Escaleras privadas	3,0	
Escaleras públicas	5,0	
OFICINAS		
- Uso para oficina	3,0	9,0
Salas de archivo	5,0	
Áreas de cafetería	5,0	
- Corredores y escaleras	4,0	
- Uso para computación	4,0	9,0
TIENDAS		
Comercio (Negocios) Venta al menudeo		
- Planta baja	5,0	4,5
- Pisos superiores	4,0	4,5
Comercio al por mayor, todos los pisos	6,0	4,5
VIVIENDAS		
Habitaciones y todas las áreas excepto balcones (3)	2,0	
Balcones		
- Viviendas en general	3,0	
- Otros casos	Véase 4.11	

Fuente: NB 1225002, Tabla 4.1.

- Cargas lineales

Peso propio de muros

Sobre la estructura se distinguen distintas alturas de muros y distintos espesores, los empleados para las distintas alturas de muro en el cálculo son los siguientes:

PESO MURO		
Espesor de Muro	E=	20.00 cm
Dimensiones de Ladrillo		
Ancho	a =	18.00 cm
Alto	h =	11.00 cm

Largo	$l =$	25.00 cm
Dimensiones de mortero		
Sep. horizontal	$sh =$	2.00 cm
Sep. vertical	$sv =$	1.00 cm
Dimensiones de revoques		
Revoque grueso 2 caras	$erg =$	2.00 cm
Revoque fino 2 caras	$erf =$	0.70 cm
Cantidad de ladrillos por metro cuadrado		
Filas	$f =$	8.333
Columnas	$c =$	3.704
Lad/m ²		30.86
Cantidad de mortero por metro cuadrado		
Área ladrillos	$al =$	0.85 m ²
Área mortero	$am =$	0.15 m ²
Volumen ladrillo	$Vl =$	0.15 m ³
Volumen mortero	$Vm =$	0.03 m ³
Volumen rev. grueso	$Vrg =$	0.02 m ³
Volumen rev. Fino	$Vrf =$	0.01 m ³
Cálculo de pesos		
P. especif. ladrillo	$\gamma_{lad} =$	900.00 Kg/m ³
P. especif. mortero	$\gamma_{lad} =$	2200.00 Kg/m ³
P. especif. rev. grueso	$\gamma_{rg} =$	2200.00 Kg/m ³
P. especif. rev. fino	$\gamma_{rf} =$	1200.00 Kg/m ³
Peso ladrillo	$PL =$	137.50 Kg/m ²
Peso mortero	$PM =$	59.89 Kg/m ²
Peso rev. grueso	$Prg =$	44.00 Kg/m ²
Peso rev. fino	$Prf =$	8.40 Kg/m ²
Peso total	$PT =$	249.79 Kg/m ²
Altura de muro	$H =$	3.30 m
Peso de muro por metro lineal	$P =$	824.30 Kg/m
Altura de muro	$H =$	2.90 m
Peso de muro por metro lineal	$P =$	724.39 Kg/m
Altura de muro	$H =$	1.60 m
Peso de muro por metro lineal	$P =$	399.66 Kg/m
Altura de muro	$H =$	1.00 m
Peso de muro por metro lineal	$P =$	249.79 Kg/m

3.5.2.2 Cargas de viento, según la NB 1225003

Para la determinación de las cargas de viento en el presente proyecto se ha seleccionado el Método 2 “Procedimiento Simplificado”, conforme a lo establecido en el capítulo 6 de la norma NB 1225003-1.

Esta elección se justifica porque el edificio en estudio cumple con todos los requisitos exigidos por dicho procedimiento: se trata de una edificación cerrada, con diafragmas simples

que transmiten las cargas de viento al sistema resistente, altura media de cubierta igual o inferior a 9,0 metros, forma geométrica regular, sin características que lo clasifiquen como estructura flexible, sin juntas de dilatación y no está sujeto a efectos topográficos relevantes.

3.5.2.2.1 Carga de viento de diseño mínima.

De acuerdo con la norma NB 1225003, la carga de viento de diseño, independientemente del procedimiento utilizado para su determinación, no debe ser inferior a un valor mínimo establecido. Para el sistema principal resistente a la fuerza del viento en edificios cerrados o parcialmente cerrados, la carga no debe ser menor a $0,50 \text{ kN/m}^2$ multiplicado por el área proyectada perpendicular a la dirección del viento. Este mismo valor se aplica como mínimo para estructuras abiertas. Asimismo, para componentes y revestimientos, la presión neta de diseño no debe ser menor a $0,50 \text{ kN/m}^2$, actuando en una u otra dirección normal a la superficie del elemento considerado.

3.5.2.2.2 Clasificación de la estructura.

Según lo establecido en el Capítulo 2 de la norma, el edificio, objeto de estudio se clasifica como una estructura cerrada con configuración regular, destinada a uso habitacional multifamiliar, compuesta por elementos verticales y horizontales resistentes que conforman un sistema estructural convencional. El edificio no presenta características especiales, como grandes luces, elementos de gran esbeltez, ni superficies aerodinámicamente inestables, por lo que no se clasifica como estructura flexible ni como estructura especial. En consecuencia, se considera un edificio convencional, sujeto a las acciones del viento, según los procedimientos normativos generales, sin requerimientos adicionales como análisis dinámicos o ensayos en túnel de viento.

Según su forma se clasifica como una construcción prismática de base cuadrangular

Según la ubicación en el espacio se clasifica como una construcción apoyada en el suelo o unidad a un plano de grandes dimensiones de otra en construcción.

3.5.2.2.3 Velocidad básica del viento

De acuerdo con el artículo 5.3 de la norma NB 1225003, la velocidad básica del viento (V) utilizada para la determinación de las cargas de viento se obtiene de la Tabla 5.3,

considerando que el viento puede provenir de cualquier dirección horizontal. Para el presente proyecto, ubicado en la ciudad de Tarija, se adopta el valor correspondiente a la estación El Tejar, que es de 12,20 m/s. Este valor se utilizará como base para el cálculo de la presión dinámica y la determinación de las acciones del viento sobre la estructura.

Tabla 9. Velocidades básicas del viento en ciudades NB 1225003

Nº	ESTACIÓN	DEPARTAMENTO	V (m/seg)
43	Colcha K	Potosí	27,52
44	Collana	La Paz	12,10
45	Colomi	Cochabamba	15,90
46	Colquechaca_Pti	Potosí	23,05
47	Comanche	La Paz	26,71
48	Copacabana	La Paz	24,50
49	Copancara	La Paz	22,00
50	Coripata	La Paz	7,80
51	Cotagaita_MosojLlajta	Potosí	27,03
52	Culpina	Chuquisaca	4,44
53	Curahuara de Carangas	Oruro	31,94
54	El Alto Aeropuerto	La Paz	36,70
55	El quíne	Santa Cruz	10,84
56	El Salvador	Chuquisaca	48,72
57	El Villar	Chuquisaca	7,60
58	El Tejar Tarija	Tarija	12,20
59	Entre Ríos Tarija	Tarija	41,60
60	Guayaramerin Aeropuerto	Beni	15,40
61	Hichucota	La Paz	45,55
62	Huarina Cota Cota	La Paz	30,16

Fuente: NB 1225003 Tabla 5.3

3.5.2.2.4 Factor de importancia I

Conforme a lo establecido en el artículo 5.4 de la norma NB 1225003, se asigna un factor de importancia I al edificio en función de su uso y del riesgo potencial asociado a su falla estructural. En este caso, el edificio de departamentos corresponde a la Categoría II, que abarca todo los edificios y estructuras en general. De acuerdo con la Tabla 5.4-2, se toma el siguiente factor de importancia, valor que se empleará en el cálculo de las acciones del viento.

$$I = 1,00$$

Tabla 10. Categorías de la estructura NB 1225003

Naturaleza de la Ocupación	Categoría
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: ▪ Instalaciones Agrícolas. ▪ Ciertas instalaciones temporarias. ▪ Instalaciones menores para almacenamiento.	I
Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos listados en Categorías I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras que representan un peligro substancial para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: ▪ Edificios y otras estructuras donde se reúnen más de 300 personas en un área. ▪ Edificios y otras estructuras con escuelas primarias, secundarias o instalaciones para guarderías con capacidad mayor que 150 personas. ▪ Edificios y otras estructuras con instalaciones para el cuidado diurno con capacidad mayor que 150 personas. ▪ Edificios y otras estructuras con una capacidad mayor que 500 para universidades o instalaciones para educación de adultos. ▪ Instalaciones para el cuidado de la salud con una capacidad de 50 o más pacientes residentes pero sin instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia. ▪ Instalaciones para cárceles y detenciones. ▪ Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de utilidad pública no incluidas en la Categoría IV. Edificios y otras estructuras que contienen suficientes cantidades de sustancias tóxicas o explosivas como para ser peligrosas al público si se liberan, incluyendo, pero no limitado, a: ▪ Instalaciones petroquímicas. ▪ Instalaciones para almacenamiento de combustibles. ▪ Plantas de fabricación o almacenamiento de productos químicos peligrosos. ▪ Plantas de fabricación o almacenamiento de explosivos.	III

Fuente: NB 1225003 – Tabla 5.4.1

Tabla 11. Factor de importancia I

Categoría	I
I	0,87
II	1,00
III	1,15
IV	1,15

Fuente: NB 1225003 – Tabla 5.4.2

3.5.2.2.5 Categorías de exposición, según NB 1225003

Según lo indicado en el artículo 5.5 de la NB 1225003, la clasificación de la categoría de exposición se determina en función de las características del terreno que rodea al emplazamiento del edificio y su influencia en el flujo del viento. En el presente caso, el edificio se encuentra en una zona con poca densidad urbana, sin edificaciones cercanas de gran altura, y rodeado en su mayoría por obstrucciones dispersas de altura reducida, como viviendas unifamiliares de uno o dos niveles.

Esta condición corresponde a la Categoría de Exposición C, la cual se caracteriza por terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas menores a 10 metros. Esta categoría incluye campos abiertos y terrenos agrícolas, y es aplicable en este proyecto debido a las condiciones del entorno inmediato al edificio.

Categoría: C

3.5.2.2.6 Presiones de diseño

Tabla 12. Presiones de diseño (N/m²) NB 1225003

Ubicación	Clasificación del edificio	Velocidad básica del viento (m/seg)							
		38	40	45	49	54	58	63	67
Cubierta	Cerrado	-670	-766	-958	-1.150	-1.389	-1.580	-1.868	-2.155
	Parcialmente cerrado	-910	-1.006	-1.245	-1.485	-1.772	-2.107	-2.443	-2.778
Paredes	Cerrado total o parcialmente	575	671	814	958	1.150	1.389	1.580	1.820

Fuente: NB 1225003 – Tabla 6.3.1

Dado que la velocidad básica del viento en el sitio del proyecto es de 12,20 m/s, valor inferior al mínimo considerado en la tabla 6.3-1 del procedimiento simplificado, se adopta la carga mínima de diseño establecida en la sección 1.4 de la NB 1225003. Esta carga mínima se aplica tanto al sistema principal resistente como a los componentes y revestimientos. En el caso de las paredes, se considera una presión uniforme de diseño de 0,50 kN/m², actuando en dirección perpendicular hacia el plano del muro (presión positiva). Para la cubierta, considerando la acción típica del viento que tiende a generar succión, se aplica una presión de -0,50 kN/m², actuando en dirección normal hacia afuera de la superficie. Esta

consideración asegura una evaluación conservadora de las acciones del viento, conforme a los criterios establecidos por la normativa vigente.

Paredes: + 0,50 kN/m²

Cubiertas: - 0,50 kN/m²

La norma indica que los valores deben multiplicarse por el factor 1.4, correspondiente a su exposición, y para las cubiertas se deben corregir multiplicando por su factor de importancia previamente obtenido, $I = 1,00$. Por lo tanto:

Paredes: + 700 N/m²

Cubiertas: - 700 N/m²

3.5.2.2.7 Análisis de resultados del software CypeCad

Tabla 13. Cargas de viento del programa

Cargas de viento (t)				
Planta	Viento +X	Viento -X	Viento +Y	Viento -Y
Pl. BORDE C=+32.10m	0.102	-0.102	0.153	-0.153
Pl. ELEVADOR C=+31.10m	0.224	-0.224	0.336	-0.336
Pl. ENCADENADO C=+29.90m	0.815	-0.815	1.386	-1.386
Pl. PARAPETO C=+27.90m	1.549	-1.549	2.202	-2.202
Pl. TERRAZA C=+26.70m	2.203	-2.203	3.131	-3.131
Pl. 7mo PISO C=+20.50m	3.244	-3.244	4.610	-4.610
Pl. 6to PISO C=+20.30m	3.244	-3.244	4.610	-4.610
Pl. 5to PISO C=+17.10m	3.244	-3.244	4.610	-4.610
Pl. 4to PISO C=+13.90m	3.244	-3.244	4.610	-4.610
Pl. 3er PISO C=+10.70m	3.244	-3.244	4.610	-4.610
Pl. 2do PISO C=+7.50m	3.244	-3.244	4.610	-4.610
Pl. 1er PISO C=+4.30m	2.712	-2.712	3.853	-3.853
Pl. PATIO ELEVADO C=+2.20m	2.325	-2.325	3.721	-3.721
Pl. BAJA C=+0.80m	1.402	-1.402	2.243	-2.243
Pl. ACERA C=+0.00m	0.000	0.000	0.000	0.000
Pl. RAMPA VEHICULAR C=-1.25m	0.000	0.000	0.000	0.000
Pl. SUBSUELO C=-2.50m	0.000	0.000	0.000	0.000

Fuente: Software CypeCad v2024

La acción del viento sobre una edificación, conforme a la norma NB 1225003, debe considerarse actuando desde cualquier dirección horizontal y aplicarse como presiones

distribuidas sobre las superficies expuestas de la estructura. Para edificios cerrados con geometría regular, la presión mínima de diseño para paredes se establece en 0,50 kN/m². En este proyecto, se adoptó el valor de 700 N/m², considerando el factor de exposición C (1,40), tal como lo permite la sección 1.4 de la NB 1225003.

Donde la fuerza total del viento se calcula como:

$$F = q \times A$$

Donde:

F = Fuerza del viento.

q = Presión de diseño del viento. (Obtenido manualmente, q=700 N/m²)

A = Área expuesta perpendicular al viento.

Comprobación para el 5to piso, con altura de planta h = 3.35 m y anchos de banda:

Dirección X:	Dirección Y:
$A_X = 3.35 \, m \times 27.00 \, m = 90.45 \, m^2$	$A_Y = 3.35 \, m \times 19.00 \, m = 63.65 \, m^2$
$F_X = 700 \times 90.45 \, m = 63.315 \, N$	$F_Y = 700 \times 63.65 \, m = 44.555 \, N$
$F_X = \frac{63.315}{9.81 \times 1000} = 6.45 \, t$	$F_Y = \frac{44.555}{9.81 \times 1000} = 4.54 \, t$

Comparación con el software:

- Viento +X = 3.244 t
- Viento +Y = 4.610 t

La carga de viento en la dirección Y prácticamente coincide con el cálculo manual, lo que confirma su validez.

En dirección X, la carga es aproximadamente la mitad, lo cual es coherente por que el software distribuye la carga total del viento lateral entre las dos fachadas opuestas de la planta.

Por lo tanto, se concluye que la determinación y aplicación de las cargas de viento en el modelo estructural concuerda plenamente con los lineamientos establecidos en la norma NB 1225003. Las presiones utilizadas fueron calculadas en base a la velocidad básica del viento correspondiente a la estación El Tejar (Tarija), ajustadas por la categoría de exposición C y el factor de importancia de la estructura.

Asimismo, los resultados obtenidos mediante verificación manual confirman la validez de los valores generados automáticamente por el programa, demostrando la consistencia normativa y técnica del procedimiento aplicado.

3.5.2.3 Losa Reticular

3.5.2.3.1 Análisis y comparación de esfuerzos mediante el método del pórtico equivalente.

Este capítulo tiene como objetivo analizar y comparar los esfuerzos obtenidos por el software CYPECAD con los obtenidos mediante el método manual del pórtico equivalente y el método de Cross, siguiendo las recomendaciones y procedimientos establecidos en la norma boliviana NB 1225001.

- Definición de la franja de análisis

Para aplicar el método del pórtico equivalente, se define una franja de losa que representa una porción entre ejes de columnas consecutivas, con un ancho tributario determinado (Art. 13.7.1). Este ancho corresponde a la mitad de la distancia a cada lado del eje de columna perpendicular al pórtico analizado.

En este caso, se adoptó un ancho de franja de 4.32 m.

Franja del pórtico equivalente

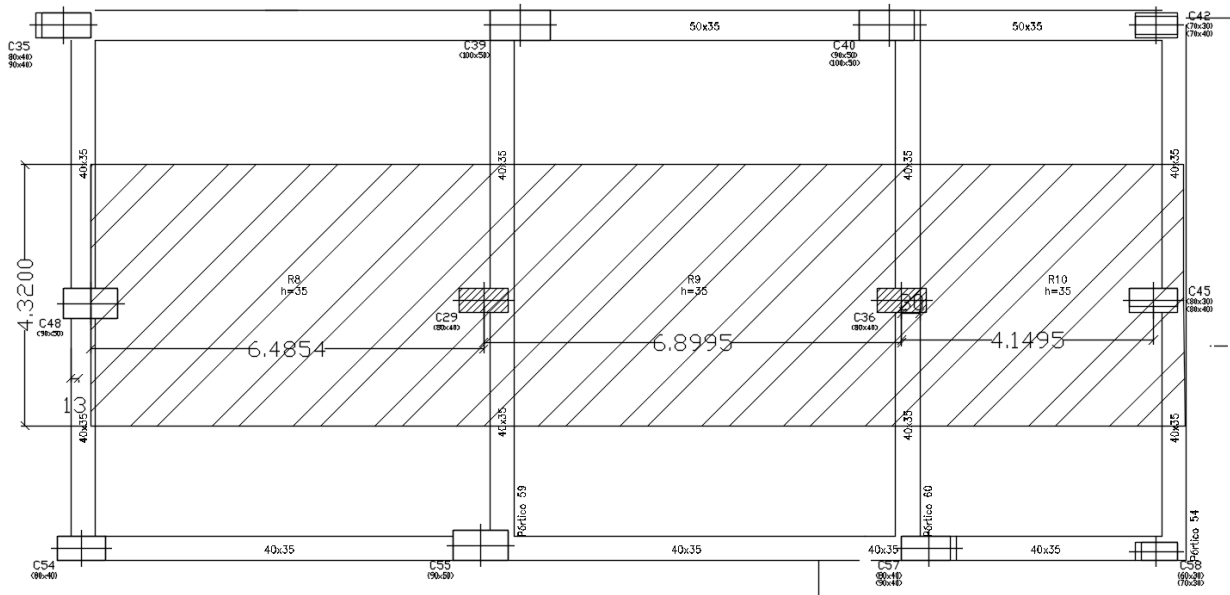


Figura 10

Fuente: Elaboración propia

- Geometría del pórtico

Se seleccionó una franja compuesta por 4 columnas; C48, C29, C36 y C45, resultando en 3 vanos. Se tiene como datos los siguientes:

- Longitudes de vanos

Longitud de C48-C29: 6.48m

Longitud de C29-C36: 6.89m

Longitud de C36-C45: 4.14m

- Secciones de columnas

C48= 90x50

C29= 80x40

C36= 80x40

C45= 80x40

- Espesor de losa

H = 35 cm

Cada columna consta de una viga transversal de 40x35.

- Cálculo de rigideces

Rigidez de columnas:

La rigidez de columna se calcula con:

$$K = \frac{E I}{L}$$

Donde L es la altura libre (NB 1225001, Art. 13.6)

Tabla 14. Inercias y rigideces de las columnas

	C48	C29	C36	C45
Inercia (m4)	0.03037	0.01706	0.01706	0.01706
Rigidez (Kn m)	195.08	109.58	109.58	109.58

Fuente: Elaboración propia

Rigidez de la losa-viga:

Se calcula para cada tramo tomando en cuenta la longitud del vano, si la columna tiene un ábaco o viga transversal se corrige la inercia mediante la fórmula (NB 1225001, Art 13.7.3.3):

$$I_{mod} = \frac{I}{\left(1 - \frac{c_2}{L}\right)^2}$$

Donde:

$$h = 0.35 \text{ m}$$

$$b = 4.32 \text{ m}$$

$$c_2 = b_w + 2 h_b = 1.10 \text{ m}$$

Inercia de la viga placa:

$$I = 0.015435 \text{ m}^4$$

Inercias corregidas:

Tabla 15. Inercias corregidas

	Inercia corregida (m4)
C48-C29	0.02238
C29-C48	0.02238
C29-C36	0.021846
C36-C29	0.021846
C36-C45	0.028251
C45-C36	0.028251

Fuente: Elaboración propia

Rigideces con las inercias corregidas:

Tabla 16. Rigideces con inercia corregida

	Rigideces (Kn m)
C48-C29	74.26
C29-C48	74.26
C29-C36	68.14
C36-C29	68.14
C36-C45	148.23
C45-C36	148.23

Fuente: Elaboración propia

- Rigidez torsional

La rigidez torsional de un nudo en un pórtico representa la resistencia que ofrece una sección transversal al giro cuando recibe un momento aplicado.

En el contexto del método del pórtico equivalente, esta rigidez aparece en nudos donde hay elementos transversales fundidos monolíticamente, como las vigas en el presente caso, las cuales aumenta la rigidez al giro del nudo. (NB 1225001 13.7.3.2)

$$K_t = \frac{3 E C}{2 (1 + \nu)}$$

Donde:

E: Modulo de elasticidad del hormigón

ν : Coeficiente de Poisson (Típicamente 0.20)

$$K_t = 43.42 \text{ kN m}$$

- Rigidez equivalente

La rigidez equivalente representa la resistencia total del nudo a la rotación, considerando dos contribuciones combinadas:

La rigidez vertical de la columna y la rigidez torsional del nudo generado por ábacos o vigas transversales. (NB 1225001, Art 13.7.3.2)

$$K_{eq} = \frac{K_c K_t}{K_c + K_t}$$

Tabla 17. Rigideces equivalentes

	Rigidez equivalente (kN m)
C48	35.51
C29	31.09
C36	31.09
C45	31.09

Fuente: Elaboración propia

- Factor de distribución

Nodo C29:

$$FD_{izq} = 0.428$$

$$FD_{der} = 0.3927$$

$$FD_{col} = 0.179$$

Nodo C36:

$$FD_{izq} = 0.275$$

$$FD_{der} = 0.599$$

$$FD_{col} = 0.1256$$

Momentos negativos en el pórtico

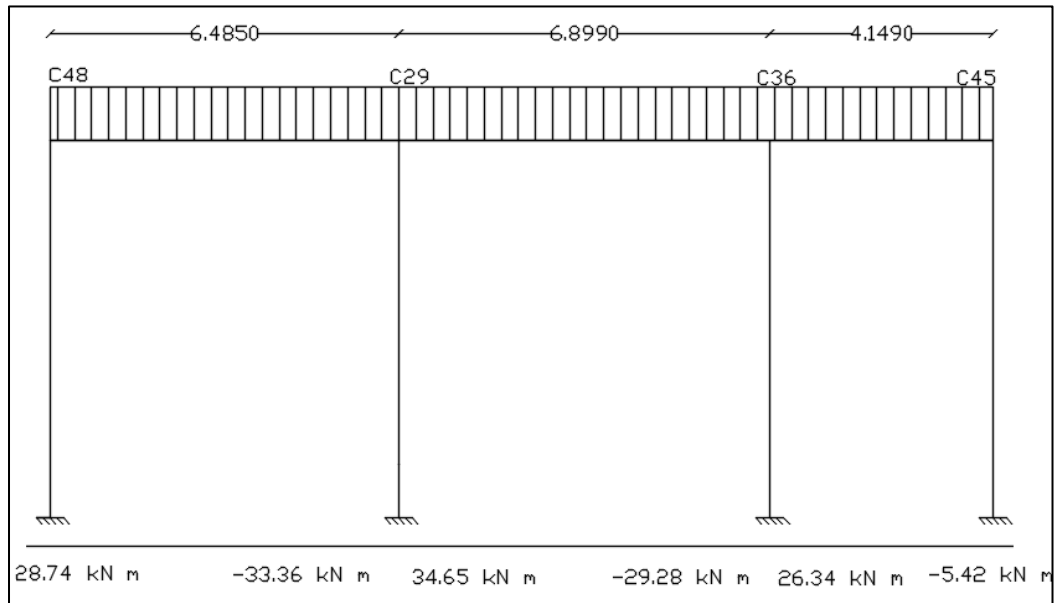


Figura 11

Fuente: Elaboración propia.

- Verificación de momentos con CypeCad

Momentos en CypeCad por metro lineal

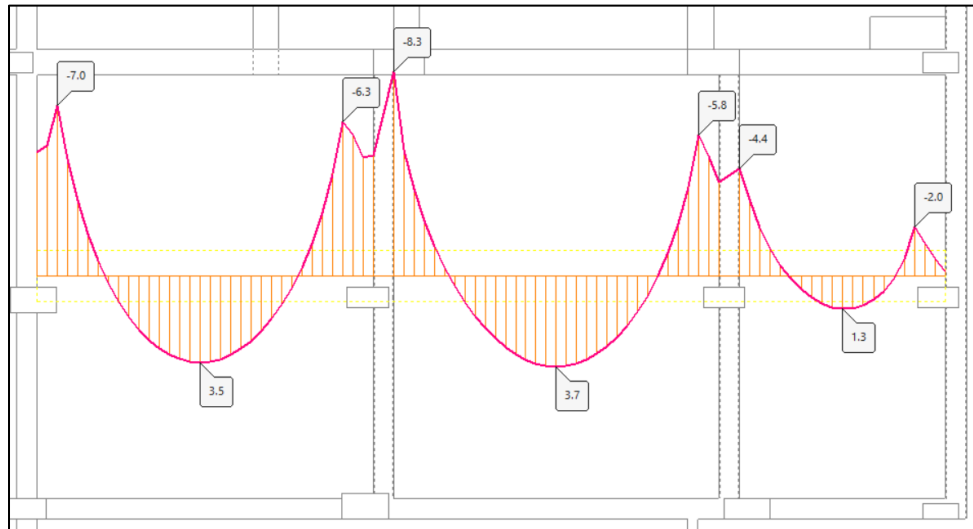


Figura 12

Fuente: Elaboración propia

A estos momentos se debe multiplicar por el ancho de banda (4.32 m), dando como resultado lo siguiente:

	Pórtico equivalente (kN m)	CypeCad (kN m)
C48	-28.74	-30.24
C29	-34.05	-35.86
C36	-27.81	-25.06
C45	-5.42	-8.64

Al comparar los momentos negativos obtenidos mediante el método del pórtico equivalente con los calculados en el software CYPECAD, se observa una buena aproximación general, con diferencias que oscilan entre los 1 y 3 kN·m en la mayoría de los nudos. Esta diferencia es completamente aceptable, considerando que el pórtico equivalente es un modelo simplificado unidimensional, mientras que CYPECAD realiza un análisis tridimensional completo.

3.5.2.3.2 Diseño de losa reticular

Para el diseño y cálculo de la losa reticular primeramente se procede a hacer un predimensionamiento geométrico, tomando en cuenta las dimensiones mínimas como indica la NB 1225001.

3.5.2.3.3 Verificación del forjado reticular

Datos:

$$f_c = 21 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 500 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_{HA} = 24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Dimensión del casetón perdido} = 0,5 * 0,5 * 0,3$$

Los esfuerzos más críticos de momento, cortante y punzonamiento de la losa se dan en la siguiente combinación de cargas.

$$U = 1,2 D_A + 1.6 L_A$$

Dimensión del paño:

Dimensión geométrica transversal de la losa reticular

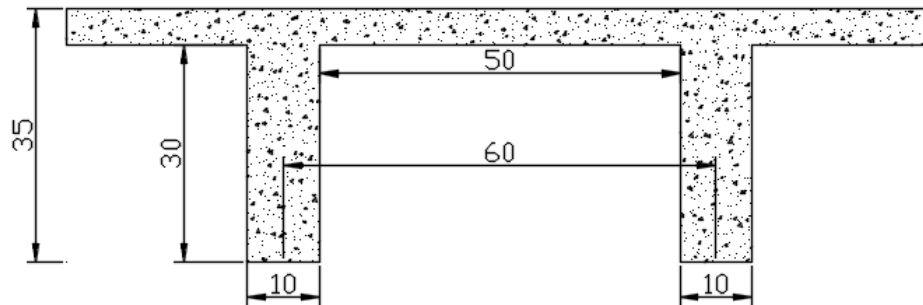


Figura 13

Fuente: Elaboración propia

Verificación de espesor mínimo de losa nervada

Según Florentino Regalado Tesoro:

Florentino Regalado Tesoro, expone en su libro que el espesor de la losa puede estimarse mediante:

$$\frac{L}{20} \geq H \geq \frac{L}{24}$$

Para una longitud de 8,11m se tiene:

$$0,41m \geq H \geq 0,33m$$

Por recomendaciones constructivas es importante redondear a múltiplos de 5 para mejor trabajabilidad. Además, Florentino Regalado Tesoro en su libro nos brinda otra recomendación, que nos indica que para evitar deformaciones excesivas resulta más óptimo y económico aumentar la altura de los nervios que aumentar la base de los mismos.

Por lo tanto, se escoge:

$$H = 0,35m$$

3.5.2.3.4 Espesor mínimo según la NB 1225001 Para losas con vigas interiores

Tabla 18. Espesores mínimos para losas en 2 direcciones

f_y , MPa [2]	Sin ábacos [3]			Con ábacos [3]		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde [4]		Sin vigas de borde	Con vigas de borde [4]	
250	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/48$	$\ell_n/48$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
520	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$

Fuente: Norma boliviana del hormigón NB 1225001, Tabla 9.5.3.2

Interpolando como indica la norma, para un $f_y = 500$ Mpa

Para paneles interiores y paneles exteriores con vigas de borde:

$$\frac{\ell_n}{34,38}$$

$$h_{min} = \frac{8,11}{34,38}$$

$$h_{min} = 0,24 \text{ m}$$

El espesor adoptado $0,35 \text{ m} \geq h_{min}$ **CUMPLE!**

Dimensiones geométricas:

Dimensiones geométricas de la losa

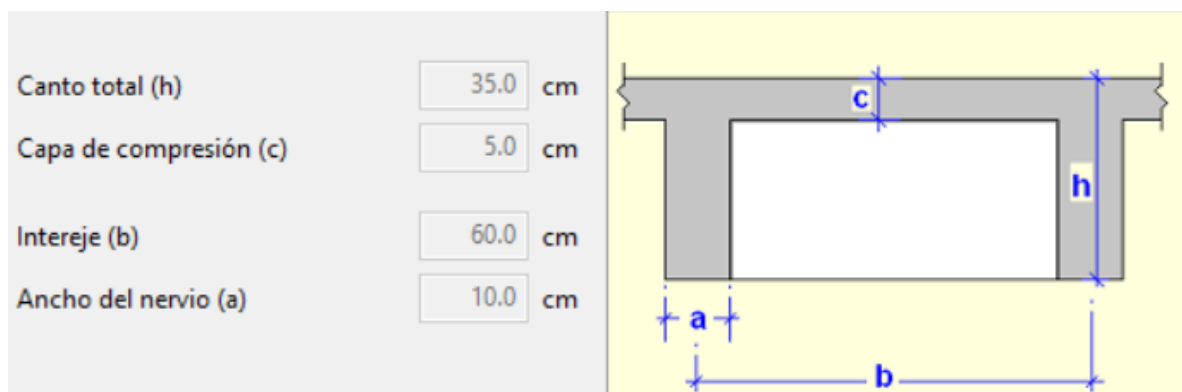


Figura 14

Fuente: CypeCad v2024f

Espesor de la base de la nervadura:

Adoptamos $b = 100 \text{ mm}$

Espaciamiento libre entre nervaduras:

Adoptamos $s = 500 \text{ mm}$

Espesor de la capa de compresiones:

Para encofrados removibles o aligeramientos distintos a arcillas o concreto se elige el mayor según la NB 1225001:

$$h_f \geq \left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ mm} \\ \frac{1}{10} * s \end{array} \right.$$

Adoptamos $h_f = 50 \text{ mm}$

Altura de las nervaduras:

Normas de diseño, como la ACI 318 (American Concrete Institute) y otras guías internacionales, han recomendado esta proporción para garantizar la estabilidad y resistencia adecuadas en secciones de concreto reforzado. Recomendando que:

$$h_{nervio} \leq 3,5 * b$$

$$h_{nervio} \leq 350 \text{ mm}$$

$$\text{Adoptamos } h_{nervio} = 300 \text{ mm}$$

Cálculo de las armaduras de la losa nervada

Dimensión del ancho efectivo de la losa

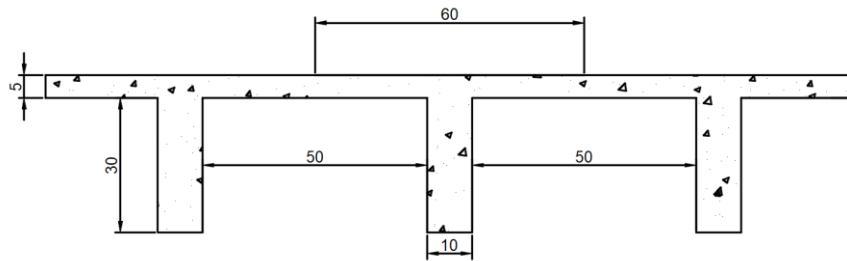


Figura 15

Fuente: Elaboración Propia

Determinamos el ancho de estudio, que será el menor de los valores entre:

$$8h_f = 8 * 0,05 = 0,40 \text{ m}$$

$$0,5s = 0,5 * 0,5 = 0,25 \text{ m}$$

Entonces, el ancho efectivo será:

$$b_e = 0,25 \text{ m} + 0,25 \text{ m} + 0,10 \text{ m}$$

$$b_e = 0,60 \text{ m}$$

3.5.2.3.5 Diseño a Flexión

Datos:

Momentos para 1 metro de ancho:

$$M_{ux} (+) = 2,57 \text{ tn m}$$

$$M_{ux} (-) = 3,37 \text{ tn m}$$

$$M_{ux} (+) = 25,20 \text{ kN m}$$

$$M_{ux} (-) = 33,05 \text{ kN m}$$

$$M_{uy} (+) = 4,74 \text{ tn m}$$

$$M_{uy} (-) = 5,51 \text{ tn m}$$

$$M_{uy} (+) = 46,48 \text{ kN m}$$

$$M_{uy} (-) = 54,03 \text{ kN m}$$

Fuente: CypeCad v2024

Fuente: CypeCad v2024

73

Para obtener el momento total de diseño en una sección de la viga en T, es necesario integrar el momento en el ancho efectivo total b_e , que es el área efectiva que participa en la resistencia a flexión de la viga en T.

$$M_{ux}(+) = 25,20 \text{ kN m} * 0,6 = 15,12 \text{ kN m}$$

$$M_{ux}(-) = 33,05 \text{ kN m} * 0,6 = 19,83 \text{ kN m}$$

$$M_{uy}(+) = 46,48 \text{ kN m} * 0,6 = 27,88 \text{ kN m}$$

$$M_{uy}(-) = 54,03 \text{ kN m} * 0,6 = 32,42 \text{ kN m}$$

Diagramas de cuantías longitudinales en losas

Cuantía inferior y superior en dirección "X"

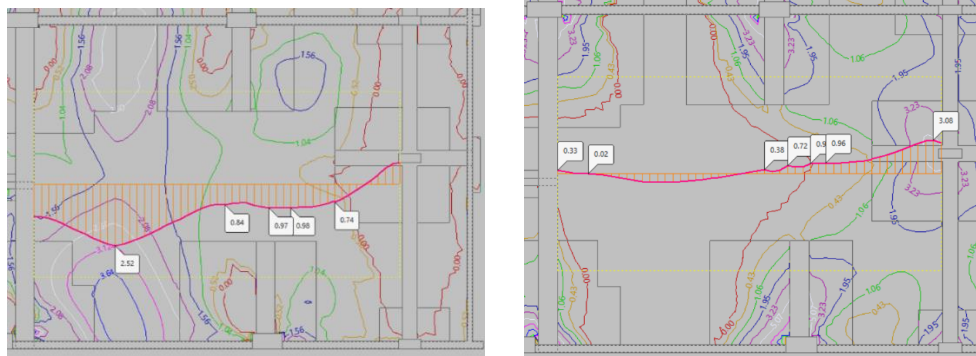


Figura 18

Fuente: CypeCad v2024

Cuantía inferior y superior "Y"



Fuente: CypeCad v2024

Cuantías para 0,6 m de ancho:

$$A_{ix} = 2,52 \text{ cm}^2 * 0,6 = 151,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx} = 3,08 \text{ cm}^2 * 0,6 = 184,8 \text{ mm}^2$$

$$A_{iy} = 4,46 \text{ cm}^2 * 0,6 = 267,6 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy} = 5,74 \text{ cm}^2 * 0,6 = 344,4 \text{ mm}^2$$

3.5.2.3.5.1 Cálculo de la armadura positiva de la losa

Datos:

$$f'_c = 21 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 500 \text{ Mpa}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$r_{mec} = 1,5 \text{ cm}$$

$$d = 33,5 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 0,9 \text{ (Flexión) Según la NB 1225001}$$

Momentos últimos de diseño:

$$M_{ux} (+) = 25,20 \text{ kN m} * 0,6 = 15,12 \text{ kN m}$$

$$M_{uy} (+) = 46,48 \text{ kN m} * 0,6 = 27,89 \text{ kN m}$$

Cuantías resultantes de los momentos últimos:

$$A_{ix} = 2,52 \text{ cm}^2 * 0,6 = 151,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{iy} = 4,46 \text{ cm}^2 * 0,6 = 267,6 \text{ mm}^2$$

Para momento positivo X

Cálculo del área de acero necesaria:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * d}$$

$$A_s = \frac{15,12 \frac{KN}{m} * 1000 * 1000}{0,9 * 500 \frac{N}{mm^2} * 335 mm}$$

$$A_{s_{cal}} = 100,30 mm^2$$

Para momento positivo Y

Cálculo del área de acero necesaria:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * d}$$

$$A_s = \frac{27,89 \frac{KN}{m} * 1000 * 1000}{0,9 * 500 \frac{N}{mm^2} * 335 mm}$$

$$A_{s_{cal}} = 185,00 mm^2$$

Cálculo armadura mínima a flexión según la NB 1225001:

Donde el área geométrica de la losa es:

$$A_g = 83500 mm^2$$

$$F_y = 500 \text{ Mpa}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,0018 * 420}{f_y} A_g \geq 0,0014 A_g$$

$$A_{s_{min}} = 126,25 mm^2 \geq 116,90 mm^2$$

Tabla 19. Resumen de comparación de armadura longitudinal positiva en la losa

Momentos	As cal cm²	As mín cm²	As adop cm²	Cumplimiento
Mx (+)	1,003	1,26	1,57	Cumple
My (+)	1,85	1,26	2,26	Cumple

Fuente: Elaboración propia

3.5.2.3.5.2 Cálculo de la armadura negativa de la losa

$$f'_c = 21 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 500 \text{ Mpa}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$r_{mec} = 1,5 \text{ cm}$$

$$d = 33,5 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 0,9 \text{ (Flexión) Según la NB 1225001}$$

Momentos últimos de diseño máximos:

$$M_{ux} (-) = 33,05 \text{ kN m} * 0,6 = 19,83 \text{ kN m}$$

$$M_{uy} (-) = 54,03 \text{ kN m} * 0,6 = 32,42 \text{ kN m}$$

Cuantías resultantes de los momentos últimos:

$$A_{ix} = 3,08 \text{ cm}^2 * 0,6 = 184,6 \text{ mm}^2$$

$$A_{iy} = 5,74 \text{ cm}^2 * 0,6 = 344,4 \text{ mm}^2$$

Para momento negativo en el eje X

Cálculo del área de acero necesaria

$$A_s = \frac{M_u}{\emptyset * f_y * d}$$

$$A_s = \frac{19,83 \frac{KN}{m} * 1000 * 1000}{0,9 * 500 \frac{N}{mm^2} * 335 \text{ mm}}$$

$$A_{s_{cal}} = 131,54 \text{ mm}^2$$

Para el momento negativo eje Y

Cálculo del área de acero necesaria:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * d}$$

$$A_s = \frac{32,42 \frac{KN}{m} * 1000 * 1000}{0,9 * 500 \frac{N}{mm^2} * 335 mm}$$

$$A_{s_{cal}} = 215,06 mm^2$$

Cálculo de la armadura mínima a flexión según la NB 1225001:

Donde el área geométrica de la losa es:

$$A_g = 83500 mm^2$$

$$f_y = 500 \text{ Mpa}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,0018 * 420}{f_y} A_g \geq 0,0014 A_g$$

$$A_{s_{min}} = 126,25 mm^2 \geq 116,90 mm^2$$

Tabla 20. Resumen de comparación de la armadura longitudinal negativa de la losa

Momentos	As nec cm ²	As mín cm ²	As adop cm ²	Cumplimiento
Mx (-)	1,32	1,26	1,57	Cumple
My (-)	2,15	1,26	2,70	Cumple

Fuente: Elaboración propia

3.5.2.3.6 Diseño a cortante

Datos:

$$\phi = 0,75 \text{ (Cortante) Según la NB 1225001}$$

Cortantes más desfavorables cerca del pilar a lo que está sometida la losa para 1 metro de ancho.

Diagrama de cortante en la losa en el eje "X"

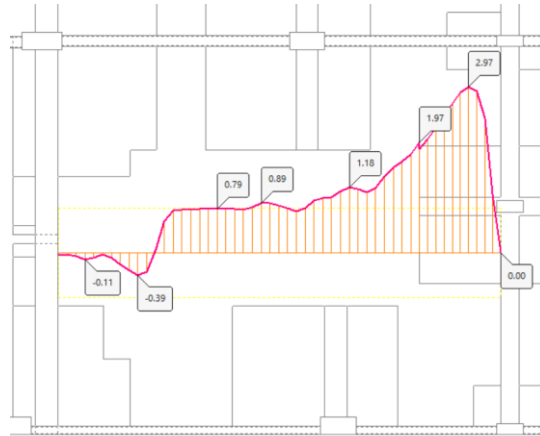


Figura 19

Fuente: CypeCad v2024

Diagrama de cortante en la losa en el eje "Y"

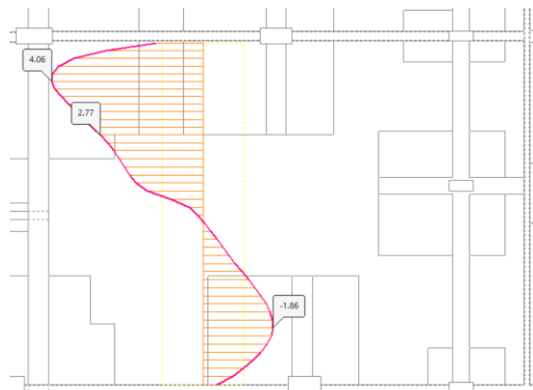


Figura 20

Fuente: CypeCad v2024

Cortante ultima máxima para 0,6 m de ancho:

$$V_{ux} = 2,97 \text{ Tn.m} = 29,13 \text{ KN} * 0,6 \text{ M} = 17,48 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = 4,06 \text{ Tn.m} = 39,82 \text{ KN} * 0,6 \text{ m} = 23,89 \text{ KN}$$

Cortante a una distancia d cuando varia linealmente, como no es el caso, adoptamos:

$$V_{u_{\max}} = 23,89 \text{ KN}$$

Cálculo del cortante resistido por el hormigón según la NB 1225001 para losas en 2 direcciones:

$$V_c \leq \lambda \frac{\sqrt{f_{c'}}}{12} * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_0} \right) * b_w * d$$

Donde b_0 es el cortante crítico y se calcula mediante:

$$b_0 = 2 * (L + B) + 4 * \frac{d}{2}$$

$$b_0 = 2 * (80 + 40) + 4 * \frac{33,5}{2}$$

$$b_0 = 307 \text{ cm}$$

Entonces:

$$V_c \leq \lambda \frac{\sqrt{21}}{12} * \left(2 + \frac{40 * 335}{3070} \right) * 100 * 335$$

$$V_c = 81,42 \text{ KN}$$

$$\emptyset V_c > V_u$$

$$61,07 \text{ KN} > 23,89 \text{ KN} ; (\text{No es necesario el uso de estribos en la losa})$$

3.5.2.3.7 Abacos

Momentos más desfavorables a lo que está sometida la losa cerca del pilar para 1 metro de ancho:

Diagramas de momentos cerca de la esquina de la losa

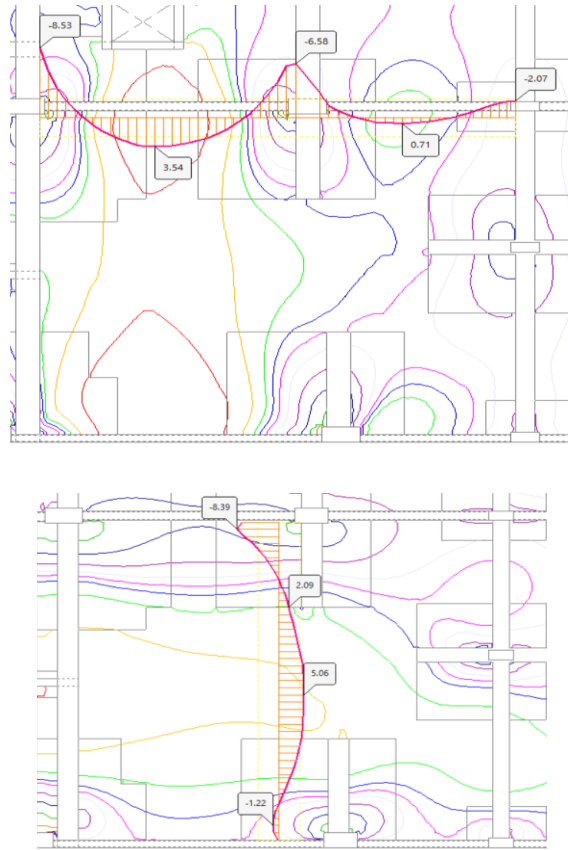


Figura 21

Fuente: CypeCad v2024

Momentos para el ancho de estudio de 0,6 m:

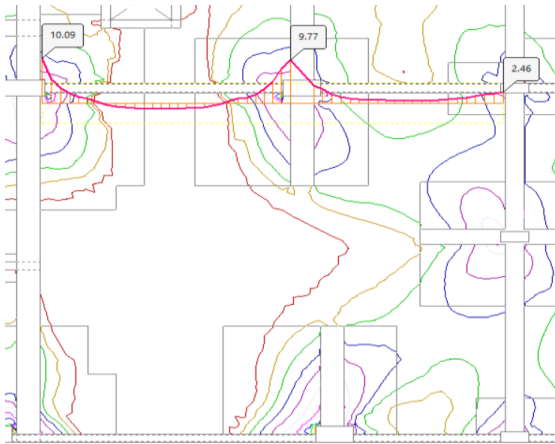
$$M_x (+) = 3,54 \text{ Tn m} = 34,72 \text{ KN} * 0,6 = 20,83 \text{ KN m}$$

$$M_x (-) = 8,53 \text{ Tn m} = 83,65 \text{ KN} * 0,6 = 50,19 \text{ KN m}$$

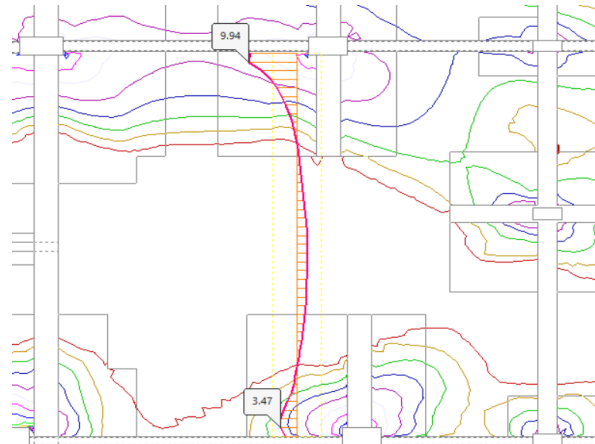
$$M_y (+) = 5,06 \text{ Tn m} = 49,62 \text{ KN} * 0,6 = 29,77 \text{ KN m}$$

$$M_y (-) = 8,39 \text{ Tn m} = 82,28 \text{ KN} * 0,6 = 49,37 \text{ KN m}$$

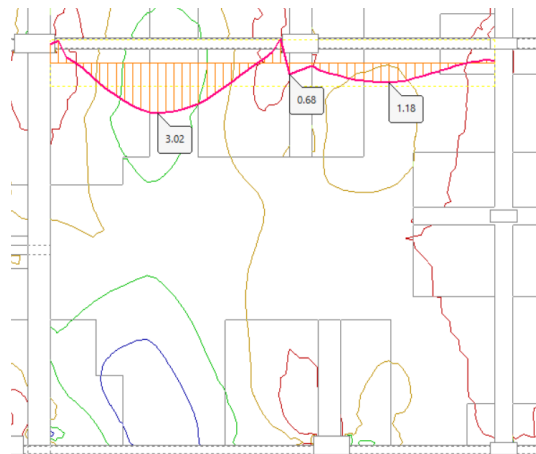
Cuantía Superior en dirección “X”



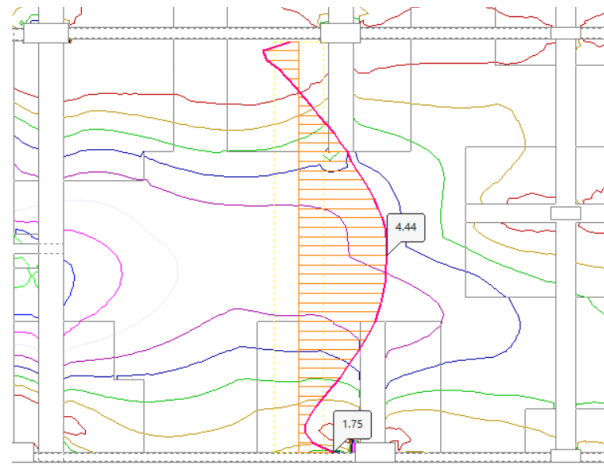
Cuantía superior en dirección “Y”



Cuantía Inferior en dirección “X”



Cuantía inferior en dirección “y”



Fuente: Software CypeCad v2024

Cuantías para un ancho de 0,6 m:

$$A_{sx} = 10,09 \text{ cm}^2 * 0,6 = 605,40 \text{ mm}^2$$

$$A_{ix} = 3,02 \text{ cm}^2 * 0,6 = 181,20 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy} = 9,94 \text{ cm}^2 * 0,6 = 596,40 \text{ mm}^2$$

$$A_{iy} = 4,44 \text{ cm}^2 * 0,6 = 266,40 \text{ mm}^2$$

3.5.2.3.7.1 Verificación del uso del ábaco

- Verificación del ábaco para momento:

$$Mr = \phi * As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * fc * bw}$$

$$a = \frac{605,4 * 500}{0,85 * 21 * 100}$$

$$a = 169,58 \text{ mm}$$

Entonces:

$$Mr = 0,9 * 605,4 * 500 * \left(335 - \frac{169,58}{2}\right)$$

$$Mr = 68,17 \text{ KN m}$$

$$Mr > Mu$$

68,17 > 50,19 **CUMPLE** (No necesita ábaco para momento)

- Verificación el ábaco para corte:

Diagramas de cortantes cerca de la esquina de la losa

Cortante en dirección "X"

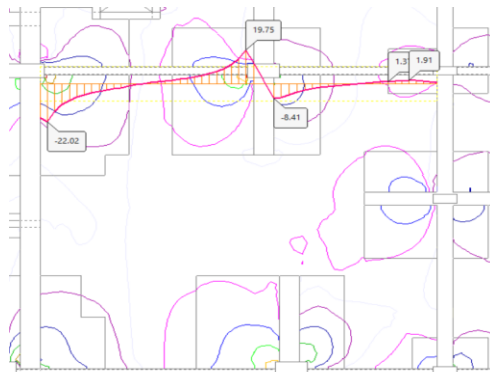
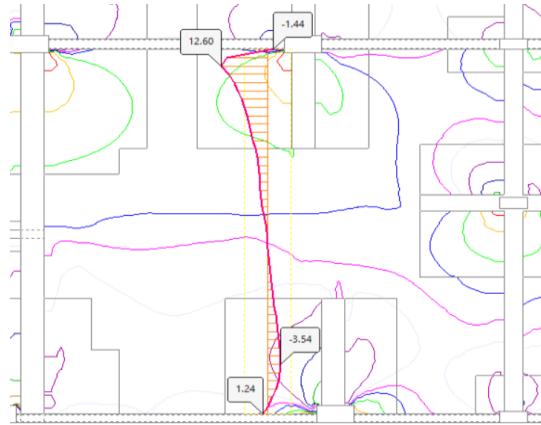


Figura 22

Cortante en dirección "Y"



Fuente: CypeCad v2024

Cortantes para 0,6 m de ancho:

$$V_{ux} = 22,02 \text{ Tn} = 215,94 \text{ KN} * 0,6 \text{ m} = 129,56 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = 12,60 \text{ Tn} = 123,56 \text{ KN} * 0,6 \text{ m} = 74,14 \text{ KN}$$

Entonces:

$$V_c \leq \lambda \frac{\sqrt{f_c}}{12} * \left(2 + \frac{\alpha * d}{b_o} \right) * b_w * d$$

Donde:

$\lambda = 1$ Para concreto normal

$\alpha = 40$ Para columnas centrales

b_o = Perímetro crítico

$$V_c \leq 1 * \frac{\sqrt{21}}{12} * \left(2 + \frac{40 * 335}{3070} \right) * 100 * 335$$

$$V_c = 81,42 \text{ KN}$$

$$\emptyset V_c > V_u$$

$61,07 \text{ KN} > 129,56 \text{ KN}$; (Es necesario el uso de Abacos)

Verificación de corte con el ábaco:

Cortantes para ancho igual al perímetro crítico “bo”:

$$V_{ux} = 22,02 \text{ Tn} = 215,94 \text{ KN} * b_o \text{ m} = 662,94 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = 12,60 \text{ Tn} = 123,56 \text{ KN} * b_o \text{ m} = 379,32 \text{ KN}$$

Resistencia del hormigón ante el corte:

$$V_c \leq \lambda \frac{\sqrt{f_c}}{12} * \left(2 + \frac{\alpha * d}{b_o} \right) * b_o * d$$

$$V_c \leq 1 * \frac{\sqrt{21}}{12} * \left(2 + \frac{40 * 335}{3070} \right) * 3070 * 335$$

$$V_c = 1214,06 \text{ KN}$$

$$\emptyset V_c > V_u = 910,54 \text{ KN} > 662,94 \text{ KN} ; \textbf{CUMPLE}$$

3.5.2.3.7.2 Diseño del ábaco

Predimensionamiento del ábaco:

La norma NB 1225001 nos indica que el ábaco debe extenderse a una distancia no menor a un sexto de la longitud del vano medida al centro de los apoyos en esa dirección.

Florentino regalado nos indica que actualmente ya no es necesario diseñar un ábaco descolgado, ya que estos pueden ir prácticamente embebidos en los espesores de los forjados.

Losas Reticulares, Florentino Regalado (3.3.5. Los Abacos)

Cálculo de la Armadura:

- Para momento positivo X

Cálculo del área de acero necesaria

$$A_s = \frac{M_u}{\emptyset * f_y * d}$$

$$As = \frac{20,83 \frac{KN}{m} * 1000 * 1000}{0,9 * 500 \frac{N}{mm^2} * 335 mm}$$

$$As_{cal} = 138,18 mm^2$$

- Para el momento positivo del eje Y

Cálculo del área de acero necesaria:

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * d}$$

$$As = \frac{29,77 \frac{KN}{m} * 1000 * 1000}{0,9 * 500 \frac{N}{mm^2} * 335 mm}$$

$$As_{cal} = 197,48 mm^2$$

Tabla 21. Resumen de la cuantía longitudinal positiva para el ábaco

Momentos	As nec cm²	As adop cm²	Cumplimiento
Mx (+)	1,38	1,57	Cumple
My (+)	1,97	2,66	Cumple

Fuente: Elaboración propia

- Para momento negativo X

Cálculo del área de acero necesaria

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * d}$$

$$As = \frac{50,19 \frac{KN}{m} * 1000 * 1000}{0,9 * 500 \frac{N}{mm^2} * 335 mm}$$

$$As_{cal} = 332,94 mm^2$$

- Para el momento negativo del eje Y

Cálculo del área de acero necesaria:

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * d}$$

$$As = \frac{49,37 \frac{KN}{m} * 1000 * 1000}{0,9 * 500 \frac{N}{mm^2} * 335 mm}$$

$$As_{cal} = 327,50 mm^2$$

Tabla 22. Resumen de cuantía longitudinal negativa para ábaco

Momentos	As nec cm²	As adop cm²	Cumplimiento
Mx (-)	3,32	5,15	Cumple
My (-)	3,27	5,15	Cumple

Fuente: Elaboración propia

3.5.2.3.7.3 Armadura de reparto (Retracción y Temperatura)

Si $f_y = 500$ Mpa

$$\rho_{min} = \frac{0,0018 * 420}{f_y} \geq 0,0014$$

$$\rho_{min} = 0,00151$$

Entonces:

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

$$As = 0,00151 * 1000 mm * 50 mm$$

$$As = 75,5 mm^2/m$$

Si el diámetro de la barra es de 6 mm

Espaciamiento:

$$s = \frac{As_{\phi 6}}{As}$$

$$s = 0,37$$

Espaciamiento máximo entre armaduras longitudinales:

$$s_{max} \leq 5h \text{ o } 450 \text{ mm}$$

$$s_{max} \leq 250 \text{ mm}$$

Adoptamos $\phi 6 \text{ c}/25\text{cm}$

3.5.2.3.7.4 Vigas en ábacos

En el diseño estructural del ábaco se contemplaron dos alternativas para mejorar la rigidez local y controlar los esfuerzos de punzonamiento: el uso de crucetas o la incorporación de vigas en forma de cruz. Las crucetas, comúnmente utilizadas en losas reticulares, consisten en nervaduras ensanchadas alrededor de la columna que actúan como una extensión del capitel, distribuyendo los esfuerzos en un área mayor. Sin embargo, se ha optado por utilizar vigas transversales perpendiculares entre sí, las cuales cumplen la misma función estructural que las crucetas, pero ofrecen ventajas adicionales. Entre ellas, se destaca una mayor rigidez en ambas direcciones, lo que mejora el comportamiento estructural ante cargas distribuidas y reduce la deformabilidad de la losa en la zona del nudo.

3.5.2.3.8 Verificación de la flecha

Datos:

$$L_{mayor} = 9,94 \text{ m}$$

$$L_{menor} = 8,49 \text{ m}$$

$$\text{Flecha en losa} = 10 \text{ mm}$$

Deflexion máxima de la losa

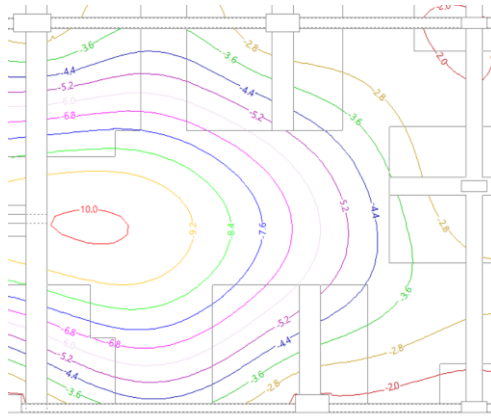


Figura 23

Fuente: CypeCad v2024

Según la NB 1225001 *Tabla 24.2.2.*:

Deflexion inmediata debida a L:

$$\frac{L}{360}$$

Para entresijos que soportan o están ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes, el límite adicional es:

$$\frac{L}{480}$$

Dado que el L mayor es 9,94 m Los límites calculados serían:

- Deflexion límite $\frac{l}{360}$:

$$\delta = \frac{9940}{360} = 27,61 \text{ mm}$$

- Deflexion límite $\frac{l}{480}$ (Para condiciones mas estrictas) :

$$\delta = \frac{9940}{480} = 20,71 \text{ mm}$$

Para croquis de armadura ver Anexo 6.

Esto indica que la flecha calculada por el programa cumple con los límites de deflexión de la normativa NB 1225001 para una losa de entre piso, incluso en el criterio más restrictivo

3.5.2.4 Diseño de viga

3.5.2.4.1 Análisis de la viga

Se presenta el análisis de la viga de concreto 784, del grupo 7, pórtico 43. El análisis se realiza según las disposiciones establecidas por la NB 1225001.

Descripción del modelo analizado

- Tipo de elemento: Viga continua
- Condiciones de apoyo: Simplemente apoyada

Cargas aplicadas:

Peso propio: 2.40 kN/m^2

Carga muerta: 2 kN/m^2

Carga muerta total (D):

$$D = 2.40 + 2.00 = 4.40 \text{ kN/m}^2$$

Carga mayorada (combinación $1.2D + 1.6L$):

$$1.2 \cdot 4.40 + 1.6 \cdot 2.00 = 8.48 \text{ kN/m}^2$$

Resultados de ftool

A partir del modelo realizado en ftool, considerando rigideces diferenciadas por efecto de abacos, se obtuvo:

Momento de viga

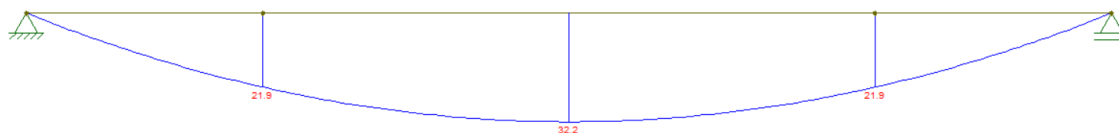


Figura 24

Fuente: Elaboración propia, software ftool

Se puede apreciar un momento positivo máximo de 3,22 tn m, el cual se acerca bastante al momento máximo positivo que da el software CypeCad de 3,11 tn m.

Momento máximo positivo

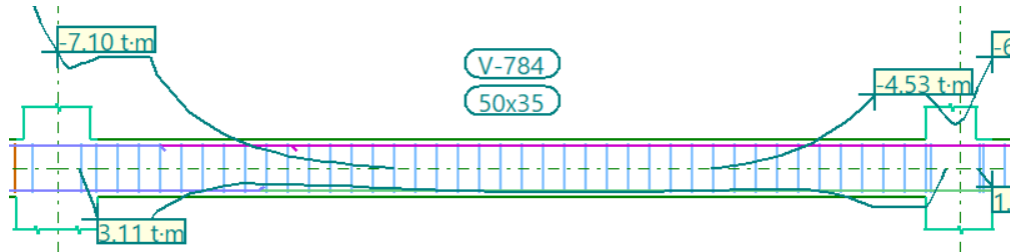


Figura 25

Fuente: Software CypeCad v2024

3.5.2.4.2 Predimensionamiento

Viga 784, Grupo 7, Pórtico 43

Al ser una viga continua la NB 1225001 nos indica que :

$$h_{min} = \frac{L}{24}$$

$$h_{min} = \frac{5,51}{24} = 0,229 \approx 0,25 \text{ m}$$

Al diseñarse con vigas al mismo nivel de la losa reticular se adoptó una altura: $h = 35 \text{ cm}$

El ancho mínimo según la norma es de 15 cm

Por lo que se adoptó 50cm que cumple ampliamente este criterio: $b = 50 \text{ cm}$

3.5.2.4.3 Diseño a flexión

Diagrama de envolventes de momento de la viga

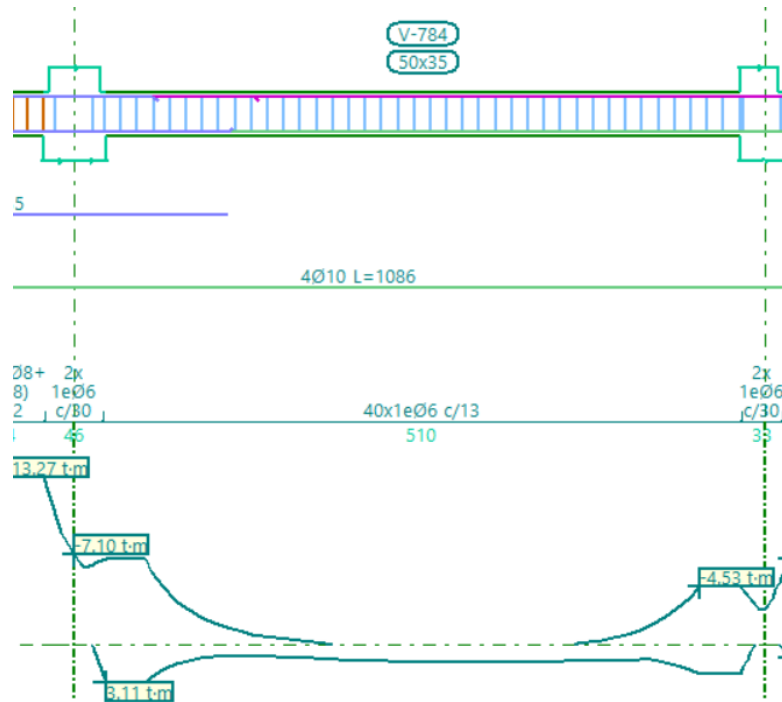


Figura 26

Fuente: CypeCad v2024

3.5.2.4.3.1 Diseño para momento positivo máximo

Datos:

Momento máximo positivo de diseño:

$$M_u = 3,11 \text{ t m} = 31,10 \text{ kN m}$$

Acero dispuesto en la viga para momento positivo

Armadura de montaje:

$$4 \text{ Ø } 10 \text{ mm} = 314,16 \text{ mm}^2$$

Armadura de refuerzo en la zona de momento positivo máximo:

$$2 \text{ Ø } 12 \text{ mm} = 226,19 \text{ mm}^2$$

Área de acero total:

$$540,35 \text{ mm}^2$$

Canto útil de la viga:

$$d = 330 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (Flexión)}$$

Se diseña como viga simplemente armada

Cálculo del área de acero necesaria:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * d}$$

$$A_s = \frac{31,10 \frac{KN}{m} * 1000 * 1000}{0,9 * 500 \frac{N}{mm^2} * 330 \text{ mm}}$$

$$A_{s_{cal}} = 209,43 \text{ mm}^2$$

Cálculo de armadura mínima para elementos sometidos a Flexión según la NB 1222501:

$$A_{s,min} = \text{el mayor de } = \frac{\sqrt{f_c}}{4 * f_y} * b * d ; 1,4 * b * \frac{d}{f_y}$$

$$A_{s,min} = 1,4 * 500 * \frac{330}{500}$$

$$A_{s,min} = 462 \text{ mm}^2$$

Al ser mayor que el área de acero calculada se utiliza el área de acero mínima.

Entonces:

$$A_{s_{long}} \geq A_{s_{nec}}$$

$$540,35 \geq 462,00 \text{ ¡CUMPLE!}$$

Verificación del espaciamiento

Espaciamiento del programa:

$$s = 54 \text{ mm}$$

Espaciamiento mínimo entre armaduras longitudinales en una capa según la NB 1225001:

$$s_{min} \geq \begin{cases} d_b \\ 25 \text{ mm} \\ 1,33 T_{Mag} \end{cases}$$

$$S_{min} = 25 \text{ mm}$$

Entonces:

$$54 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} ; \textbf{CUMPLE!}$$

Verificación a flexión:

Cálculo de la capa de compresión a:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c * b}$$

$$a = \frac{540.35 * 500}{0.85 * 21 * 500} = \frac{270175}{8925} = 30.27 \text{ mm}$$

Cálculo del momento nominal:

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) * 10^{-6}$$

$$M_n = 540.35 * 500 * \left(330 - \frac{30.27}{2} \right) * 10^{-6}$$

$$M_n = 85,14 \text{ kN m}$$

Momento nominal reducido:

$$0,9 * 85,14 \geq 26,19$$

$$76,62 \text{ kN m} \geq 26,19 \text{ kN m} \textbf{ CUMPLE}$$

Verificación de fluencia:

$$\text{Deformación máxima del concreto } \xi_c = 0,003$$

$$\text{Deformación máxima del acero } \xi_{t \text{ lim}} = 0,005$$

Profundidad del eje neutro:

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Donde:

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = 35,61 \text{ mm}$$

Deformación del acero:

$$\xi_t = \left(\frac{d - c}{c} \right) * \xi_c = \left(\frac{330 - 35,61}{35,61} \right) * 0,003 = 0,0248$$

$$0,0248 \geq 0,005 \text{ ; } \textbf{CUMPLE!}$$

3.5.2.4.3.2 Diseño para momento negativo máximo

Datos:

Momento máximo negativo de diseño:

$$M_u = -12,86 \text{ t m} = -126,16 \text{ Kn m}$$

Acero dispuesto en la viga para momento positivo

Armadura de montaje:

$$4 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm} = 804,25 \text{ mm}^2$$

Armadura de refuerzo en la zona de momento positivo máximo:

$$2 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm} = 402,12 \text{ mm}^2$$

Área de acero total:

$$1206,37 \text{ mm}^2$$

Canto útil de la viga:

$$d = 330 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (Flexión)}$$

Se diseña como viga simplemente armada

Cálculo del área de acero necesaria:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * d}$$

$$A_s = \frac{126,16 \frac{KN}{m} * 1000 * 1000}{0,9 * 500 \frac{N}{mm^2} * 330 mm}$$

$$A_{s_{cal}} = 849,56 mm^2$$

Cálculo de armadura mínima para elementos sometidos a Flexión según la NB 1222501:

$$A_{s,min} = el mayor de = \frac{\sqrt{f_c}}{4 * f_y} * b * d ; 1,4 * b * \frac{d}{f_y}$$

$$A_{s,min} = 1,4 * 500 * \frac{330}{500}$$

$$A_{s,min} = 462 mm^2$$

Entonces:

$$A_{s_{long}} \geq A_{s_{nec}}$$

$$1026,37 mm^2 \geq 849,56 mm^2 \text{ ¡CUMPLE!}$$

Verificación del espaciamiento

Espaciamiento del programa:

$$s = 54 mm$$

Espaciamiento mínimo entre armaduras longitudinales en una capa según la NB 1225001:

$$s_{min} \geq \begin{cases} d_b \\ 25 mm \\ 1,33 T_{Mag} \end{cases}$$

$$S_{min} = 25mm$$

Entonces:

$$54 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} ; \textbf{CUMPLE!}$$

Verificación a flexión:

Cálculo de la capa de compresión a:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c * b}$$

$$a = \frac{1026,19 * 500}{0.85 * 21 * 500} = 60,37 \text{ mm}$$

Cálculo del momento nominal:

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) * 10^{-6}$$

$$M_n = 1026,19 * 500 * \left(330 - \frac{60,37}{2} \right) * 10^{-6}$$

$$M_n = 153,86 \text{ kN m}$$

Momento nominal reducido:

$$0,9 * 153,86 \geq 126,16$$

$$138,48 \text{ kN m} \geq 126,16 \text{ kN m} \textbf{ CUMPLE}$$

Verificación de fluencia:

$$\textit{Deformación máxima del concreto } \xi_c = 0,003$$

$$\textit{Deformación máxima del acero } \xi_{t \text{ lim}} = 0,005$$

Profundidad del eje neutro:

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Donde:

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = 71,02 \text{ mm}$$

Deformación del acero:

$$\xi_t = \left(\frac{d - c}{c} \right) * \xi_c = \left(\frac{330 - 71,02}{71,02} \right) * 0,003 = 0,0109$$

$$0,0109 \geq 0,005 \text{ ; } \textbf{CUMPLE!}$$

3.5.2.4.4 Diseño a corte

Continuando con la viga 784, Grupo 7, Pórtico 43

Datos:

$$f'_c = 21 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 500 \text{ Mpa}$$

$$d = 330 \text{ mm}$$

$$L = 5,512 \text{ m}$$

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

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$s = 130 \text{ mm (Separación de estribos)}$$

$$V_u \text{ Max} = 10,70 \text{ t} = 104,97 \text{ Kn}$$

Diagrama de corte

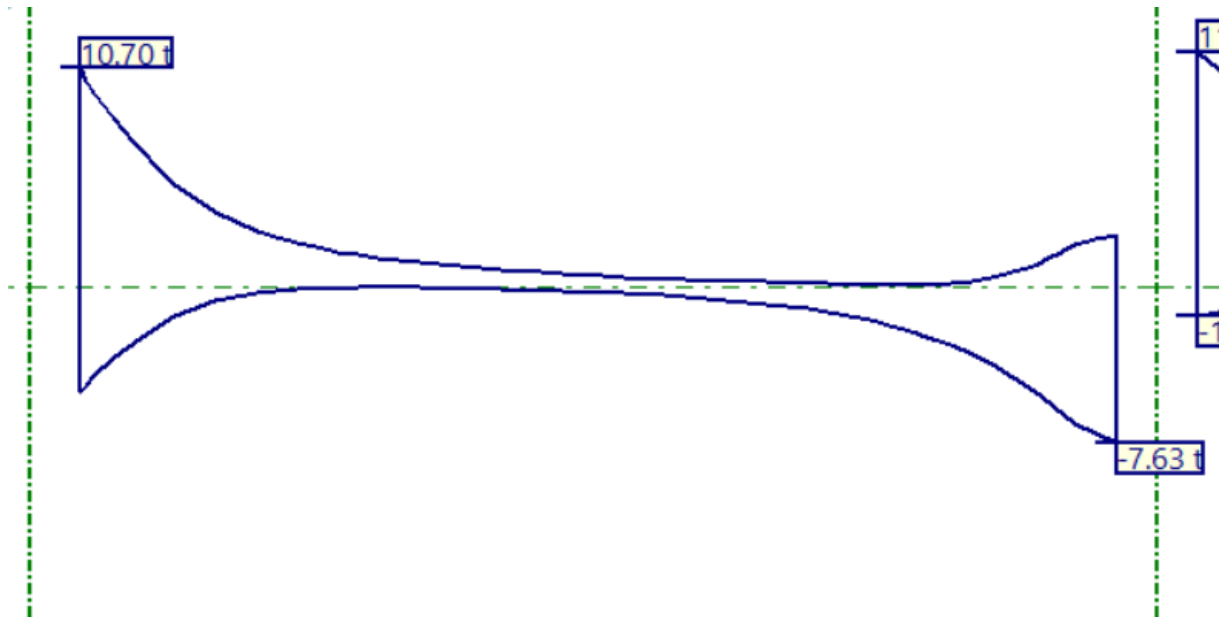


Figura 27

Fuente: CypeCad v2024

Se debe cumplir que:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$$V_n = V_c + V_s$$

Usamos la formula simplificada según la NB 12225001 para calcular V_c :

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f_c} * b * d}{6}$$

$$V_c = \frac{1 * \sqrt{21} * 500 * 330}{6}$$

$$V_c = 126,08 \text{ kN}$$

Verificamos V_s con la siguiente formula, como indica la NB 1225001:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s \geq \frac{104,97}{0,75} - 126,08$$

$$V_s \geq 13,88 \text{ kN}$$

Este valor significa que la armadura transversal debe proporcionar al menos 13,88 kN de resistencia a cortante.

Verificamos la armadura con la siguiente formula:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

$$A_v = \#ramas * \frac{\pi}{4} \phi^2$$

$$A_v = 2 * \frac{\pi}{4} 6^2 = 56,55 \text{ mm}^2$$

Entonces:

$$V_s = \frac{56,55 * 500 * 330}{130}$$

$$V_s = 71,77 \text{ kN}$$

$$71,77 \text{ kN} \geq 13,88 \text{ kN} ; \textbf{CUMPLE!}$$

Por lo tanto:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 126,08 + 71,77$$

$$V_n = 197,85 \text{ Kn}$$

$$148,39 \geq 104,97 ; \textbf{CUMPLE!}$$

Verificacion del espaciamiento:

El espaciamiento de la armadura de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento debe cumplir:

$$s \leq \frac{d}{2}; 0,75 h; 300mm$$

$$130 \leq 165 ; \textbf{CUMPLE!}$$

3.5.2.4.4.1 Verificación a torsión

Datos:

$$f'_c = 21 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 500 \text{ Mpa}$$

$$d = 330 \text{ mm}$$

$$L = 5,512 \text{ m}$$

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

$$h = 35\text{cm}$$

Diagrama de torsión de la viga.



Figura 28

Fuente: CypeCad v2024

Momento torsor ultimo: $0.21 \text{ t m} = 2,06 \text{ Kn m}$

$$A_{cp} = b_w * h = 500 * 350 = 175000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 * (b_w + h) = 2 * (500 + 350) = 1700\text{mm}$$

La torsión ultima debe cumplir:

$$T_u \leq \phi \sqrt{f'_c} * \frac{A^2_{cp}}{3 * P_{cp}}$$

Donde $\phi = 0.75$ (Factor de reducción de resistencia)

Entonces:

$$Tu \leq 0,75\sqrt{21} * \frac{175000^2}{3 * 1700}$$

$$Tu \leq 0,75\sqrt{21} * \frac{175000^2}{3 * 1700}$$

$$Tu \leq 20,63 \text{ kN m} = 2,06 \text{ kN m} \leq 20,63 \text{ kN m} ; \textbf{CUMPLE!}$$

Para croquis de armadura ver Anexo 6.

3.5.2.5 Diseño de columna

Columna 39 (-3,5; +0,8)

Datos:

Altura libre: 3,95 m

h = 50 cm

b = 100 cm

r_{geo} = 2 cm

Esta combinación se da en la parte inferior del pilar, resulta en los esfuerzos más críticos para verificar los estados límites de agotamiento frente a sollicitaciones normales y de flexión.

Criterio de intranslacionalidad de pórticos:

J. Montoya indica en su libro de hormigón armado en su artículo 43.1, que pueden considerarse claramente intranslacionales las estructuras aporticadas provistas de muros o núcleos de contraviento, dispuestos que aseguren la rigidez torsional de la estructura.

Gráfico de columna en estudio.

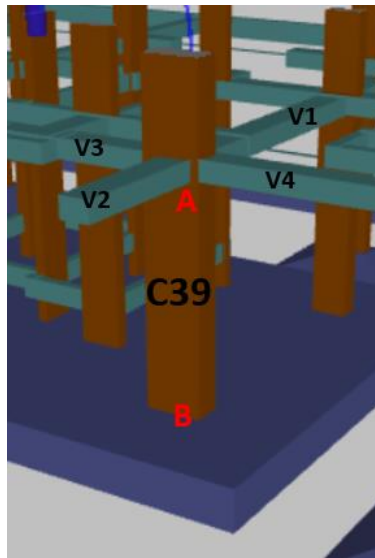


Figura 29

Fuente: CypeCad v2024

Vista en planta de la columna 39.

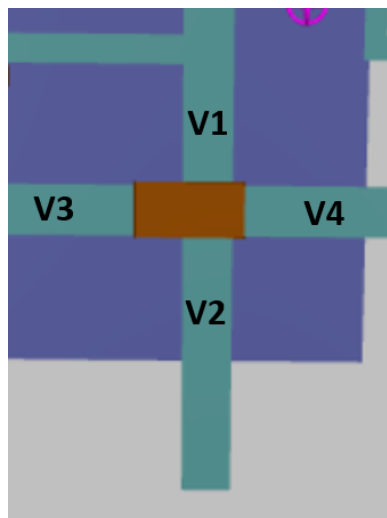


Figura 30

Fuente: CypeCad 2024

Se puede apreciar que la viga 2 está dentro de un ábaco como una viga plana.

Abaco de la columna 39.

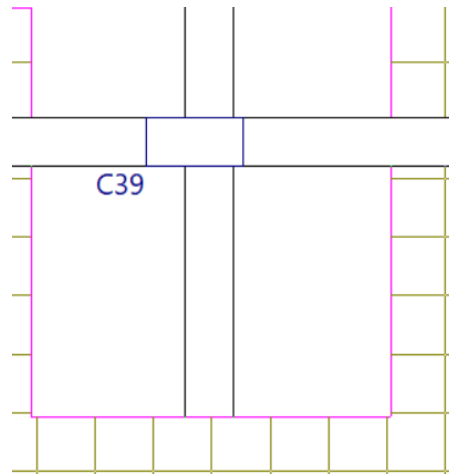


Figura 31

Fuente: CypeCad 2024

Se optó por incorporar una viga integrada en el ábaco en lugar de crucetas debido a los beneficios que esta configuración ofrece en términos de rigidez global y comportamiento estructural. A diferencia de las crucetas, que únicamente incrementan la resistencia al punzonamiento de manera localizada, la viga mejora la rigidez del sistema, limita desplazamientos verticales y facilita la transmisión de cargas de la losa hacia la columna. Según el modelo de cálculo utilizado en Cype, las vigas actúan como elementos lineales a través de los cuales la losa transfiere los esfuerzos, y aunque no se consideran refuerzos directos al punzonamiento, sí ayudan a reducir su efecto al modificar la geometría del nodo. Esta solución permite un mejor control de deformaciones y un diseño más eficiente sin necesidad de elementos adicionales.

La ACI 318 en su sección sobre nudos y rigidez del sistema indica:

- Solo se deben incluir los elementos estructurales que contribuyan directamente a la transmisión de momentos y fuerzas en el análisis del nudo.
- Refuerzos internos que no afecten significativamente la capacidad global del sistema pueden ser omitidos.

Por lo tanto, la viga dentro del ábaco no se toma en cuenta para el análisis de la columna.

Elemento	Longitud	B	H	Ix	Iy
	m	m	m	*10 ⁶ m ⁴	*10 ⁶ m ⁴
Columna superior	3.15	1	0.5	0.010416667	0.041666667
Columna central	3.95	1	0.5	0.010416667	0.041666667
Columna inferior	0	1	0.5	0.010416667	0.041666667
Viga 1	5.312	0.5	0.35	0.001786458	0.003645833
Viga 2	-	-	-	-	-
Viga 3	7.535	0.5	0.35	0.001786458	0.003645833
Viga 4	6.1	0.5	0.35	0.001786458	0.003645833

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) (\text{Columnas que concurren en A})}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) (\text{Vigas que concurren en A})}$$

$$\psi_B = 0 \text{ (Debido a empotramiento)}$$

Entonces:

Para la dirección X (Correspondiente al eje más flexible)

$$\psi_A = 17,674 \quad \psi_B = 0$$

Esfuerzos de la combinación de carga más desfavorable de la columna.

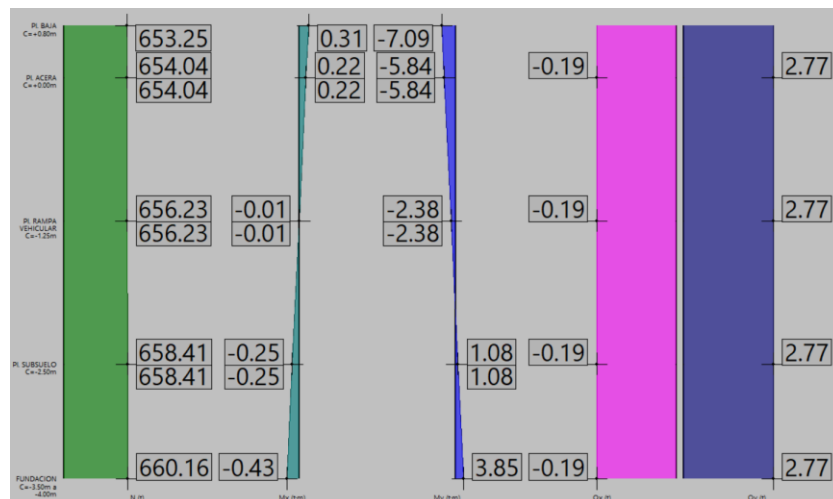


Figura 32

Fuente: CypeCad v2024

Verificación de pórtico desplazable o indesplazable

Un entre piso puede considerarse indesplazable si:

$$Q = \frac{\sum Pu * \Delta}{Vu * lc} \leq 0,05$$

$$\sum Pu = 653,25 \text{ t} \times 9.81 \text{ kN/t} = 6408,38 \text{ kN}$$

$$Vu = 2,7 \text{ t} * 9.81 \text{ kN/t} = 26,49 \text{ kN}$$

$$Lc = 3,95 \text{ m}$$

Desplazamiento lateral de la columna C39

Pilar	Planta	Cota (m)	Desp. X (mm)	Desp. Y (mm)	Desp. Z (mm)
C39	Pl. SUBSUELO C=-2.50m	-2.70	-0.87	0.22	-2.18
	FUNDACION C=-3.50m a -4.00m	-3.50	-3.40	0.97	-1.03
	Pl. ENCADENADO C=+29.90m	30.85	-2.43	1.98	-6.54
	Pl. PARAPETO C=+27.90m	29.10	-3.77	-2.36	-5.06
	Pl. TERRAZA C=+26.70m	27.60	-3.57	1.61	-4.22
	Pl. 7mo PISO C=+20.50m	24.30	-2.89	-0.98	-3.85
	Pl. 6to PISO C=+20.30m	20.95	-2.57	0.62	-4.71
	Pl. 5to PISO C=+17.10m	17.60	-1.70	1.01	-4.74
	Pl. 4to PISO C=+13.90m	14.25	-2.88	1.68	-3.79
	Pl. 3er PISO C=+10.70m	10.90	-2.32	-1.83	-2.66
	Pl. 2do PISO C=+7.50m	7.55	-1.46	-0.74	-2.34
	Pl. 1er PISO C=+4.30m	4.20	-3.03	2.28	-3.63
	Pl. PATIO ELEVADO C=+2.20m	2.20	-2.59	0.65	-5.38
	Pl. BAJA C=+0.80m	0.63	-1.08	2.81	-3.06
	Pl. ACERA C=+0.00m	0.00	-2.33	-1.25	-1.48
	Pl. RAMPA VEHICULAR C=-1.25m	-1.25	-2.52	-1.17	-2.07
	Pl. SUBSUELO C=-2.50m	-2.50	-0.78	0.54	-3.17
	FUNDACION C=-3.50m a -4.00m	-3.50	-2.21	0.95	-0.96

Figura 33

Fuente: CypeCad v2024

Los desplazamientos críticos para la zona de estudio son:

Eje X:

$$\Delta = 2,52 \text{ mm}$$

Eje Y:

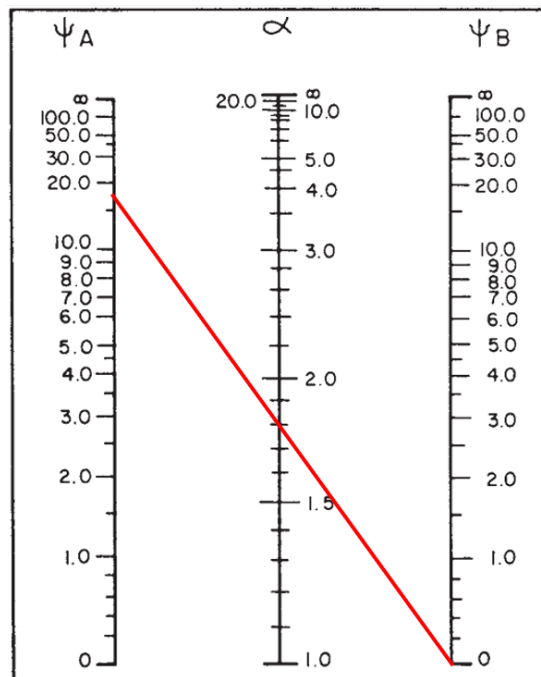
$$\Delta = 2,81 \text{ mm}$$

Se toma el eje Y por ser el desplazamiento mayor y más crítico.

$$Q = \frac{6408,38 * 2,81}{26,49 * 3950} \leq 0,05$$

$$Q = 0,17 \leq 0,05$$

No cumple, por lo tanto, el pórtico es TRASLACIONAL



$$l_o = \alpha * l$$

$$l_o = 1,8 * 3,95$$

$$l_o = 7,11 \text{ m}$$

Verificación si la columna es una columna corta:

Cálculo de la esbeltez geométrica:

Si $\lambda_g < 10$ la columna puede considerarse corta.

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

Donde h es la altura de la sección en el eje de pandeo, para nuestro caso el eje de pandeo es el eje Y, por lo tanto, h es igual a 100cm.

$$\lambda_g = \frac{7,11}{1} = 7,11$$

Al ser menor a 10, se considera como columna corta.

3.5.2.5.1 Verificación de la resistencia axial máxima.

Según la NB 1225001 la resistencia nominal axial a compresión, Pn, no debe ser mayor que Pn,max.

$$\phi P_n (\max) = 0,80 \phi (0,85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

$$\phi P_n (\max) = 0,80 \times 0,65 (0,85 \times 210 \times (5000 - 107) + 4000 \times 107)$$

$$\phi P_n (\max) = 676728,26 \text{ kg}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$676,73 \text{ t} \geq 660,16 \text{ t} ; \textbf{CUMPLE!}$$

3.5.2.5.2 Verificación de momento flector máximo.

La verificación del momento flector según Florentino Iriarte se realiza evaluando la interacción axial-flexión, y se utiliza como aproximación para considerar el efecto de la excentricidad de la carga axial Nu.

$$\phi M_n \geq M_m$$

$$M_m = M_u - N_u \times \frac{(4 \times h - d)}{8}$$

$$M_m = 14,54 - 653,25 \times \frac{(4 \times 1 - 0.746)}{8}$$

$$M_m = -251,16 \text{ t m}$$

Cálculo del momento nominal.

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2})$$

Donde a:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c \times b}$$

$$a = 0,29 \text{ m}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 10681,41 \times 500 \times (746 - \frac{299}{2})$$

$$\phi M_n = 286,72 \text{ t m}$$

Por lo tanto:

$$\phi M_n \geq M_m$$

$$286,72 \text{ t m} \geq 251,16 \text{ t m} ; \textbf{CUMPLE!}$$

3.5.2.5.3 Verificación del cortante.

La norma boliviana NB 1225001 nos indica que se debe cumplir:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = \sqrt{(Q_x)^2 + (Q_y)^2}$$

$$V_u = 2,78 \text{ t}$$

Siendo $V_n = V_c$ (Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante). La sección 22.5.6 de la NB 1225001 nos indica que V_c para elementos no pretensado con compresión axial debe calcularse de la siguiente manera:

$$V_c = 0,29 \sqrt{f_c} b_w d \times \sqrt{1 + \frac{0,29 \times N_u}{A_g}}$$

$$V_c = V_n = 118,547 \text{ t}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$88,91 t \geq 2,78 t ; \textbf{CUMPLE!}$$

Es normal y esperado que V_n (Capacidad nominal al cortante) sea significativamente mayor que V_u (Cortante actual), ya que V_n considera la contribución de la carga axial, lo cual aumenta la resistencia al cortante debido al confinamiento generado por la compresión axial.

3.5.2.5.4 Verificación de armadura longitudinal mínima y máxima.

La NB 1225001 establece un límite para armadura longitudinal mínima y máxima para columnas no pretensadas.

$$0,006 A_g \leq A_s \leq 0,08 A_g$$

$$0,006 \times 500000 \leq 10681,42 \leq 0,08 \times 500000$$

$$3000 \text{ mm}^2 \leq 10681,42 \text{ mm}^2 \leq 40000 \text{ mm}^2 ; \textbf{CUMPLE!}$$

Para croquis de armadura ver Anexo 6.

3.5.2.6 Diseño estructural de muro

Ver capítulo 4, Aporte Académico.

3.5.3 Estructuras complementarias

3.5.3.1 Diseño de escalera

En el proyecto existen escaleras con diferentes geometrías, para la comprobación se utilizará la escalera principal comprendida desde la planta baja +0.80m, hasta la terraza +26.70m

Datos:

Huella: 0,27 m

ContraHuella: 0,167 m

Ámbito o amplitud: 1,3 m

Longitud del descanso: 1,3 m

Longitud de peldaños: 2,43 m

Luz de escalera: 3,73 m

Dimensiones geométricas de la escalera vista en planta

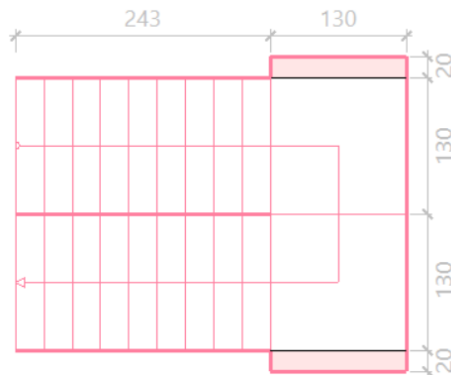


Figura 34

Fuente: CypeCad v2024

Cálculo del espesor de la losa de la escalera

$$\frac{L}{20} \geq t \geq \frac{L}{25}$$

0,18 m $\geq t \geq$ 0,14 m ; Adoptamos t = 0,15 m

Espesor de losa equivalente de la escalera

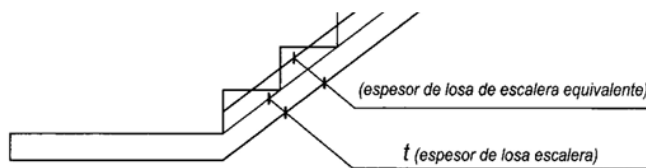


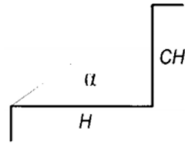
Figura 35

Fuente: Hormigón Armado – Ángel Chuari Martínez

Cálculo del espesor de losa equivalente:

$$e = \left(\frac{CH}{2} + \frac{t}{\cos(\alpha)} \right)$$

Donde:



$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{CH}{H}\right)$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{0,167}{0,27}\right) = 31,737^\circ$$

Entonces:

$$e = \left(\frac{0,167}{2} + \frac{0,15}{\cos(31,737)}\right) = 0,259 \text{ m}$$

Adoptamos; $e = 26\text{cm}$

Resumen de cargas consideradas en el diseño de la escalera en CypeCad:

- Peso propio: $0,375 \text{ t/m}^2$
- Peldañeado: $0,186 \text{ t/m}^2$
- Barandillas: $0,100 \text{ t/m}^2$
- Carga muerta superficial: $0,200 \text{ t/m}^2$
- Sobre carga de uso: $0,400 \text{ t/m}^2$ (NB 1225002 Tabla 4.1, Sobrecargas)

Cálculo de la carga mayorada:

$$q_u = 1,4 \times (0,375 + 0,178 + 0,200) + 1,7 \times 0,400$$

$$q_u = 2,39 \text{ t/m} = 23,49 \text{ kN/m}$$

Cargas sobre la losa de escalera.

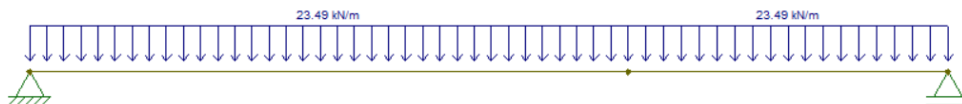


Figura 36

Fuente: Elaboración propia, Software Ftool

Diagramas de momento último para el diseño de escalera.

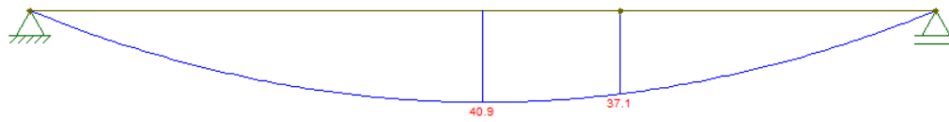


Figura 37

Fuente: Elaboración propia, Software Ftool

Diagrama de cortantes últimos para el diseño de escalera.

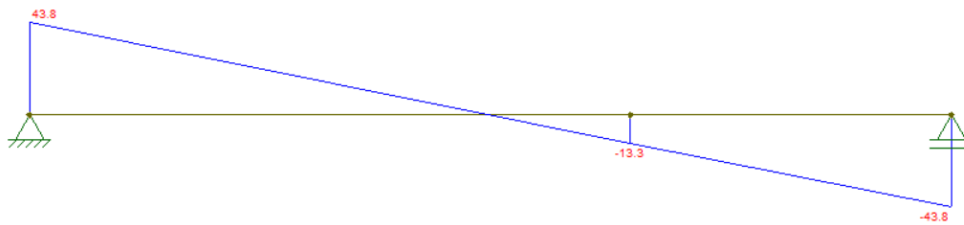


Figura 38

Fuente: Elaboración propia, Software Ftool

Datos:

$$M_u = 40,9 \text{ kN m}$$

$$V_u = 43,8 \text{ kN}$$

3.5.3.1.1 Diseño a flexión

Cálculo del bloque de compresiones:

$$a = d \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0,85 \times f_c \times b \times d^2}} \right)$$

$$a = 0,01742 \text{ m} = 17,42 \text{ mm}$$

Cálculo del área de acero necesaria:

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 \times f_c \times b \times a}{f_y}$$

$$As_{nec} = 8,08 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima a flexión:

$$As_{min} \geq \frac{\sqrt{f_c}}{4 f_y} b d$$

$$As_{min} \geq 3,57 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} \geq \frac{1,4}{f_y} b d$$

$$As_{min} \geq 4,36 \text{ cm}^2$$

Entonces, la armadura necesaria es:

$$As_{nec} = 8,08 \text{ cm}^2$$

3.5.3.1.1.1 Verificación con el área de acero calculada por CypeCad:

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø8c/20	Ø8c/10

$$As = 9,80 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto:

$$As \geq As_{nec} \text{ ¡CUMPLE!}$$

3.5.3.1.1.2 Verificación de momento

Cálculo del bloque de compresiones real:

$$a_{real} = \frac{As * f_y}{0,85 * b * f_c} = 0,021 \text{ m}$$

Cálculo del momento nominal:

$$Mn = f_y * As * \left(d - \frac{a_{real}}{2} \right) = 53,65 \text{ kN m}$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$48,28 \text{ kN m} \geq 40,9 \text{ kN m} ; \textbf{CUMPLE!}$$

3.5.3.1.1.3 Verificación de la fluencia

$$\text{Deformación máxima del concreto } \xi_c = 0,003$$

$$\text{Deformación máxima del acero } \xi_{t \text{ lim}} = 0,005$$

Profundidad del eje neutro:

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Donde:

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = 24,70 \text{ mm}$$

Deformación del acero:

$$\xi_t = \left(\frac{d - c}{c} \right) * \xi_c = \left(\frac{120 - 24,70}{24,70} \right) * 0,003 = 0,0115$$

$$0,0115 \geq 0,005 ; \textbf{CUMPLE!}$$

3.5.3.1.2 Separación de barras

Cálculo del esfuerzo de cortante resistido por el concreto:

$$s_{longitudinal} = \frac{100 \times A_{\emptyset}}{A_{nec}} = \frac{100 \times 0,502 \text{ cm}^2}{\frac{8,08 \text{ cm}^2}{2,94 \text{ m}}} = 18,2 \approx 20 \text{ cm}$$

$$s_{transversal} = 8,07 \approx 10 \text{ cm}$$

Para croquis de armadura ver Anexo 6.

3.5.4 Fundaciones

Las fundaciones son los elementos estructurales que transmiten las cargas de una edificación al suelo, estas aseguran su estabilidad y evitando asentamientos diferenciales. Su diseño

depende de factores como la capacidad portante del suelo, el tipo de estructura y las condiciones ambientales. Existen diferentes tipos de fundaciones, superficiales y profundas, seleccionadas según la resistencia del terreno y las cargas que deben resistir.

3.5.4.1 Diseño estructural de fundaciones

Para el dimensionamiento de las fundaciones del proyecto, se consideró una capacidad portante admisible de 2.50 kg/cm², valor adoptado en base al estudio de suelos previamente realizado y presentado en el capítulo correspondiente.

3.5.4.1.1 Zapatas aisladas

$F_c = 21 \text{ Mpa}$

$F_y = 500 \text{ Mpa}$

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

Datos de la columna 40:

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 50 \text{ cm}$

Datos obtenidos de CypeCad:

Estado de servicio

Carga axial total proveniente de la columna c40:

$$P_{serv} = 504,58 \text{ t}$$

$$M_x = 3,78 \text{ t m}$$

$$M_y = 0,92 \text{ t m}$$

3.5.4.1.1.1 Dimensionamiento en planta

Verificación lado A, B

Gráfico de zapata C40

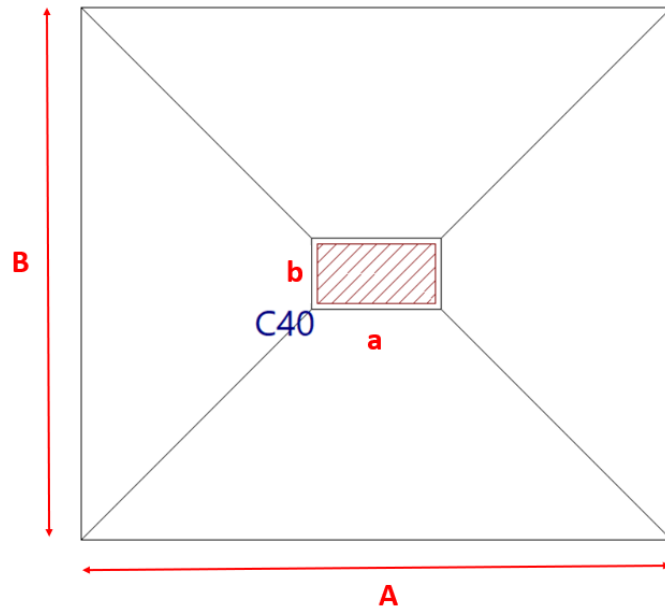


Figura 39

Elaboración: Propia

Se debe cumplir que:

$$A \geq A_{req}$$

$$A_{req} = \frac{P_{serv}}{\sigma_{adm} \left(1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right)}$$

Cálculo de excentricidades:

$$e_x = \frac{M_x}{P}$$

$$e_x = 0,00749 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_y}{P}$$

$$e_x = 0,0182 \text{ m}$$

Como el área no está definida previamente, asumiremos una zapata cuadrada.

$$B = L$$

$$A = B^2$$

$$B = \sqrt{\frac{P_{serv}}{\sigma_{adm}}} = 4,49 \text{ m}$$

Sustituyendo:

$$A_{req} = \frac{504,58}{25 \left(1 + \frac{6 * 0,00182}{4,49} + \frac{6 * 0,00749}{4,49}\right)}$$

$$A_{req} = 19,94 \text{ m}^2$$

Se asumió:

$$A = 22,5 \text{ m}^2$$

$$A \geq A_{req}$$

$$22,5 \geq 19,94 \text{ ¡CUMPLE!}$$

Se opto por usar:

$$B = 4,5 \text{ m y } L = 5 \text{ m}$$

Esto debido a que el software CypeCad no solo evalúa la capacidad portante del suelo, sino también otros factores que influyen en el diseño como ser la flexión en la zapata, donde la zapata debe soportar momentos (M_x y M_y), estos momentos generan esfuerzos adicionales en la zapata, lo que aumenta las demandas de flexión en el hormigón armado. También evalúa el espesor de la zapata para resistir el momento flector, si el espesor es insuficiente, la zapata no cumple con los requisitos de diseño, independientemente del área calculada.

Comprobación de excentricidades:

Datos obtenidos por CypeCad:

$$M_x = 3,78 \text{ t m}$$

$$M_y = 0.92 \text{ t m}$$

$$e_x = \frac{M_x}{P} < \frac{B}{6}$$

$$e_x = 0,00749 \text{ m} < 0,75 \text{ m} ; \textbf{CUMPLE!}$$

$$e_y = \frac{M_y}{P} < \frac{L}{6}$$

$$e_x = 0,00182 \text{ m} < 0,83 \text{ m} ; \textbf{CUMPLE!}$$

3.5.4.1.1.2 Cálculo y comprobación a flexión

Se verifica que la zapata en estudio es una zapata flexible ya que:

$$v > 2 h$$

$$1,95 \text{ m} > 0,8 \text{ m}$$

Siendo:

v= El vuelo de la zapata

h= Canto de la zapata

Características de una zapata.

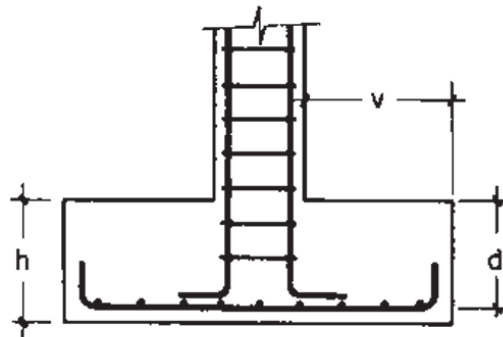


Figura 40

Fuente: J. Montoya

Al cumplir que las excentricidades son menores que $\frac{L}{6}$ y $\frac{B}{6}$, se cumple que, para zapatas con la carga centrada, el momento debido a la carga del terreno para la dirección “a” es:

$$M_{ad} = \frac{\sigma_t}{2} b (v_a + 0,15 a_o)^2$$

Siendo:

σ_t = Tension sobre el terreno con la carga mayorada.

$$v_a = (a - a_o)/2$$

$$v_a = (5 - 1,1)/2 = 1,95 \text{ m}$$

$$\sigma_t = \frac{N_u}{a \times b} = \frac{647,17}{5 \times 4,5} = 28,76 \frac{t}{m^2}$$

Entonces:

$$M_{ad} = \frac{28,76}{2} 4,5 (1,95 + 0,15 \times 0,6)^2$$

$$M_{ad} = 269,29 \text{ t m}$$

Para la dirección “b”=

$$v_b = (b - b_o)/2$$

$$v_b = (4,5 - 0,6)/2 = 1,95 \text{ m}$$

Entonces:

$$M_{ad,b} = \frac{28,76}{2} 5 (1,95 + 0,15 \times 0,6)^2$$

$$M_{ad,b} = 299,1 \text{ t m}$$

Comparación de momentos:

Momentos calculados por CypeCad:

$$M_x = 268,23 \text{ t m}$$

$$M_y = 292,44 \text{ t m}$$

El cálculo realizado para $M_{ad,a}$ dio como resultado 269,29 t m, y para $M_x = 268,23 \text{ t m}$, dando como resultado una diferencia de 0,9%.

El cálculo realizado para $M_{ad,b}$ dio como resultado 299,1 t m, y para $M_y = 292,44 \text{ t m}$, dando como resultado una diferencia de 2,28%.

Como conclusión se tiene que los valores son bastante cercanos, lo que valida que el método manual está en buen acuerdo con el análisis del software.

3.5.4.1.1.3 Comprobación a cortante

La comprobación a cortante se realiza en la sección 2 de las figuras a y b, situada a una distancia igual al canto útil d del soporte.

Comprobaciones a esfuerzo cortante.

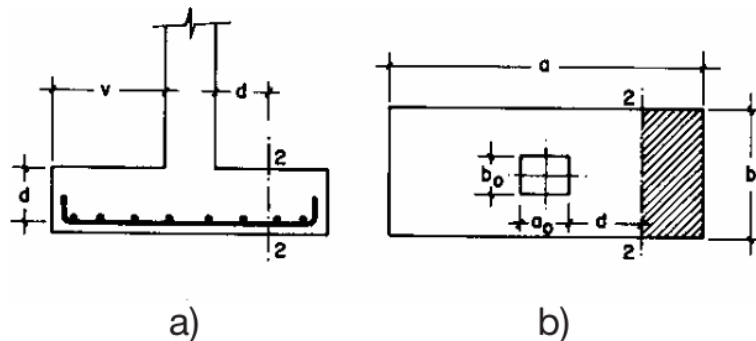


Figura 41

Fuente: J. Montoya

El cortante actuante en caso de carga centrada es:

$$V_d = \sigma_t \times b \times (v - d)$$

Donde a la tensión del terreno mayorada se le debe descontar la producida por el peso propio del cimientto.

$$\sigma_t = \frac{Nu - P}{A} = \frac{647,17 - 233,48}{22,5} = 18,38 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Cálculo del canto útil (d):

$$d = H - rec - \frac{d_{b1} + d_{b2}}{2}$$

$$d = 0,4 - 0,05 - \frac{0,016 + 0,016}{2}$$

$$d = 0,334 \text{ m}$$

Entonces:

Para el eje X:

$$V_d = 18,38 \times 4,5 \times (1,95 - 0,334) = 134,38 \text{ t}$$

Para el eje Y:

$$V_d = 18,38 \times 5 \times (1,95 - 0,334) = 149,31 \text{ t}$$

Comprobación a cortante unidireccional:

Datos de CypeCad:

En dirección X:

Cortante: 136,57 t

En dirección Y:

Cortante: 148,67 t

Figura 42. Comprobaciones de CypeCad.

Referencia: C40		
Dimensiones: 500 x 450 x 105 / 40		
Armados: Xi:Ø16c/10 Yi:Ø16c/10		
Comprobación	Valores	Estado
- En dirección Y:	Momento: 292.44 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 136.57 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 148.67 t	Cumple

Fuente: CypeCad v2024

Comparando con los resultados obtenidos manualmente se puede apreciar que son bastante similares por lo que se verifica las comprobaciones del software de manera correcta.

3.5.4.1.1.4 Verificación con el esfuerzo cortante último

$$V_{u2} = V_{cu} = f_{cv} \times b \times d$$

Donde d:

$$d = h_{prisma} + \frac{h_{piramide}}{2} - rec = 0,7m$$

Coefficiente para cálculo de f_{cv} :

$$\varepsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,53$$

Resistencia virtual:

$$f_{cv} = 0,05 \times \varepsilon^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,433 \text{ N/mm}^2 = 433 \text{ kN/m}^2$$

Cortante último:

$$V_{cu} = 433 \times 5 \times 0,7 = 1515,5 \text{ kN} = 154,54 \text{ t}$$

$$V_{cu} \geq V_d$$

$$154,54 \text{ t} \geq 148,67 \text{ t} ; \textbf{CUMPLE!}$$

3.5.4.1.1.5 Verificación a punzonamiento

Para que la zapata cumpla con la verificación de punzonamiento, se debe verificar que:

$$\tau = \frac{F_{sd}}{u \times d} \leq f_{cv}$$

Cálculo del área interna del perímetro de punzonamiento (A_i)

$$A_i = 4 \times \pi \times d^2 + b_o(a_o + 4d) + a_o(b_o + 4d)$$

$$A_i = 12,23 \text{ m}^2$$

Donde:

b_o y a_o = Dimensiones de la columna

Cálculo del área externa del perímetro de punzonamiento (A_e)

$$A_e = a^2 - A_i$$

$$A_e = 12,77 \text{ m}^2$$

Donde:

a = Es la dimensión de la zapata

Cálculo del perímetro de punzonamiento

$$u = 4 \times \pi \times d + 2 (a_o + b_o)$$

$$u = 12,19 \text{ m}$$

Cálculo de la carga de punzonamiento:

$$F_{sd} = \sigma_t \times A_e = 2301,74 \text{ Kn}$$

Tensión de punzonamiento:

$$\tau = \frac{F_{sd}}{u \times d} = 269,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Por lo tanto, se comprueba que:

$$269,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 433 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ ¡CUMPLE!}$$

3.5.4.1.1.6 Comprobación al vuelco y al deslizamiento

La condición correspondiente se obtiene expresando que los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores superan a los momentos de vuelco.

$$(N + P) \frac{a}{2} \gamma_{1,f} \geq (M + V \times I_h) \gamma_{1,df}$$

Donde:

N, M, V = Esfuerzo normal, momento flector y esfuerzo cortante en cara superior de cimentación.

P = Peso propio de la zapata.

a = Ancho de la zapata.

I_h = Altura total de la zapata.

$\gamma_{1,f}$ = Coeficiente de seguridad al vuelco para cargas favorables.

$\gamma_{1,df}$ = Coeficiente de seguridad al vuelco para cargas desfavorables.

$$(271,1 + 233,48) \frac{5}{2} 0,9 \geq (292,44 + 148,67 \times 1,85) 1,8$$

$$1135,31 \geq 1021,46 \text{ ¡CUMPLE!}$$

3.5.4.1.1.7 Verificación de la armadura

Para la determinación del acero necesario se usa la fórmula:

$$\mu = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}}$$

$$\mu = 0,0827$$

$$\omega = \mu(1 + 0,72\mu)$$

$$\omega = 0,0876$$

Cálculo del esfuerzo de tracción en la armadura:

$$U = \omega \times b \times d \times f_{cd} = 4292,5 \text{ Kn}$$

Área de acero necesaria:

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = 0,00987 \text{ m}^2$$

Cuantía del acero:

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = 0,00283$$

La norma ACI y la NB establecen que:

$$\rho_{min} = 0,0018$$

Por lo tanto, cumple que:

$$\rho > \rho_{min} \text{ ¡CUMPLE!}$$

Por lo tanto, la armadura de la zapata cumple. **Para croquis de armadura ver anexo 6.**

3.6 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.6.1 Especificaciones técnicas

Ver anexo 2.

3.6.2 Precios unitarios

Ver anexo 3.

3.6.3 Cálculos métricos

Ver Anexo 4.

3.6.4 Presupuesto

Para la estimación económica del presente proyecto se elaboró un presupuesto que contempla exclusivamente los aspectos más relevantes de la obra. En total, se han considerado 33 ítems, los cuales abarcan principalmente la obra gruesa, incluyendo partidas como cimentaciones, estructuras de hormigón armado, muros y elementos estructurales esenciales para la estabilidad de la edificación.

Adicionalmente, se incorporaron ciertos ítems representativos de la obra fina, tales como la provisión y colocación de porcelanato, zócalos, revoques, entre otros acabados básicos que permiten una aproximación inicial del costo total de la construcción.

El presupuesto total estimado asciende a Bs 7,715,493.67, reflejando un análisis detallado de cantidades de obra y precios unitarios actualizados, permitiendo así una base sólida para la planificación y ejecución del proyecto.

3.6.5 Planeamiento y cronograma

Ver Anexo 5.

APORTE ACADÉMICO

4 APORTE ACADÉMICO. MURO DE SÓTANO

4.1 Resumen

El presente capítulo aborda el análisis y diseño estructural de un muro de sótano como aporte académico, aplicando los criterios de la NB 1225001 y la teoría del empuje activo de Rankine para determinar las cargas laterales del terreno y sobrecarga, así como las cargas axiales transmitidas desde la estructura superior.

Se verificaron esfuerzos de compresión, momentos flectores, deflexiones y esfuerzos cortantes, considerando también los efectos de esbeltez fuera del plano. El muro fue modelado como una viga vertical simplemente apoyada y se diseñó con un espesor de 20 cm, asegurando el cumplimiento de los requisitos estructurales de resistencia y servicio. El cálculo de la inercia efectiva y la verificación del momento de fisuración permitieron garantizar la seguridad ante la flexión, mientras que el refuerzo longitudinal y transversal fue determinado conforme a las exigencias por flexocompresión y cortante. Finalmente, se comprobó que la presión transmitida al terreno no supera su capacidad portante, asegurando así la estabilidad global del sistema.

4.2 Marco teórico

4.2.1 Generalidades

Los muros de sótano son los elementos estructurales diseñados para retener el empuje del suelo y soportar las cargas provenientes de la estructura superior. Su correcto diseño y ejecución garantizan la estabilidad del edificio, evitando fallas por desplazamiento, vuelco o esfuerzos excesivos. En construcciones subterráneas, estos muros también deben resistir cargas hidrostáticas y proveer una adecuada impermeabilización.

4.2.2 Determinación de las cargas de diseño

4.2.2.1 Empuje del terreno y sobrecarga

Coeficiente de empuje activo del suelo:

Para el coeficiente del empuje activo del suelo se utilizó la teoría de Rankine, la cual establece que el empuje lateral del suelo depende del ángulo de fricción interna del terreno y del ángulo de inclinación del muro θ . Este coeficiente se usa para calcular el empuje activo del suelo, que se presenta cuando el muro se desplaza ligeramente alejándose del suelo retenido.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

Fuente: Rankine. Teoria del empuje lateral de suelos

Empuje de la sobrecarga:

$$E_{s/c} = s/c \times K_a$$

Aquí se considera una sobrecarga, que representa una carga distribuida sobre el terreno adyacente al muro. La teoría de Rankine permite convertir esta carga en un empuje lateral equivalente, multiplicándola por el coeficiente de empuje activo.

Empuje activo del suelo:

El empuje activo del suelo es la presión que un suelo ejerce sobre una estructura de contención cuando este se encuentra en estado de falla. Es fundamental en el diseño de muros de contención y estructuras de retención de tierras, ya que permite evaluar las cargas laterales que podrían generar desplazamientos o inestabilidades.

$$P = K_a \times H \times \gamma_s$$

Donde:

P: Presión lateral del suelo

Ka: Coeficiente de empuje activo

γ_s : Peso unitario del suelo

4.2.2.2 Cargas axiales últimas debido a las cargas muertas y vivas

Las cargas axiales últimas representan la máxima carga que un elemento estructural puede soportar, considerando la combinación de diferentes tipos de cargas y aplicando coeficientes de seguridad. Se utilizan en el diseño de elementos sometidos a compresión, como columnas y muros de carga, asegurando que la estructura pueda resistir condiciones extremas sin fallar.

4.2.2.3 Verificación del esfuerzo vertical en el muro

La verificación del esfuerzo vertical en el muro, asegurando que la carga axial última que actúa sobre el muro no supere un porcentaje del esfuerzo de compresión del concreto. Esta verificación se basa en el artículo 11.8.1, que establece límites para evitar fallas por compresión en elementos de concreto.

$$\frac{P_u}{A_g} \leq 0,06 f_c$$

Donde:

P_u : Carga axial última aplicada en el muro

A_g : Área bruta de la sección transversal del muro

$0,06 f_c$: Límite de esfuerzo permisible según la normativa

Se debe verificar esto para evitar sobrecargar el muro con esfuerzos de compresión excesivos, asegurar que la sección de concreto pueda resistir la carga sin riesgo de falla.

4.2.3 Espesor mínimo del muro

De acuerdo con el artículo 11.3.1.1 de la NB 1225001, los muros de sótano diseñados mediante el método simplificado deben tener un espesor mínimo de 200 mm. Este valor busca garantizar una adecuada resistencia estructural frente a las cargas laterales del terreno, así como permitir el correcto alojamiento del acero de refuerzo y el cumplimiento de los recubrimientos mínimos exigidos por durabilidad.

4.2.4 Momento de diseño

El muro de sótano se calcula como una viga porque el empuje lateral del terreno genera momentos flectores y esfuerzos cortantes. Este enfoque permite determinar con precisión las sollicitaciones internas y diseñar el refuerzo adecuado para garantizar su estabilidad y resistencia.

Momento sin amplificar

$$M_s = \frac{W_s \times L_c^2}{8}$$

Momento amplificado

$$M_u = \frac{W_u \times L_c^2}{8}$$

4.2.5 Módulo de rotura del hormigón

El cálculo del módulo de rotura del concreto se realiza para estimar la resistencia del material a la tracción en flexión. (NB 1225001, ecuación 9-10, artículo 19.2.3)

$$f_r = 2 \times \sqrt{f_c}$$

4.2.6 Momento de fisuración M_{cr}

El momento crítico o de fisuración del muro se calcula para verificar el cumplimiento del artículo 11.8.1 inciso c) de la NB 1225001, que exige que la resistencia última a flexión sea mayor o igual al momento en que el concreto comienza a fisurarse

Cálculo del momento crítico (NB 1225001, ecuación 9-9):

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{\gamma_t}$$

4.2.7 Momento amplificado por efectos de esbeltez M_u

En elementos estructurales delgados y altos, como los muros de sótano, es fundamental considerar los efectos de esbeltez fuera del plano, ya que estos generan momentos adicionales debido al fenómeno de pandeo lateral combinado con carga axial.

La norma NB 1225001, en su artículo 11.8, permite emplear un método alternativo de análisis fuera del plano para muros que cumplan con ciertas condiciones geométricas y de carga. En este procedimiento, el momento último amplificado M_u se determina a partir del momento sin amplificar M_{ua} , considerando la flexibilidad de la sección mediante su inercia agrietada efectiva I_{cr} y la carga axial P_u .

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \frac{5 \times P_u \times L_c^2}{0,75 \times 48 \times E_c \times I_{cr}}}$$

4.2.7.1 Cálculo de la inercia crítica de la sección

La inercia crítica representa la rigidez de la sección y es necesaria para considerar el comportamiento estructural del muro bajo cargas de tracción. Se calcula según el artículo 11.8.3.1c. mediante la expresión:

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c} \times \left(A_s + \frac{P_u f_y}{h/2d} \right) (d - c)^2 + \left(L_m \times \frac{c^3}{3} \right)$$

Donde:

A_s : Área de acero de refuerzo

d : Distancia desde la fibra extrema de compresión hasta el refuerzo

c : Profundidad del bloque de compresión

Este cálculo es esencial para evaluar la capacidad de la sección para resistir esfuerzos de flexión, especialmente en muros de sótano donde el empuje del terreno puede inducir esfuerzos de tracción.

4.2.7.2 Inercia agrietada o efectiva

Una vez obtenido el momento de servicio, se determina la inercia efectiva según el artículo 11.8.4.1, que considera la influencia del fisuramiento en la sección del muro:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^3 \times I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^3\right) \times I_{cr}$$

Donde:

I_g : Inercia bruta de la sección sin fisuramiento

I_{cr} : Inercia crítica calculada previamente

M_{cr} : Momento crítico del concreto

Este valor representa la rigidez efectiva del muro en presencia de fisuras.

4.2.7.3 Deflexión máxima en el muro

La deflexión máxima se obtiene según la ecuación 11.8.3.1 mediante la expresión:

$$\Delta s = \frac{5 \times M \times L_c^2}{48 \times E_c \times I_e}$$

Donde:

Δs : Deflexión calculada

L_c : Luz del muro entre apoyo

I_e : Inercia efectiva

Esta ecuación permite determinar el desplazamiento real del muro bajo carga.

4.2.7.4 Deflexión máxima permisible

La normativa establece un límite de deflexión máxima permisible:

$$\Delta_{max} = \frac{L_c}{150}$$

Si se cumple la condición:

$$\Delta_{max} \geq \Delta_s$$

Significa que la estructura cumple con los requisitos de deformación y no requiere ajustes en el refuerzo o sección del muro.

4.2.7.5 Verificación del esfuerzo cortante del muro sótano

A demás del análisis de flexión y deflexión es necesario verificar que el muro de sótano resista los esfuerzos cortantes sin presentar fallas.

La fuerza cortante ultima se la calcula con:

$$V_u = \frac{W_u \times (L_{pl} - e_m)}{2}$$

Donde:

V_u : Fuerza cortante ultima

W_u : Carga aplicada ultima

4.2.7.6 Resistencia del concreto al cortante

La resistencia del concreto al cortante representa la capacidad de la sección de un muro para resistir esfuerzos de corte sin depender del refuerzo transversal. En muros sometidos a compresión axial, como los muros de sótano, esta resistencia puede ser significativa y debe calcularse considerando las características geométricas y mecánicas del elemento. La NB 1225001, en su artículo 11.5.4.5, establece que para casos donde el cortante actúa dentro del plano del muro, y bajo ciertas condiciones de carga y esbeltez, se puede utilizar la fórmula simplificada de la Tabla 11.5.4.6 (opción a) para estimar V_c .

$$V_c = \lambda \frac{\sqrt{f_c} \times b \times d}{6} =$$

Donde:

λ : Factor por tipo de concreto (1.0 para concreto normal)

4.3 Diseño del muro de sótano

4.3.1 Modelo estructural y carga lateral

El muro se modela como una viga simplemente apoyada vertical, con carga lateral, conforme el artículo 11.8.2.1 de la NB 1225001.

4.3.2 Determinación de cargas por la teoría de Rankine

4.3.2.1 Empuje del terreno y sobrecarga

Coeficiente de empuje activo del suelo:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

Empuje de la sobrecarga:

La sobrecarga que se tomó en cuenta fue de 300 kg/m² considerando que no hay edificaciones al lado, solo patio.

$$E_{s/c} = s/c \times K_a = 100 \frac{kg}{m^2}$$

Presión activa del terreno.

$$P = K_a \times H \times \gamma_s = 2279,97 \frac{kg}{m^2}$$

Carga total de la s/c y del terreno en servicio:

$$W_s = E_{s/c} + P = 2379,97 \frac{kg}{m^2}$$

Carga ultima de la s/c y del terreno:

$$W_u = 1,70 \times W_s = 4046 \frac{kg}{m^2}$$

4.3.2.2 Cargas axiales últimas debido a las cargas muertas y vivas

Carga axial ultima mayorada = $Pu1 = 1,40 \times Carga Muerta + 1,60 \times CV = 15307 \frac{kg}{m}$

Carga muerta del programa: 8930 kg/m

Carga viva del programa: 1650 kg/m

4.3.2.3 Peso propio del muro a mitad altura

Luz de la pantalla del muro sótano entre ejes de apoyo:

$$Lc = Lpl + 0,5 \times e_{losa} + 0,5 \times e_{piso} = 3,125 m$$

Peso del muro sótano a mitad de altura:

$$Pp = em \times \left(\frac{Hm}{2}\right) \times \gamma_c = 912 kg/m$$

Carga axial ultima del muro sótano a mitad de altura:

$$Pu2 = 1,40 \times Pp = 1276,8 kg/m$$

4.3.2.4 Cargas axiales sin mayorar

$$Ps = Carga muerta + CV + Pp = 11492 kg/m$$

4.3.2.5 Cargas mayoradas

$$Pu = Pu1 + Pu2 = 16584 kg/m$$

4.3.3 Efectos de esbeltez

Con el objetivo de considerar los efectos de esbeltez fuera del plano en el diseño del muro de sótano, se aplica el método alternativo especificado en el artículo 11.8 de la norma NB 1225001. Este método permite evaluar el momento último amplificado y calcular la inercia efectiva de la sección para una representación más precisa del comportamiento estructural.

Se verificaron todas las condiciones exigidas por el artículo 11.8.1 para su aplicación:

- La sección transversal del muro es constante en toda su altura (espesor 20 cm).
- El muro está sometido a flexión fuera del plano debido al empuje del terreno.
- Se comprobó que:

$$\phi Mn \geq M_{cr}$$

- La carga axial mayorada P_u es menor al 6% de $f_c \times A_g$, lo cual asegura que el muro no se encuentra controlado por compresión.
- La deflexión máxima fuera del plano es menor a $l_c/150$, satisfaciendo el requisito de servicio.

4.3.4 Geometría del muro

Para empezar con el cálculo del muro se dan valores previos para el dimensionamiento además de anotar los valores ya conocidos:

Longitud total del muro transversal: $L_m = 40 \text{ m}$

Altura total del muro: $H_m = 3,80 \text{ m}$

Longitud de pantalla libre: $L_{pl} = 2,90 \text{ m}$

Espesor del muro: $e_m = 0,20 \text{ m}$

Altura de piso: $Piso = 0,10 \text{ m}$

Altura de la zapata: $H_{zm} = 0,30 \text{ m}$

Ancho de la zapata: $B_{zm} = 0,75 \text{ m}$

4.3.5 Momento sin amplificar

$$M_{ua} = \frac{W_s \times L_c^2}{8} = 2905 \text{ kg m}$$

Donde:

W_s : Es la carga lateral de servicio por metro.

4.3.6 Verificación del esfuerzo vertical en el muro

Esfuerzo de compresión en el muro por unidad de metro.

Se debe cumplir en el artículo 11.8.1, inciso d), que:

$$\frac{Pu}{Ag} \leq 0,06 f_c$$

$$8,29 \frac{kg}{cm^2} \leq 12,6 \frac{kg}{cm^2} \text{ ¡CUMPLE!}$$

4.3.7 Cálculo del momento de fisuración M_{cr}

El momento crítico o de fisuración del muro se calcula para verificar el cumplimiento del artículo 11.8.1 inciso c) de la NB 1225001, que exige que la resistencia última a flexión sea mayor o igual al momento en que el concreto comienza a fisurarse

Se determina el momento crítico M_{cr} con las siguientes expresiones:

Se uso el módulo de rotura del concreto conforme al artículo 19.2.3 de la NB 1225001:

$$f_r = 2 \times \sqrt{f_c} = 28,98 \frac{kg}{cm^2}$$

Cálculo de la inercia bruta de la sección:

$$I_g = \frac{B_m \times e_m^3}{12} = 0,0007 m^3 = 666,67 cm^3$$

Entonces el momento de fisuración se evaluó mediante:

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{\gamma_t} = 1932,2 kg m$$

4.3.8 Diseño del acero longitudinal

Dado que el muro de sótano está sometido simultáneamente a cargas axiales y momentos flectores fuera del plano, el diseño del refuerzo longitudinal se realiza considerando la acción combinada de flexión y compresión. Este enfoque se ajusta a lo establecido en el Capítulo 22 de la NB 1225001, específicamente en el diseño de miembros estructurales bajo flexocompresión.

Cálculo del área de acero teniendo en cuenta la carga axial ultima a la cual se encuentra sometida:

$$A_s = \frac{Pu + 5 \times fy}{fy} = 8,32 \text{ cm}^2$$

Este valor se adopta como área de refuerzo longitudinal mínima, por ser más exigente que el requerido por flexión pura. Se garantiza así que el muro cuente con suficiente capacidad ante la sollicitación combinada.

4.3.8.1 Distribución de acero vertical en el muro

Teniendo en cuenta que se tendrán 2 capas de refuerzo vertical y se adoptan barras de 10 mm se tiene:

Un área de acero de = 1,425 cm²

Distancia entre barras:

$$\frac{A_s}{Area \emptyset} = \frac{8,32}{1.57} = 0,189 \text{ m} \approx 0,20 \text{ m}$$

4.3.9 Momento amplificado por efectos de esbeltez M_u

Calculamos la inercia critica (I_{cr}) de la sección del muro de sótano según el artículo 11.8.3.1c.

$$I_{cr} = \frac{Es}{Ec} \times \left(A_s + \frac{Pu fy}{h/2d} \right) (d - c)^2 + \left(Lm \times \frac{c^3}{3} \right)$$

$$I_{cr} = 32334 \text{ cm}^4$$

Cálculo del momento ultimo M_u considerando el efecto del pandeo y la rigidez de la sección:

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \frac{5 \times P_u \times L_c^2}{0,75 \times 48 \times E_c \times I_{cr}}}$$

$$M_u = 4940,05 \text{ kg m}$$

4.3.10 Momento resistente último

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 6303,02$$

Por lo tanto:

$$\phi M_n \geq M_u \text{ ¡CUMPLE!}$$

También se verifica que:

$$\phi M_n \geq M_{cr}$$

Este es un requisito al usar el método 11.8, asegura que la sección tenga rigidez suficiente antes de fisurarse.

4.3.11 Verificación de la deflexión máxima del muro de sótano

Hallamos la inercia efectiva según el artículo 11.8.4.1:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^3 \times I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^3 \right) \times I_{cr} = 42427 \text{ cm}^4$$

La Deflexion máxima se evalúa mediante la ecuación 11.8.3.1b:

$$\Delta s = \frac{5 \times M \times L_c^2}{48 \times E_c \times I_e} = 0,321 \text{ cm}$$

La deflexión máxima permisible se establece en el artículo 11.8.1 como:

$$\Delta_{max} = \frac{Lc}{150} = 2,08 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} \geq \Delta_s$$

$$2,08 \text{ cm} \geq 0,321 \text{ cm} ; \textbf{CUMPLE!}$$

4.3.12 Verificación de la resistencia a cortante del muro de sótano

Para verificar que el muro resiste adecuadamente los esfuerzos cortantes inducidos por el empuje del terreno, se aplica lo establecido en el artículo 11.5.4.5 de la NB 1225001, que permite el uso de una expresión simplificada para estimar la resistencia del concreto al cortante en muros sometidos a compresión axial.

4.3.12.1 Cálculo de la fuerza cortante última

Se considera una distribución triangular del empuje lateral en la pantalla libre del muro:

$$V_u = \frac{W_u \times (L_{pl} - em)}{2} = 5462,2 \text{ kg}$$

Donde:

W_u : Carga lateral ultima actuante

4.3.12.2 Cálculo de la resistencia del concreto al cortante V_c

La resistencia del concreto al cortante según la tabla 11.5.4.6 para muros sometidos a compresión axial es:

$$V_c = \lambda \frac{\sqrt{f_c} \times b \times d}{6} = 4888,1 \text{ kg}$$

Al no ser mayor que V_u , se requiere refuerzo horizontal adicional

4.3.12.3 Área de acero transversal requerida

De acuerdo con el artículo 11.6 de la NB 1225001, cuando la fuerza cortante última supera el valor de la resistencia del hormigón, se permite el uso exclusivo de la cuantía mínima de armadura transversal, sin necesidad de diseño específico por resistencia.

La cuantía mínima horizontal recomendada para muros sometidos a compresión axial, según la Tabla 11.6.1, es:

$$\rho_{min} = 0.0025$$

$$A_{sh} = 0.0025 \times b \times e_m = 5,00 \text{ cm}^2$$

Teniendo en cuenta que se tendrán 2 capas de refuerzo vertical y se adoptan barras de 8 mm se tiene:

Un área de acero de = 1,005 cm²

Distancia entre barras:

$$\frac{A_{sh}}{Area \ \emptyset} = \frac{5,00}{1.005} = 0,20 \text{ m} \approx 0,20 \text{ m}$$

4.3.13 Verificación de la capacidad portante del terreno

Para garantizar la estabilidad del muro de sótano, se debe verificar que la presión transmitida al terreno por la zapata no supere la capacidad portante neta del suelo.

4.3.13.1 Carga total sobre el terreno

$$P = P_{cm} + P_{cv} + P_{muro} = 12260 \text{ kg}$$

Donde:

P_{cm}: Carga muerta

P_{cv}: Carga viva

4.3.13.2 Cálculo de la capacidad portante neta del suelo

Se estima la capacidad portante neta del terreno restando la presión generada por el peso del material que recubre la zapata.

$$q_n = q_t - H_z * \gamma_c - H_{\text{piso}} * \gamma_c - H_{\text{rell}} * \gamma_t = 2.377 \text{ kg}$$

4.3.13.3 Cálculo del ancho mínimo de la zapata

Se determina el ancho necesario de la zapata para no superar la capacidad portante neta:

$$B_{zm} = \frac{P}{q_n} = 51,578 \approx 60 \text{ cm}$$

4.3.14 Esquema de armado

Esquema de armado de muro de sótano

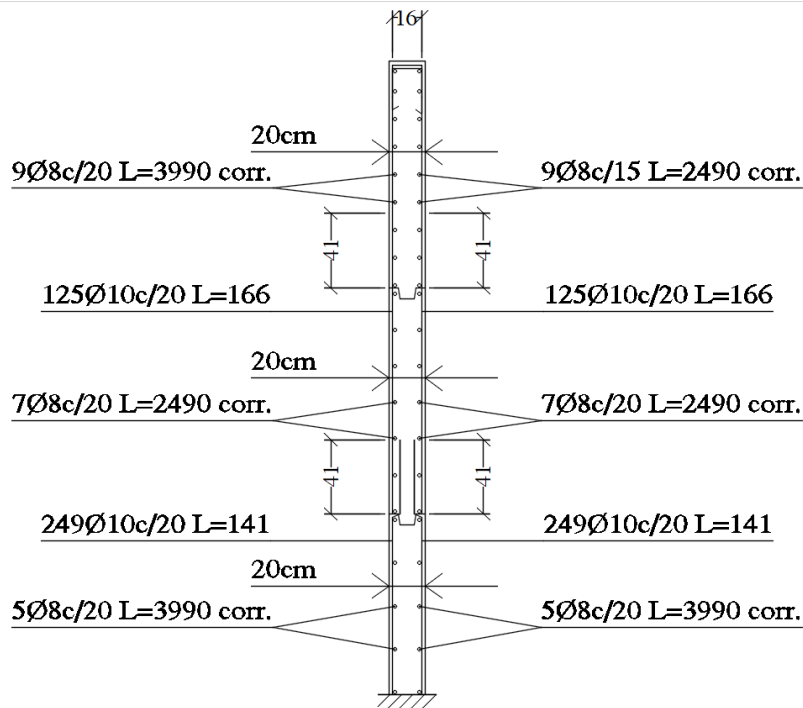


Figura 43

Fuente: Software Cypecad

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El diseño estructural desarrollado cumple con todos los objetivos planteados al inicio del trabajo, demostrando que es posible garantizar la seguridad de una edificación multifamiliar de 9 niveles, mediante la aplicación rigurosa de la normativa NB 1225001 y herramientas modernas de modelado estructural como CYPECAD.
- La comparación entre el análisis manual y los resultados generados por el software permitió validar la fiabilidad de ambos enfoques, destacando una concordancia adecuada en momentos flectores, cortantes y deformaciones, especialmente en losas y vigas.
- Se comprobó que el edificio presenta un comportamiento estructural dentro de los límites normativos, tanto para estados límite últimos como para estados de servicio.
- Se estableció de forma conservadora una capacidad portante admisible de 2.50 kg/cm^2 para el diseño de las zapatas, lo cual garantizó la estabilidad de la cimentación.
- La verificación de cargas de viento se realizó según el procedimiento simplificado de la NB 1225003, tomando en cuenta la velocidad básica del viento, categoría de exposición y factor de importancia, asegurando una modelación conservadora en el diseño (NB 1225003).
- Se realizó el análisis del muro de sótano aplicando los artículos 11.8 y 11.5 de la NB 1225001, incorporando los efectos de esbeltez fuera del plano y verificando esfuerzos por compresión, flexión y corte, concluyendo que el diseño cumple con todos los requisitos de seguridad (NB 1225001).
- El análisis del pórtico equivalente permitió una aproximación válida y precisa de los esfuerzos en la losa nervada en dos direcciones, confirmando su compatibilidad con los resultados obtenidos por modelado tridimensional en el software.
- La inclusión de ábacos integrados en la losa permitió mejorar la rigidez local en zonas próximas a columnas, disminuyendo los efectos de punzonamiento y mejorando la distribución de cargas en las intersecciones nodales.
- En la verificación a corte y punzonamiento de la losa, se determinó que los valores de cortante resistido por el hormigón superan a los esfuerzos solicitantes, validando que no se

requiere refuerzo adicional en la mayoría de las secciones, salvo en zonas críticas donde se dispusieron ábacos.

- La escalera fue diseñada como losa inclinada armada con canto constante, cumpliendo con los requisitos de flexión y corte, según los diagramas obtenidos por software y validado con cálculos manuales.
- La verificación de columnas bajo carga axial y flexión mostró que las armaduras cumplen con los límites mínimos y máximos normativos, y que las deformaciones se encuentran dentro de los rangos elásticos, confirmando la estabilidad del sistema de soporte vertical.
- Las fundaciones fueron verificadas a cortante, punzonamiento, vuelco y deslizamiento, con resultados que cumplen ampliamente los requisitos normativos, asegurando una transferencia eficiente de cargas al suelo y evitando asentamientos diferenciales.
- Se sugiere conservar como buena práctica la verificación por métodos manuales (como el pórtico equivalente) para complementar los resultados obtenidos por software, como fue aplicado satisfactoriamente en este estudio.
- Se aconseja registrar y archivar todos los modelos estructurales y parámetros geotécnicos utilizados, asegurando trazabilidad técnica que permita su revisión futura en auditorías o rediseños.
- El diseño del muro de sótano se realizó conforme a los lineamientos establecidos por la NB 1225001, cumpliendo con los requisitos para elementos sometidos a flexocompresión fuera del plano, lo que garantiza la estabilidad frente a las acciones laterales del terreno y las cargas axiales combinadas (NB 1225001).
- La utilización de la teoría de Rankine para estimar el empuje activo del terreno permitió calcular adecuadamente las presiones laterales actuantes, tomando en cuenta el ángulo de fricción interna del suelo y las condiciones geométricas del muro (Rankine).
- Se aplicó el método alternativo descrito en el artículo 11.8 de la NB 1225001 para considerar los efectos de esbeltez fuera del plano, incluyendo el momento último amplificado

y la inercia efectiva de la sección, esenciales para muros delgados de altura significativa (NB 1225001).

- La verificación del esfuerzo de compresión demostró que la carga axial última no supera el 6 % de la resistencia especificada del concreto, cumpliendo con lo establecido en el inciso d) del artículo 11.8.1, lo que asegura la integridad estructural bajo condiciones de carga máxima (NB 1225001).
- El momento resistente último del muro superó, tanto al momento de fisuración como al momento amplificado por esbeltez, satisfaciendo los requisitos normativos de seguridad estructural y evitando el inicio prematuro de fisuras (NB 1225001).
- Se comprobó que la deflexión máxima fuera del plano es inferior al límite permitido ($L/150$), cumpliendo con las exigencias de servicio para deformaciones y garantizando un comportamiento estructural adecuado a largo plazo (NB 1225001).
- Ante la insuficiencia de la resistencia del concreto al cortante, se incorporó el refuerzo horizontal mínimo prescrito en la Tabla 11.6.1 de la NB 1225001, asegurando la resistencia del muro frente a esfuerzos cortantes sin requerir un diseño adicional (NB 1225001).
- La capacidad portante neta del terreno no fue superada por la carga transmitida a través de la zapata, y el ancho mínimo requerido fue verificado satisfactoriamente, confirmando la estabilidad del sistema de cimentación (NB 1225001).