

CAPÍTULO I

PERFIL DE LA INVESTIGACION

1. INTRODUCCIÓN

El objeto de la presente investigación es el diseño integral de un edificio multifamiliar de cuatro niveles emplazado en un lote urbano de dimensiones reducidas dentro del barrio constructor, zona Lourdes, Tarija. Conceptualizado como una solución a la creciente necesidad de densificación intermedia, este edificio busca equilibrar la máxima explotación del suelo con la habitabilidad y el cumplimiento normativo. El diseño arquitectónico debe ajustarse rigurosamente a las restricciones urbanísticas locales de Tarija (altura máxima y ocupación de suelo), mientras que la ingeniería estructural debe garantizar la seguridad y servicio bajo los lineamientos de las Normas Bolivianas (NB). Se prioriza un sistema de Hormigón Armado (HA) dada su probada ductilidad y resistencia ante las solicitaciones sísmicas.

El área de emplazamiento del proyecto presenta antecedentes constructivos que justifican la necesidad de un diseño estructural avanzado. Específicamente, los estudios geotécnicos referenciales de la zona de Tarija revelan la presencia de suelos cohesivos de compresibilidad media o la existencia de rellenos heterogéneos, lo que históricamente ha generado asentamientos diferenciales en edificaciones vecinas de menor altura. Ante esta situación, las intervenciones iniciales en el lote se limitaron a soluciones preliminares, como la ejecución de un cierre perimetral rígido y reforzado para delimitar y contener la acción de empujes laterales del suelo adyacente. Sin embargo, estas soluciones no abordan el problema de la capacidad portante ni la necesidad de arriostramiento sísmico, lo que exige adoptar una cimentación continua y rígida, como la Viga T invertida, para garantizar la estabilidad de la estructura de cuatro niveles frente a las cargas verticales y las solicitaciones dinámicas.

Ante las condiciones limitantes del terreno y la necesidad de maximizar el aprovechamiento espacial, la intención primordial de este proyecto es generar un diseño estructural completo y optimizado que cumpla una doble función. Primero, busca validar la viabilidad constructiva de una edificación de cuatro niveles en un contexto de densificación urbana controlada. Segundo, y más importante, el desarrollo del proyecto se orienta a garantizar la seguridad integral de la estructura mediante la aplicación rigurosa de la Norma Boliviana de Diseño Sísmico (NB 1225001). Se

procederá con un análisis dinámico modal espectral para verificar el desempeño sísmico, siendo el principal logro la demostración de que la configuración propuesta, controlando estrictamente las derivadas de entrepiso, ofrece la resistencia y la ductilidad necesarias para proteger la inversión y la vida de los ocupantes, superando los desafíos geotécnicos y normativos de la zona de Tarija.

El desarrollo de este proyecto se fundamenta esencialmente en la Teoría del Diseño Sismorresistente, que, de acuerdo a la NB 1225001, exige un control estricto de la capacidad y la ductilidad de la estructura. Complementariamente, se aplica la Teoría de la Viga sobre Cimentación Elástica para el diseño de la Viga T invertida, garantizando la distribución uniforme de cargas en el suelo y el arriostramiento sísmico de la cimentación.

Si bien el cálculo y dimensionamiento del edificio representan una aplicación directa y total de la Ingeniería Civil, el proyecto posee un carácter intrínsecamente interdisciplinario. El análisis inicial requiere la contribución de la Arquitectura para establecer la funcionalidad, estética, y el cumplimiento de la normativa urbanística. Además, se requiere la colaboración de la Geotecnia (ciencia auxiliar clave) para la caracterización precisa del suelo, la determinación de la capacidad portante y el tipo de perfil de suelo esencial para la aplicación sísmica.

Finalmente, la relevancia social de los resultados radica en establecer un modelo de seguridad para la densificación urbana de Tarija. El diseño, al cumplir con las máximas exigencias sísmicas y urbanísticas, pretende proteger la vida y la inversión de los ciudadanos. Al validar un diseño seguro y eficiente para una tipología de cuatro niveles, el proyecto contribuye directamente a la resiliencia comunitaria y al desarrollo habitacional sostenible de la ciudad.

1.1.Antecedentes.

La topografía variada de la zona influye directamente en los proyectos de construcción. El sitio específico de emplazamiento del edificio de cuatro niveles se localiza, generalmente, en una zona de pendientes suaves o terreno plano consolidado, lo cual simplifica las operaciones de excavación, a diferencia de los barrios en ladera. Sin embargo, en zonas cercanas al río Guadalquivir o en antiguos lechos de quebradas, la

topografía se relaciona con la composición del subsuelo. Los proyectos anteriores en estas áreas han debido considerar la estratificación de suelos y la necesidad de nivelación y conformación de plataformas que garanticen una base uniforme para la cimentación.

La presencia y el comportamiento del agua en el subsuelo son antecedentes críticos para el diseño de la cimentación, especialmente para la viga T invertida. En muchas zonas de Tarija, se ha registrado un nivel freático somero o fluctuante debido a la cercanía de cuerpos de agua o a la deficiente red de drenaje pluvial.

Sobre la interacción agua-suelo y su efecto en la ingeniería, Teodoro E. Harmsen (1994) advierte sobre la necesidad de caracterizar adecuadamente los perfiles de suelo y la influencia de las condiciones hidráulicas en la capacidad de carga. Sus estudios y metodologías resaltan que, en suelos susceptibles, la simple saturación, incluso sin cambios topográficos notables, debe ser tratada como una carga crítica para el diseño estructural.

Los antecedentes constructivos en lotes con limitaciones o suelos heterogéneos en Tarija a menudo incluyen el uso de cimentaciones sobredimensionadas o la densificación por capas. Sin embargo, para estructuras de cuatro niveles, estas soluciones no son suficientes. La elección de la viga T invertida como elemento de cimentación se justifica precisamente porque:

- Aumenta el Área de Contacto: Distribuye la carga sobre una mayor superficie, reduciendo la presión transmitida, incluso en suelos de menor capacidad.
- Aporta Rigidez Lateral: La sección T invertida, arriostrando las columnas, controla la fluidez lateral del suelo saturado y minimiza la posibilidad de asentamientos diferenciales, un riesgo latente en suelos con niveles freáticos variables.

Este análisis de antecedentes establece la base geotécnica que fundamenta la necesidad de un diseño sismorresistente robusto, no solo frente a las fuerzas inerciales (NB 1225001), sino también frente a las condiciones adversas del subsuelo.

1.2. Justificación

1.2.1. Justificación Académica

El proyecto no se limita a reproducir procedimientos teóricos, sino que demuestra la capacidad del estudiante para integrar normativa, modelación avanzada, análisis estructural y criterios geotécnicos en un contexto real de diseño.

Aplicación integral del análisis sísmico dinámico modal espectral.

La normativa NBDS exige esta metodología para edificaciones de altura media. El proyecto demuestra dominio de la modelación 3D, el uso del método de elementos finitos y la interpretación de modos de vibración, derivas, irregularidades y efectos de segundo orden. Esto valida que el estudiante no solo comprende la teoría, sino que también es capaz de implementarla para garantizar el desempeño sísmico de la estructura.

Comparación técnica fundamentada entre alternativas de cimentación.

Se evaluaron tanto zapatas aisladas como la viga T invertida, demostrando que la selección estructural no puede ser arbitraria ni solo económica. El análisis académico se centra en cómo la rigidez de la cimentación y su capacidad de controlar asentamientos diferenciales influyen de manera directa en el comportamiento sísmico global del edificio. Esta comparación constituye un ejercicio académico completo, donde se evalúan capacidad portante, interacción suelo–estructura, demanda de acero y desempeño frente a carga lateral.

Optimización del sistema aporticado de hormigón armado bajo criterios de capacidad.

El proyecto evidencia dominio de conceptos avanzados como ductilidad, redistribución de momentos, columnas fuertes–vigas débiles, rigidez lateral, cuantías mínimas y máximas, y control de deformaciones. Esto demuestra que el estudiante es capaz de diseñar un sistema estructural eficiente, seguro y conforme a la normativa vigente, lo cual constituye un objetivo académico central de la formación en ingeniería civil

Diferencia entre fundaciones.

Esta referido a la comparación entre la Viga T Invertida y las Zapatas Aisladas, se enfoca en la justificación técnica de la rigidez y el control de la deformación.

También reside en justificar el mayor consumo de materiales H-25 y AH-500 como un requisito para alcanzar el desempeño.

- **Zapatas Aisladas:** El material hormigón y acero está diseñado solo para la capacidad portante vertical. La rigidez no es el criterio principal.
- **Viga T Invertida:** El material es diseñado para rigidez y resistencia a la flexión. El alma de la viga maximiza el momento de inercia con un menor volumen de hormigón que una losa de cimentación completa de igual rigidez, lo que se traduce en una solución eficiente para controlar la deformación, a pesar de su mayor costo inicial

1.2.2 Justificación sobre la aplicación Técnica – Practica

La investigación se justifica desde un enfoque técnico y práctico al ofrecer una solución de ingeniería civil que es segura, eficiente y directamente aplicable al mercado de la construcción en Tarija.

Cumpla con las derivas máximas permitidas para evitar daños no estructurales.

Tenga la ductilidad necesaria para disipar energía sísmica sin colapsar.

Se diseñe con un espectro de diseño calibrado a las condiciones del suelo local, algo crucial para la seguridad estructural.

La justificación práctica se enfoca en cómo el diseño propuesto beneficia al sector de la construcción local.

Modelo de Edificación Intermedia: Un edificio de cuatro niveles es una tipología de alta demanda y factibilidad financiera en Tarija. El proyecto sirve como un modelo de diseño ejecutivo listo para ser implementado, reduciendo los tiempos y costos de diseño para futuras inversiones inmobiliarias de similar escala.

Eficiencia en el Uso del Lote: En términos urbanísticos y económicos, el diseño justifica la máxima utilización permitida del predio (por la normativa municipal) para

generar la mayor cantidad de unidades habitacionales o comerciales posible dentro de los límites de altura segura, traducéndose en una alta rentabilidad por metro cuadrado de suelo.

Documentación Completa para Licitación y Construcción: El resultado final de la investigación no es solo un documento teórico, sino un expediente técnico completo (planos de detalle, memoria de cálculo, especificaciones técnicas y cuantificación de materiales). Este producto es directamente utilizable por constructoras, profesionales y la Alcaldía para su aprobación y ejecución, facilitando la gestión de la licencia de construcción.

1.2.2. Justificación e importancia social

El impacto social más significativo es la protección de los ciudadanos frente a riesgos naturales.

Mitigación del Riesgo Sísmico: Tarija es una zona con actividad sísmica. La aplicación rigurosa de la NB 1225001 asegura que la estructura posea la ductilidad y rigidez necesarias para soportar sismos sin colapsar. Esta garantía de vida es un deber ético del profesional y el aporte social fundamental de la investigación.

Protección del Patrimonio Familiar: Un diseño estructuralmente seguro protege la inversión económica de las familias y empresas que adquieren propiedades en el edificio. Minimizar el riesgo de daño estructural o pérdida total asegura la estabilidad económica de los inversionistas y reduce la carga financiera para el municipio en caso de desastre.

Mejora del Hábitat: El diseño arquitectónico, al optimizar la distribución y garantizar la adecuada iluminación, ventilación y accesibilidad, contribuye directamente a elevar la calidad de vida y el bienestar de los futuros residentes del edificio multifamiliar.

1.3.Planteamiento del problema

1.3.1. Situación problemática

El concepto central de esta investigación reside en la aplicación de la Teoría del Diseño Sismorresistente, que rige la forma de concebir y dimensionar estructuras en áreas con riesgo sísmico. Esta teoría establece que la seguridad no solo se logra con la resistencia bruta, sino principalmente a través de la ductilidad, es decir, la capacidad de la estructura de deformarse inelásticamente y disipar energía sin colapsar durante un sismo severo.

El objeto de investigación es la ejecución del Cálculo Estructural para un Edificio Multifamiliar de Cuatro Niveles, un proyecto que está intrínsecamente limitado por un espacio de terreno reducido en el entorno urbano del barrio constructor Tarija. Para el edificio de cuatro niveles, la forma de diseño consiste en adoptar un sistema de pórticos con Hormigón Armado HA

La necesidad de hacer este cálculo estructural, con esta restricción espacial se convierte en el principal desafío para la ingeniería, pues obliga a adoptar soluciones que optimicen la planta sin sacrificar la rigidez lateral.

El diseño debe garantizar que las columnas y vigas, a pesar de sus secciones potencialmente limitadas, cumplan con los requisitos de capacidad y ductilidad sísmica.

La no construcción significa que cuatro familias siguen sin una solución habitacional céntrica, y la ciudad pierde un ejemplo de desarrollo urbano vertical, seguro y económicamente viable.

El diseño comienza con la optimización del espacio para cuatro familias, cumpliendo con las restricciones municipales de Tarija. El enfoque es lograr la máxima funcionalidad y habitabilidad (distribución, iluminación, ventilación) dentro de las limitaciones de área y respetando los límites urbanísticos. Esto se traduce en un diseño arquitectónico preliminar regular en planta y altura, fundamental para el buen desempeño sísmico posterior.

Se crea el modelo 3D y se ejecuta el Análisis Modal Espectral para determinar las fuerzas sísmicas reales.

La verificación clave es el control de las derivadas de entrepiso ($\Delta x/h$). El diseño se ajusta iterativamente aumentando la rigidez con secciones de columnas/vigas hasta que las deformaciones laterales cumplan estrictamente con los límites de la norma, asegurando la integridad de los acabados y la habitabilidad post-sismo.

El diseño se enfoca en la Viga T invertida como solución de cimentación rígida.

Se verifica que la presión transmitida al suelo por la viga T sea inferior a la capacidad portante admisible del terreno. La rigidez de la viga se diseña para minimizar los asentamientos diferenciales, que son un riesgo latente en la zona de Tarija.

1.3.2. Delimitación temporal y espacial

1.3.2.1. Delimitación temporal

Tabla 1. Delimitación Temporal.

Fecha aproximada	Evento	Como tributa este dato?
Junio del 2023	Exploracion del tema	Se verifica el estado de un lote baldio ubicado en el barrio constructor zona Lourdes.
Julio del 2023	Se inicia la planificacion	Se plantea el diseño de un edificio de cuatro niveles.
Agosto del 2023	Se obtiene carta de institucion competente	Se realizan los tramites en derechos reales y municipalidad.
Octubre del 2023	Se da procedente al titulo de la propuesta	Esto es un junta del departamento de la carrera.
Noviembre del 2023	Se aprueba la asignatura CIV 501	Perfil aprobado en sus diseños teoricos y metodologicos.
Diciembre del 2023	Se comienza con las mediciones	Se realiza la medicion del lote con un topografo y estudio de suelos.
Febrero del 2024	Comienza el diseño	Con las mediciones de topografia y resultado del estudio de suelos SPT se procede a realizar el calculo estructural en Cype Cad
Mayo del 2024	Selección de alternativa optima	Se verifica la validez de la investigacion
Junio del 2024	Entrega de borrador	Borrador completo para ser revisado por el docente guía.
Julio del 2024	Entrega de archivo en lim	Se presento el anillado con sus respectivas correcciones al director de carrera y obtener su aprobacion.
A partir de Agosto	Pre defenza	Pre defenza con tribunales.

Fuente: Elaboración propia.

1.3.2.2.Delimitación espacial

Realizar el cálculo estructural de la vivienda multifamiliar, determinar el presupuesto necesario para su construcción y elaborar el cronograma de actividades para su emplazamiento.

a) Cubierta: La cubierta de la estructura será de losa alivianada con viguetas pretensadas, esto debido a que la estructura será destinada a una vivienda multifamiliar, siendo que en estas es recurrente las reuniones y celebraciones en la cubierta o último piso.

b) Entrepisos: Losa alivianada con viguetas, la principal ventaja de las losas aligeradas a base de vigueta, es que son auto soportables, lo que las vuelve mucho más económicas y que puedan construirse mucho más rápido comparado con la losa reticular y losa maciza, garantizando una adecuada estética y una cómoda instalación de servicios e instalaciones.

c) Estructuras de sustentación: Pórticos de H°A° conformado por vigas y columnas, la ventaja principal es que es un material con aceptación universal, por la disponibilidad de los materiales que lo componen, la desventaja es la poca resistencia a la tracción, aproximadamente la décima parte de su resistencia a la compresión.

d) Fundación: Zapatas de H°A°, este tipo de fundación estará de acuerdo al estudio de suelo realizado.

1.3.3. Problema

¿De qué manera, se puede realizar un buen diseño estructural de un edificio multifamiliar de cuatro niveles en Tarija, en un terreno considerado reducido?

1.4.Objetivo de la investigación

1.4.1. Objetivo general

Diseñar un edificio multifamiliar de cuatro niveles en el barrio Constructor zona Lourdes Tarija; considerando un espacio reducido del terreno; de tal manera, se pueda proveer de una vivienda segura, cumplimiento con la NBDS y Norma Boliviana NB 1225001 versión del código ACI 318-2014.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Establecer la ubicación geográfica con su planimetría de la zona de proyecto.
- Determinar las condiciones de cálculo estructural en áreas reducidas.
- Seleccionar la normativa estructural vigente como ser NBDS y la NB 1225001 referenciando ACI 318-2014.
- Hacer estudio geotécnico relacionado a la obtención del SPT
- Cuantificar el cómputo métrico detallado de la estructura.
- Desarrollar el análisis de presupuesto y precios unitarios.
- Elaborar cronograma de actividades estimada de la construcción.

1.5.Hipótesis

Si se establece adecuadamente las condiciones técnicas, entonces se tendrá un diseño óptimo.

1.6.Variables

1.6.1. Identificación de variables

- Variable independiente → Alternativas de Diseño estructural.
- Variable dependiente → Diseño seleccionado.

1.6.2. Definición operacional

La edificación será modelada en dimensión 3D utilizando el método de Elementos Finitos a través del software CYPECAD.

Se aplicará el Análisis Dinámico Modal Espectral como método principal, de acuerdo con las directrices de la NBDS.

El dimensionamiento de la Viga T invertida se basará en la Teoría de la Viga sobre Cimentación Elástica para determinar la distribución de presiones y el refuerzo necesario para la rigidez.

1.7.Alcance de la investigación.

El alcance de la investigación es causal-explicativo en la medida que busca demostrar y explicar que la propiedad de rigidez de la Viga T Invertida es el mecanismo necesario y suficiente para garantizar el control de la distorsión angular y el asentamiento diferencial, el cual no podría ser logrado con un diseño de zapatas aisladas bajo las condiciones geotécnicas específicas del proyecto. Se establecen dos alternativas de diseño dado el espacio reducido de nuestro terreno y tipo de suelo, uno con zapatas aisladas y otro con viga T invertida, el diseño optimo seleccionado se da por la diferencia que existe entre una alternativa y la otra en nuestro caso, como actúa cada una de fundaciones, la opción que más cumple técnicamente es la alternativa viga T invertida donde las cargas se distribuyen uniformemente tiene una alta rigidez y mejor control de asentamiento.

CAPÍTULO II

ESTADO DE CONOCIMIENTO

2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO.

2.1 Marco teórico conceptual

El marco conceptual se fundamenta en la unión de la Ingeniería Estructural con la Ingeniería Geotécnica. La estructura, concebida como un Sistema Aporticado de Hormigón Armado, se diseña basándose en la NB 1225001 y la NBDS para garantizar la ductilidad y el principio de columna fuerte-viga débil. La seguridad se valida mediante el Análisis Dinámico Modal Espectral, cuyo criterio clave es el control estricto de la Deriva de entrepisos para asegurar el desempeño sísmico y de servicio de la edificación de cuatro niveles.

El diseño de la cimentación propuesta es la viga T invertida, diseñada bajo la teoría de la viga sobre cimentación elástica para mitigar la principal amenaza: el asentamiento diferencial. Este elemento asegura que la presión de contacto de la estructura sea uniforme y menor a la capacidad portante admisible del suelo. Finalmente, la definición operacional engloba el uso de software de Elementos Finitos (FEM) y la elaboración de un Cómputo Métrico y Presupuesto para demostrar la viabilidad técnica y económica del proyecto ejecutivo.

2.1.1. Levantamiento topográfico

Un levantamiento topográfico es el conjunto de actividades que se realizan en el campo con el objeto de capturar la información necesaria que permita determinar las coordenadas rectangulares de los puntos del terreno, ya sea directamente o mediante un proceso de cálculo, con las cuales se obtiene la representación gráfica del terreno levantado, el área y volúmenes de tierra cuando así se requiere.

2.2 Estudio de suelos

El objetivo principal de realizar un estudio de suelos es determinar las características del terreno, para luego definir el tipo de cimentación apropiada y emitir recomendaciones que garanticen la estabilidad del proyecto.

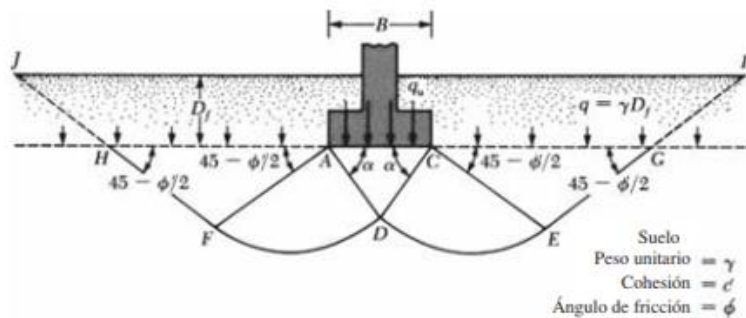
2.2.1 Prueba de penetración estándar S.P.T

2.2.2 Fundamento teórico

El ensayo normal de penetración SPT (Estándar Penetración Test) es una prueba In Situ que se ubica en el fondo de una perforación; consiste en determinar el número N de golpes de un martillo con peso 63,5 Kg (140 lb) y 76,2 cm (30 pulg) de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado una toma muestras partido normal en una distancia de 305 mm (1,0 pie).

2.2.3 Capacidad ultima de carga

Imagen 1. Capacidad portante.



Fuente: Braja M.das.

La ecuación de capacidad última de carga (Meyerhof, 1963)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Dónde:

c' = cohesión.

q = Tensión efectiva en el nivel de la parte inferior de la base.

γ = Peso unitario del suelo.

B = Ancho de la cimentación.

Del estudio de suelos, se tiene que el tipo de suelo en estudio es una “Arena limosa, color café claro” con una cohesión nula. Por lo que se tiene:

Cálculo de los factores de capacidad de carga.

$$q_u = q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$\phi' = \sqrt{20S_{pt}} + 20 \quad \text{Hatanaka y Uchida (1996)}$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'} \quad \text{Terzaghi.}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' \quad \text{Vesic(1973).}$$

Cálculo de los factores de forma.

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \left(\frac{B}{L} \right) \geq 0,6$$

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \tan \phi$$

Cálculo del factor de profundidad.

$$d_q = 1 + 2(1 - \sin \phi)^2 \cdot (\tan \phi) \cdot \left[\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \right]$$

Cálculo del factor de inclinación.

$$B = 0^\circ \text{ (Fundaciones verticales). } i_\gamma = \left(1 - \frac{B^\circ}{\phi} \right)^2$$

$$i_\gamma = 1$$

Factor de seguridad “FS”.

“El coeficiente de seguridad se considera $\gamma_t = 3$ para las situaciones persistentes y transitorias (combinación más desfavorable de las acciones de peso propio, sobrecarga de uso y viento).

Cálculo de la capacidad Portante.

Reemplazando todos los valores necesarios en la siguiente ecuación se tiene:

$$q_u = q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

2.3 Diseño arquitectónico

El diseño Arquitectónico debe responder al objetivo y justificación de la implementación del proyecto, además de criterios de eficiencia energética (ahorro y bajo consumo y otros), sostenibilidad y el respeto a la madre Tierra.

Debe plantear tecnología apropiada, buscando su eficiencia, permitiendo la accesibilidad de todos los segmentos sociales. Entre los aspectos que se deben tomar en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, viabilidad financiera, viabilidad normativa, supresión de barreras arquitectónicas, etc.

2.4 Idealización de la estructura

La idealización de la estructura es fundamental y el primer paso para el diseño estructural, consiste en considerar una estructura formada por elementos ideales, que facilitan su análisis y cálculo.

El producto final resulta de reemplazar una estructura real por un sistema simple susceptible de análisis con las debidas limitaciones.

2.5 Diseño estructural

2.5.1 Resistencia mínima del hormigón

Para el hormigón estructural, la resistencia especificada f_c' no debe ser inferior a 17 Mpa.

No se establece un valor máximo para f_c' salvo que se encuentre restringido por alguna disposición específica de la Norma.

2.5.2 Factores de reducción de resistencia

La resistencia de diseño de un elemento y sus nudos y conexiones, en términos de momento, fuerza axial, cortante, torsión y aplastamiento, debe tomarse como la resistencia nominal S_n multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ aplicable.

Tabla 2. Factores de reducción de resistencia

FACTORES DE REDUCCION	Ø
Flexión simple y tracción	0,90
Compresión con zunchos	0,70
Compresión con estribo	0,65
Corte y torsión	0,75
Corte sísmico	0,60

Fuente: NB1225001.

2.5.3 Combinaciones de carga

En el procedimiento de diseño por resistencia, el margen de seguridad se obtiene mediante una combinación de factores aplicados a las cargas.

Tabla 3. Combinaciones de carga.

Cargas	Combinaciones de carga	
Estructura vacía	$U = 1,4 (D+L)$	D
Estructura con sobrecarga	$U = 1,2 (D+F+T) + 1,6 (L+H) + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	L
Estructura de cubierta	$U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1L \text{ o } 0,80 W)$	
Acción de viento	$U = 1,2D + 1,0 W + L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	W
Acción sísmica	$U = 1,2 D + 1,0E + 1,0L + 0,2 S$	E
Acción de viento + Empuje del suelo	$U = 0,9 D + 1,0W + 1,6H$	W
Acción sísmica + Empuje del suelo	$U = 0,9 D + 1,0E + 1,6H$	W

Fuente: NB1225001.

D = Cargas muertas.

E = Efectos de carga producidos por el sismo.

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

H = Cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales.

L = Cargas vivas.

L_r = Cargas vivas de cubierta.

R = Cargas por lluvia.

S = Cargas por nieve.

T= Efectos acumulados de variación de temperatura, fluencia lenta, retracción, asentamiento diferencial, y retracción del hormigón de retracción compensada.

U = Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas.

W = Carga por viento

2.5.4 Cargas de diseño

2.5.4.1 Cargas muertas

Las cargas muertas se las determinarán en función de las geometrías de las secciones transversales y de sus pesos específicos.

2.5.4.2 Cargas vivas

Tomando en cuenta la Norma Boliviana de cargas “NB 1225002-1”, tenemos las siguientes cargas vivas a considerar”

Tabla 4. Cargas vivas de diseño

Tipo de servicio	Sobrecargas	
	kN/m²	t/m²
Azoteas	3	0,3
Baños	3	0,3
Cocinas	2	0,2
Comedores	5	0,5
Escaleras	3	0,3

Fuente: NB1225002.

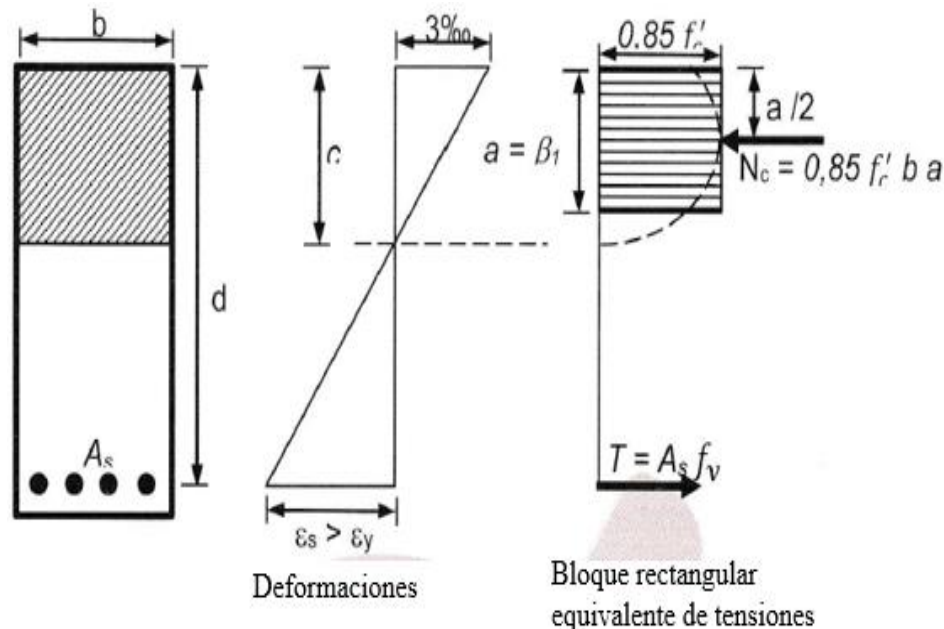
2.5.5 Diseño de vigas

Las cargas que actúan, en una estructura, ya sean cargas vivas de gravedad o de otros tipos, tales como cargas horizontales de viento o las debidas a contracción y temperatura, generan flexión y deformación de los elementos estructurales que la constituyen. La flexión del elemento viga es el resultado de la deformación causada por los esfuerzos de flexión debida a cargas externas que actúan perpendiculares a su eje mayor.

Diagrama rectangular de tensiones del hormigón

Una tensión en el hormigón de $0,85f'_c$ uniformemente distribuida en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 \times c$ de la fibra de deformación específica máxima en compresión. (NB1225001-1,2014).

Imagen 2. Diagrama rectangular de las tenciones del hormigón



Fuente: NB1225001.

La distancia desde la fibra de deformación específica máxima al eje neutro, c , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

Tabla 5. Valores β_1 para la distribución rectangular.

	F'c [Mpa]	β_1
A	$17 \leq F'c \leq 28$	0,85
B	$28 < F'c < 55$	$0,85 - \frac{0,5 \times (F'c - 28)}{7}$
C	$F'c \geq 55$	0,65

Fuente: NB1225001.

2.5.5.1 Diseño de vigas a flexión

Pre dimensionamiento. - De acuerdo al apartado 9.3.1.1 del proyecto de normativa NB1225001 se facilita una tabla para realizar un pre dimensionamiento según el tipo de apoyo.

Tabla 6. Altura mínima en vigas.

Condición de apoyo	h (Mínimo)
Simplemente Apoyada	$l/16$
Un extremo continuo	$l/18,5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/18$

Fuente: NB1225001.

Relaciones aplicables para hormigón de peso normal y $f_y = 420$ MPa. Para f_y distinto la altura mínima debe modificarse por:

$$\left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right)$$

Considerando para vigas simplemente apoyada como la condición más desfavorable que se puede presentar en el diseño

$$h_{\min} = \frac{L}{16}$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresión

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M u}{\phi \times 0,85 \times f'_c \times b \times d^2}} \right] \text{ (mm)}$$

Adoptar como $\phi = 0,9$

Cálculo armadura necesaria

$$A_{s.neces.} = \frac{0,85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} \text{ (mm}^2\text{)}$$

La cuantía mínima de acero de acuerdo al proyecto de normativa NB1225001-1 es:

$$A_{s.min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w \times d \geq \frac{1,4}{f_y} b_w \times d \text{ (mm}^2\text{)}$$

Cálculo de la armadura máxima

$$A_{s.max.} = 0,75 \times \rho_b \times b_w \times d \text{ (mm}^2\text{)}$$

Cálculo de la cuantía balanceada:

$$\rho_b = \alpha \times \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003} \times \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\alpha = 0,85 \times \beta_1$$

Verificación de áreas de acero

$$A_{s.min} \leq A_{s.nece} \leq A_{s.max.}$$

Separación entre barras

$$S \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{b_w - 2 \times r - (N + 1) \times \phi_{barra}}{N - 1}$$

2.5.5.2 Cálculo de la armadura de corte

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en:

$$V_u \geq \phi V_n$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada

V_n = Resistencia nominal al cortante calculada mediante

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón

V_s = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por la armadura de cortante

Resistencia al cortante proporcionada por el hormigón:

- Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d \text{ (N)}$$

- Para elementos sometidos a compresión axial:

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \times b_w \times d \text{ (N)}$$

Armadura mínima de cortante

1. Siempre que V_u sea mayor que $0,5\phi V_c$ se requiere un área mínima de armadura para cortante no menor que la especificada.
2. Donde V_u excede ϕV_c , la armadura para cortante debe ser mayor a la mínima
3. Si $0,5 \times (\phi V_c) < V_u < \phi V_c$ Colocar armadura mínima A_v . min

Cálculo del refuerzo de acero

$$V_u = \phi(V_c + V_s)$$

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

Cálculo del espaciamiento de la armadura transversal

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S}$$

Nos asumimos el diámetro de la barra, se multiplica por dos por el número de piernas

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

Cálculo de la resistencia nominal del acero

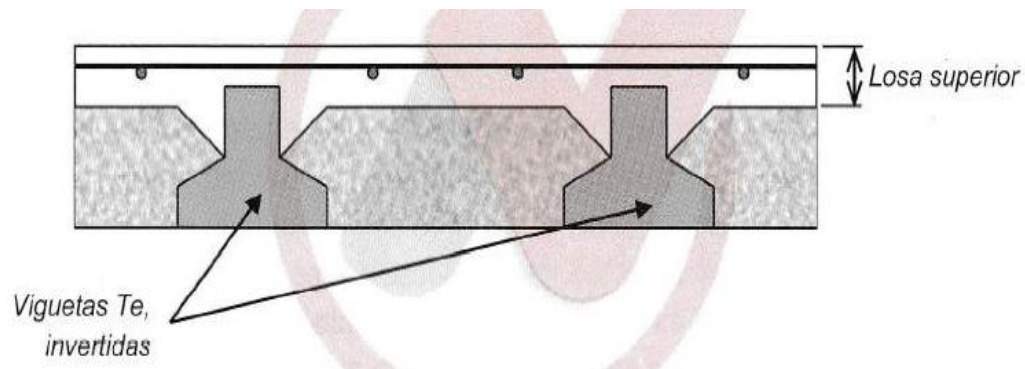
$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S}$$

Límite para el espaciamiento del refuerzo cortante

$$S_{\max.} = \begin{cases} 0,5d \\ 600 \text{ mm} \end{cases} \text{ de estas dos escogemos la menor}$$

2.5.6 Diseño de losa aliviana

Imagen 3. Vista frontal de una losa alivianada.



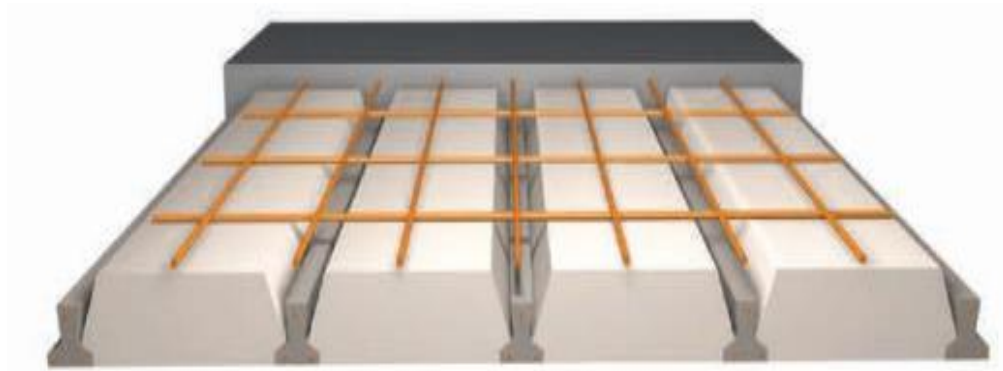
Fuente: NB 1225001.

Sobre los componentes del sistema

La losa se compone de tres elementos principales:

- Vigueta pretensada, fabricadas por firmas comerciales reconocidas.
- Material de relleno o bovedilla, que consiste en plastoform o bovedilla de ladrillo como medidas adecuadas, según lo establece el fabricante de las viguetas para lograr finalmente la forma final de la sección que se utilizó en el cálculo.
- La losa de compresión, es el concreto que junto con el acero de fuerza requerido, el cual queda por encima de las viguetas y bovedillas, siendo su función estructural integrar y dar continuidad al sistema.

Imagen 4. Losa alivianada



Fuente: Ficha tecnica de viguetas pretensadas.

Metodologia de cálculo

- Determinación del canto de la losa alivianada

Para elegir el sentido de la colocación de viguetas fue con base en la continuidad de los paños y la obtención de momentos flectores menores, por lo que las viguetas están paralelamente dispuestas a la luz menor de la losa.

$$h = \frac{l}{28} \text{ (m)}$$

- Determinación de la armadura de reparto

Será necesario colocar armadura mínima en la dirección perpendicular al armado de las viguetas de la losa aligerada para controlar los esfuerzos por cambios de temperatura y contracción de fraguado del concreto. Por tal motivo, la armadura de reparto se determina de acuerdo a la siguiente tabla:

Como en este diseño se está trabajando con un acero 500 MPa nuestra armadura mínima será:

$$A_{s_{\min}} = 0,0015 \times b \times h$$

- Separación mínima

De acuerdo con el proyecto de normativa NB12225001-1 en el apartado 7.12.2.2 nos dice que la armadura de retracción y temperatura debe cumplir que:

$$S_{\min} \begin{cases} \leq 3h \text{ (de la losa)} \\ \leq 300 \text{ mm} \end{cases}$$

- Verificación de viguetas

1.- Estadio 2 (tiempo = 0), El elemento está bajo el pre esfuerzo, pero no está sujeto a ninguna carga externa superpuesta, solamente al peso propio de la viga M_o . El Momento flector es causado por la fuerza de pretensado (P_o).

Verificación de esfuerzos para la fibra traccionada:

$$f_{10} = -\frac{M_o \times c_{10}}{I_o} + \frac{(P_o \times e_o) \times c_{10}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \leq f_{ti}$$

$$f_{ti} = 0,25\sqrt{f'c}$$

Verificación de esfuerzos para la fibra comprimida:

$$f_{20} = +\frac{M_o \times c_{20}}{I_o} - \frac{(P_o \times e_o) \times c_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \geq f_{ci}$$

$$f_{ci} = 0,60 f'c$$

2.- Estadio 4 (Tiempo = ∞)

Cuando la viga está sometida a las cargas de servicio, que se componen del peso muerto, como forjados de piso soportados por la viga, y las sobrecargas de uso.

Verificación de esfuerzos.

$$-\frac{M_T \times c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(P_f \times e_\infty) \times c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{P_e}{A_\infty} \geq f_{cs}$$

$$+\frac{M_o \times c_{20}}{I_o} - \frac{(P_o \times e_o) \times c_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \leq f_{ts}$$

$$f_{ts} = 1,6 \times \sqrt{f'c} \text{ Mpa}$$

$$f_{cs} = -0,45 \times \sqrt{f'c} \text{ Mpa}$$

Comprobación de la flecha

- **Determinación de la contra flecha debido solamente a la fuerza de pre esforzado.**

La ecuación que se empleará para determinar la contra flecha es la siguiente:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{5 * M * L_v^2}{48 * E * I}$$

El valor de momento M corresponde al momento generado por los cables.

$$M = P_0 * e_0$$

- **Determinación de la flecha debido a las cargas que actúan sobre la vigueta**

La ecuación que se empleará para determinar la flecha es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{5 * w * L_v^4}{480 * E * I}$$

Donde:

El valor de momento w corresponde a la carga total generada para el tiempo infinito analizado anteriormente:

$$w = q_0 + q_d + q_L$$

- Por lo tanto, la flecha final para la sección será:

$$\Delta_{\text{final}} = \Delta_{\text{fuerza de preesforzado}} - \Delta_{\text{cargas que actúan sobre la vigueta}}$$

- Verificación de la flecha

$$\Delta_{\text{final}} \leq \frac{L_v}{480}$$

2.5.7 Diseño de columnas

La Norma Boliviana de Hormigón Estructural establece, que las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas mayoradas de todos los entre pisos o cubierta, y el momento máximo debido a las cargas mayoradas.

2.5.7.1 Dimensionamiento de columnas

Según el proyecto de normativa NB1225001, la mínima dimensión de una columna rectangular hormigonada en obra debe ser $b \geq 300 \text{ mm}$ y el diámetro de la armadura principal a utilizar en la columna debe ser $d_b \geq 12 \text{ mm}$.

2.5.7.2 Límites para las armaduras de elementos comprimidos

Se toman en cuenta las siguientes consideraciones

a) Elementos comprimidos no compuestos

El área de la armadura longitudinal, A_{st} , para elementos a compresión no compuestos se debe cumplir con:

$$0,006 A_g \leq A_{st} \leq 0,08 A_g$$

b) Número mínimo de barras

4 para barras dentro de estribos circulares o rectangulares

3 para barras dentro de estribos triangulares

6 para barras rodeadas por espirales

2.5.7.3 Espaciamiento entre barras del refuerzo a tracción

$$S_{t_{min}} \begin{cases} \geq 1,5 db \\ \geq 40mm \\ \geq 1,33 \text{ del tamaño maximo del agregado grueso} = 2,53 \text{ cm} \end{cases}$$

2.5.7.4 Diseño a corte

La armadura necesaria y mínima es calculada de igual manera que en el elemento viga.

Separación mínima

$$S_{t_{min}} \begin{cases} \geq 1,5 \cdot db \\ \geq 40 \text{ mm} \\ \geq 1,33 \text{ del tamaño maximo del agregado grueso.} \end{cases}$$

Separación máxima

$$S_{t_{\max}} \begin{cases} \leq 12 \cdot db \\ \leq 36 \cdot dbe \\ \leq b \text{ dimension del lado menor de la columna} \end{cases}$$

2.5.7.5 Efectos de la esbeltez en elementos comprimidos

Se permite ignorar los efectos de la esbeltez en los siguientes casos:

a) Para elementos en compresión desplazables, pueden despreciarse los efectos de la esbeltez cuando:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22$$

b) En estructuras indesplazables se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

Para calcular las fuerzas y momentos en la estructura, se debe usar el Análisis no lineal:

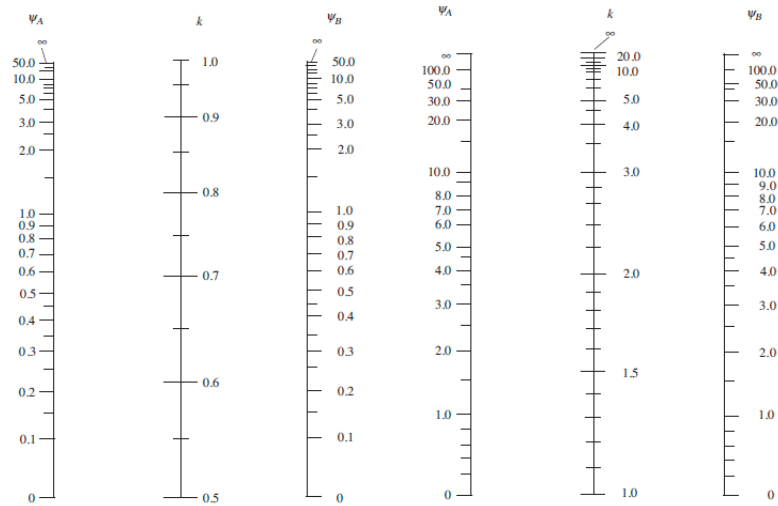
$$\frac{k l_u}{r} > 100$$

En estas expresiones, el radio de giro puede calcularse con la siguiente expresión:

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

2.5.7.6 Determinación de los factores k con monogramas

Imagen 5. Monograma para estructura traslacional e intraslacional.



Fuente: Diseño de Concreto Reforzado (p. 323), por J. C. McCormac y R. H. Brown, 2017, Alfaomega Grupo Editor.

Donde se analiza el valor ψ en cada extremo de la columna:

$$\psi = \frac{\sum(EI/l) \text{ de los miembros a compresión (columnas)}}{\sum(EI/l) \text{ de los miembros a flexión (vigas)}}$$

Factor de longitud efectiva.

Imagen 6. Longitud efectiva K

La forma de pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores teóricos de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados de proyecto para condiciones reales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Condiciones de vínculo	 Rotación y Traslación impedida  Rotación libre y Traslación impedida  Rotación impedida y Traslación libre  Rotación libre y Traslación libre					

Fuente: CIRSOC 301

2.5.7.7 Diagrama de interacciones para columnas de hormigón

Un diagrama de interacción de resistencia de columnas de hormigón armado es un gráfico que define la resistencia utilizable para diferentes combinaciones de carga axial y momento de falla para cualquier excentricidad, existe un solo par de valores de ϕP_n y ϕM_n que producirán un estado inminente de falla. En este diagrama, representa una excentricidad en particular.

2.5.8 Diseño de cimientos.

2.5.8.1 Presiones permisibles del suelo

Las presiones permisibles o admisibles del suelo deben obtenerse con el trabajo de un especialista en geotecnia. Para obtener estos valores para el diseño de la cimentación se deben realizar sondeos y pruebas de carga.

Para poder determinar el área requerida para la cimentación, se puede dividir la última presión presente en el suelo entre la última carga que recibe la columna.

2.5.8.2 Zapatas cuadrada o rectangular aislada

La zapata aislada es el tipo de cimentación superficial más común, diseñada para soportar las cargas de un único elemento estructural vertical, como una columna o pilar. Su función es distribuir la carga concentrada sobre un área de suelo lo suficientemente grande para no exceder la capacidad portante admisible del terreno.

Altura mínima de las zapatas y cabezales

La altura de las zapatas sobre la armadura inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de cabezales de pilotes.

Cálculo del área requerida

Para ello se emplea

$$A = \frac{P}{q_{adm.}}$$

$$B = \sqrt{A}$$

Cálculo de excentricidades

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

Cálculo de la capacidad del suelo

$$q_{suelo} = \frac{P}{A} \times \left(1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

Cortante por punzonamiento

Se refiere al efecto en que la zapata trata de fallar por una superficie piramidal, como respuesta a la carga vertical que le transfiere la columna o pedestal.

$$V_{up} = P_u - \frac{q_1 + q_4}{2} \times [(b_c + d) \times (l_c + d)]$$

$$V_c \leq \begin{cases} \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \times b_o \times d \\ \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \times b_o \times d \\ \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{3} \times b_o \times d \end{cases} \quad \alpha_s = \begin{cases} 40 \text{ columna interior} \\ 30 \text{ Columna borde} \\ 20 \text{ columna esquina} \end{cases}$$

β es la relación del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada, o el área de reacción.

Cálculo del esfuerzo a corte critico

$$q_{ud} = q_1 - \frac{q_1 - q_2}{L} \left[\frac{(L - b_1)}{2} - d \right]$$

Cálculo del esfuerzo cortante

$$U_{up} = \frac{V_{up}}{L \times d}$$

Éste debe ser menor que el resistido por el concreto:

$$U_{up} \leq \frac{\phi \times \sqrt{f'_c}}{6}$$

Diseño a flexión sección crítica

Según el proyecto de normativa NB1225001 nos indica que la sección crítica se presenta según el elemento que sea analizado, como a continuación se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 7. Cálculo de los momentos máximos mayorados.

PARA ZAPATAS QUE SOPORTAN:	UBICACIÓN DE LA SECCION CRITICA
Columna, pedestal o muro	En el borde de la columna, pedestal o muro
Muro de mampostería	A media distancia entre el eje y el borde del muro
Columna con platina de base de acero	A la mitad de la distancia entre el borde de la columna y el borde de la platina de base

Fuente: NB1225001.

La sección crítica en la cual se calcula el momento mayorado máximo se determina pasando un plano vertical a través de la zapata, justo en la cara de la columna, pedestal o muro si estos son de concreto

$$M_u = \left[\left(\frac{q_{u\max} - q_{uf}}{2} \right) \left(\frac{2L_v^2}{3} \right) + q_{uf} \frac{L_v^2}{2} \right] B$$

2.5.8.3 Viga T invertida

Concepto y Funcionamiento

- **Forma Invertida:** A diferencia de una viga T normal (utilizada en techos, donde el ala está arriba), en la cimentación, el ala ancha (la base) está en la parte inferior, en contacto directo con el suelo, mientras que el alma (el nervio vertical) se proyecta hacia arriba para conectar con la columna o muro.

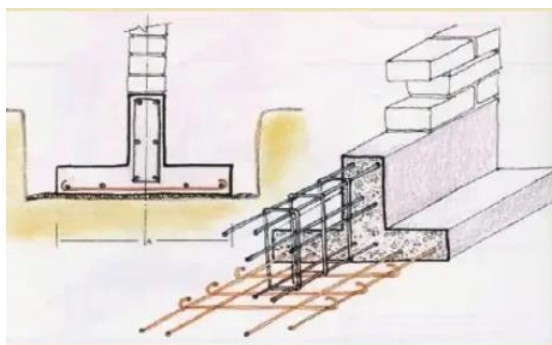
- **Distribución de Cargas:** Su función principal es recibir las cargas puntuales de las columnas o las cargas lineales de un muro y distribuirlas sobre una superficie de suelo mayor. El ala ancha actúa como una zapata continua, reduciendo la presión transmitida al terreno a niveles admisibles.
- **Rigidez:** La sección T proporciona una gran rigidez a la viga, lo que es esencial para conectar varias columnas y evitar o minimizar los asentamientos diferenciales (que una columna se hunda más que otra). Esta rigidez es especialmente importante en terrenos heterogéneos o blandos.

Aplicaciones Prácticas

La viga T invertida es una solución ideal en los siguientes casos:

- **Cargas Lineales Elevadas:** Bajo muros de carga pesados o una línea de columnas muy próximas.
- **Suelos Compresibles o Blandos:** Donde se requiere un gran ancho de apoyo para mantener las presiones del suelo bajas.
- **Prevención de Asentamientos Diferenciales:** La rigidez de la sección T asegura que todas las columnas conectadas se asienten de manera uniforme.
- **Conexión Sísmica:** Actúa como una **viga de amarre** rígida que conecta columnas o zapatas, siendo crucial en zonas sísmicas (como Tarija) para asegurar que la estructura se mueva como una unidad integral y no permita el volteo de las zapatas individuales.

Imagen 7. Cimiento T invertida.



Fuente: *dwgLAB.*

2.5.9 Diseño de escaleras

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

Para el diseño de una escalera se requiere de los siguientes cálculos:

- Pre dimensionamiento. – El pre dimensionamiento consiste en determinar la altura de la losa

$$h = \frac{L}{20} \text{ (m)}$$

- Canto útil
- Cálculo de armadura positiva. – El diseño de la armadura positiva se realiza el mismo análisis como una viga
- Cálculo de armadura mínima
- Cálculo de armadura por retracción y temperatura
- Espaciamiento

Posteriormente para el cálculo del acero necesario para la escalera, se la asume como una viga simplemente apoyada para el momento positivo, y como una viga empotrada para el momento negativo.

2.6 Estrategia para la ejecución del proyecto

2.6.1 Especificaciones técnicas

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

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

materiales y la ejecución, y finalmente las normas y pruebas previstas para las recepciones correspondientes.

Las especificaciones técnicas están compuestas por:

- Definición
- Tipos de materiales, herramientas y equipos
- Procedimiento para la ejecución
- Forma de medición
- Forma de pago

2.6.2 Cálculos métricos

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

2.6.3 Precios unitarios

Los precios unitarios determinan el presupuesto de la obra de manera parcial previamente realizando los cálculos métricos, esto se logra efectuando un análisis de precios unitarios para cada ítem separando claramente todos sus componentes: insumos, precios de materiales, determinación del rendimiento de la mano de obra, maquinaria, equipo, gastos generales, impuestos y utilidad prevista.

Para el cálculo de los precios unitarios, se deben considerar los siguientes aspectos: Costos directos de obra y Costos indirectos.

Costos directos de obra: Se entiende como costos directos de obra, los correspondientes a la suma del costo de materiales directos colocados al pie de la obra cuyo insumo debe ser rigurosamente verificado con el fin de tener valores reales y la mano de obra requerido para la realización de los diferentes ítems componentes de la obra a ser ejecutada.

Costos indirectos: Los costos indirectos son la suma de aquellos gastos que por su naturaleza son de aplicaciones a las obras ejecutadas en un tiempo determinado, comprendiéndose dentro de ellos los siguientes aspectos:

- Leyes sociales y de trabajo.
- Amortización o alquiler de maquinaria, equipo y herramientas.
- Gastos generales en los que están comprendidos los siguientes rubros:
- Alquiler de oficinas, alumbrado, teléfono, limpieza y otros
- Sueldos incluyendo cargas sociales del personal superior.
- Sueldos incluyendo cargas sociales del personal administrativo.
- Material de escritorio.
- Gastos de movilidad, representación y viáticos del personal superior y administrativo.
- Gastos de inscripción y permanencia en diferentes instituciones.
- Gastos en la compra de documentos de licitación y otros.
- Gastos notariales.

2.6.4 Presupuesto

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

2.6.5 Planeamiento y cronograma.

Para realizar la ejecución de un proyecto se tiene que seguir una secuencia lógica de actividades donde una actividad no puede empezar sin antes concluir las actividades antecedentes.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costo adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra, puede utilizarse el método de la Ruta Crítica.

2.6.6. Espectro sismorresistente.

El espectro sismorresistente o espectro de diseño sísmico es una representación gráfica fundamental en la Ingeniería Estructural que muestra la demanda sísmica máxima que

un sismo puede imponer sobre una estructura en función de su período de vibración (T). Constituye la base del Análisis Modal Espectral, método obligatorio según la Norma Boliviana de Diseño Sísmico.

El espectro expresa cómo varía la aceleración máxima esperada para distintos períodos estructurales. Periodos cortos (estructuras rígidas) mayores aceleraciones.

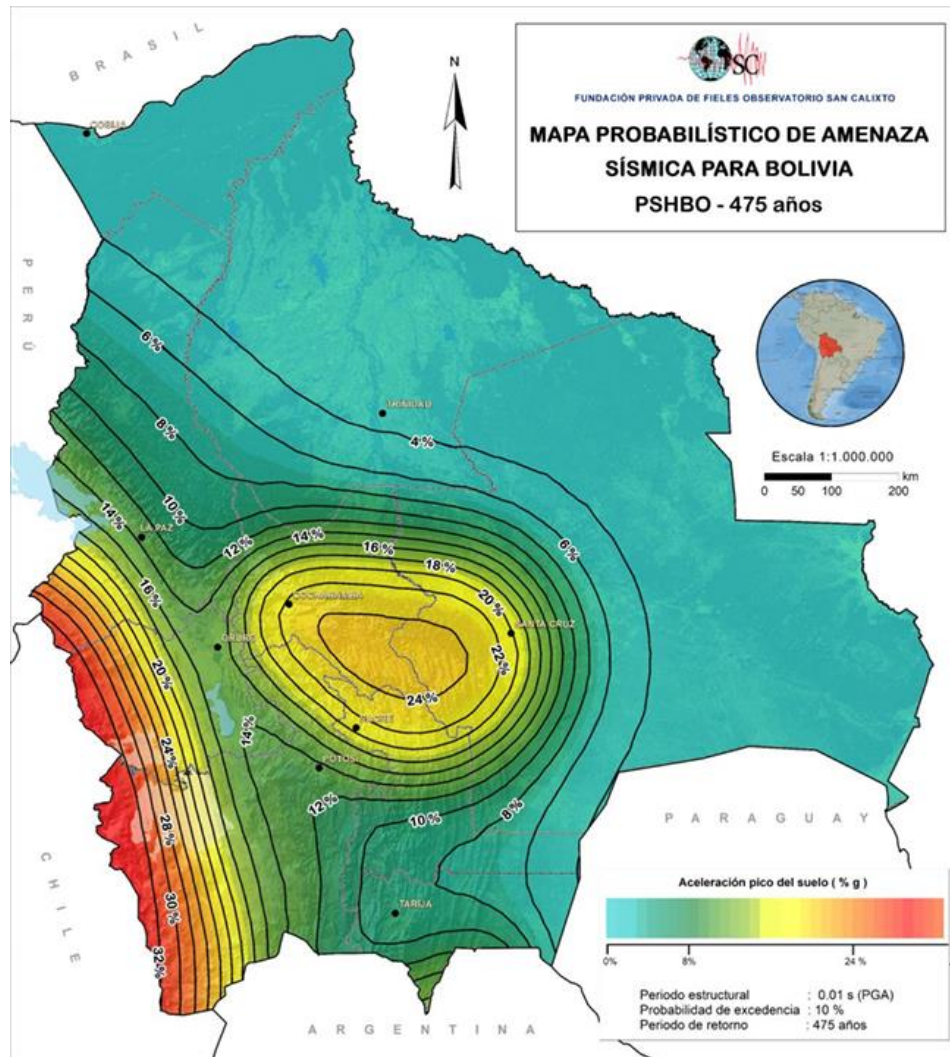
Periodos largos (estructuras flexibles) menores aceleraciones.

Parámetros de la NBDS.

El espectro se define mediante:

- **Z:** coeficiente de zonificación sísmica (depende de la región del país).
- **S:** coeficiente de suelo (según perfil geotécnico).
- **R:** factor de reducción por ductilidad según tipo de sistema estructural.
- **To, Ts, Tl:** períodos característicos del suelo.
- **Aa y Av:** aceleraciones efectivas para zonas cortas y largas.

Imagen 8. Amenaza sísmica para Bolivia.



Fuente: Norma Boliviana de Diseño Sísmico.

Clasificación de suelos de fundación, coeficientes de sitio y factor topográfico.

Para tomar en cuenta los efectos del terreno de fundación en la respuesta sísmica de la estructura, los tipos de suelo se definen en la siguiente tabla, clasificados mediante la velocidad promedio onda cortante, V_{s30} . Alternativamente para suelos granulares se puede considerar los resultados de ensayos de penetración estándar, N_{60} y para suelos cohesivos la resistencia al corte en condición no drenada, S_u .

Tabla 8. Tipo de suelo según NBDS

Suelo	Descripción
S0	Roca dura
S1	Roca
S2	Suelo muy rígido - roca blanda
S3	Suelo rígido
S4	Suelo blando
S5	Requiere un análisis de respuesta de sitio

Fuente: Norma Boliviana de Diseño Sísmico.

Suelo rígido, S3.

Numero de golpes entre 15 y 50 N_{60} suelos cohesivos con resistencia al corte en condición drenada.

2.7 Marco Normativo.

El Marco Normativo para el desarrollo del diseño de un edificio de cuatro niveles en el barrio Constructor zona Lourdes Tarija es el conjunto de leyes, reglamentos y normas técnicas de carácter obligatorio que rigen la planificación arquitectónica y la seguridad estructural en Bolivia, con énfasis en la sismorresistencia.

Estas son las normas técnicas principales que rigen el cálculo estructural:

Norma boliviana de diseño sísmico (NBDS). Define la zonificación sísmica de Tarija, establece los parámetros para el Análisis Modal Espectral, exige el control de derivadas de entrepiso y dicta los requisitos de ductilidad.

NB 1225001 Hormigón Armado (H°A°). Rige el dimensionamiento de todos los elementos de hormigón armado (vigas, columnas, losas, cimentación) y el detallado del acero de refuerzo. Generalmente adopta o hace referencia al código ACI 318-14

NB 1225002 Cargas y Sobrecargas. Establece los valores mínimos para las cargas muertas (CM), peso propio de materiales y las cargas vivas (CV) y sobrecargas por uso que deben utilizarse en el análisis estructural.

2.8 Marco referencial.

Tesis sobre Diseño Sismorresistente en Bolivia. Estudios que hayan aplicado la NB 1225001 o sus códigos de referencia (ACI 318-14) en edificaciones bolivianas de altura media. Estos aportan la metodología de cálculo, el uso de factores R y Cd, y los resultados de control de derivadas que servirán como referencia para el diseño de nuestra edificación en la Ciudad de Tarija-Bolivia.

Investigaciones sobre Suelos de Tarija y Asentamientos. Trabajos que analicen la geotecnia y el riesgo de asentamientos diferenciales en áreas urbanas de Tarija. Estos validan la necesidad para la solución de cimentación y aportan datos o rangos de capacidad portante para el diseño de la Viga T invertida.

Diseño de Zapatas Corridas Rígidas y Vigas T Invertidas. Literatura técnica que profundicen en la Teoría de la Viga sobre Cimentación Elástica. Estos justifican la metodología de diseño de tu cimentación para asegurar que la rigidez de la viga es suficiente para arriostrar las columnas y evitar asentamientos diferenciales.

2.9 Información informal de expertos y de la zona de proyecto.

Sismicidad. Tarija se considera emplazada en una zona de vulnerabilidad sísmica baja a media debido a fallas geológicas regionales. Históricamente, el foco estaba en lo geotécnico, pero la sismicidad es una preocupación creciente, especialmente para alturas mayores a tres niveles.

Dificultad de Aplicación. Existe una brecha en la aplicación exhaustiva de las NB en todos los proyectos pequeños y medianos. Muchos constructores y profesionales han tardado en migrar completamente a las exigencias de ductilidad de la NB 1225001/ACI 318, priorizando solo la resistencia.

Tipo de Suelo Dominante. Gran parte del suelo urbano de Tarija está constituido por suelos arcillosos y limosos o rellenos heterogéneos cerca de antiguos lechos de quebrada. Estos suelos son sensibles a la humedad y compresión.

Riesgo de Asentamientos. El problema constructivo más reportado en edificios antiguos o sin cimentación rígida es la aparición de asentamientos diferenciales debido a la heterogeneidad del subsuelo.

2.10 Análisis del aporte teórico por el autor.

Teodoro E. Harmsen: Es el autor del influyente libro "Diseño de Estructuras de Concreto Armado", que ha servido como texto guía y manual indispensable para miles de ingenieros civiles en Perú y otros países de Latinoamérica. Su enfoque se centra en explicar los principios del comportamiento del concreto armado, que sirven de base para la formulación de los códigos de diseño (como el ACI 318, que a su vez es la base de la NB 1225001).

Braja M. Das: Es una de las figuras académicas más prominentes e influyentes a nivel mundial en el campo de la Ingeniería Geotécnica. Su contribución principal radica en su prolífica autoría de libros de texto que son fundamentales para la enseñanza y práctica de la ingeniería civil.

HR Estructural: Este tipo de canales de consultoras o profesionales publican contenido sobre: Aplicación de Normas, Modelado, Software y Detallado de Elementos.

Punto CEO (Centro de Educación Online): Empresa de formación técnica online con sede en Sucre, Bolivia, que se especializa en ofrecer cursos de capacitación continua para profesionales y estudiantes en diversas áreas.

CAPÍTULO III

**RELEVAMIENTO Y PROCESAMIENTO DE
LA INFORMACION**

3. DESARROLLO DEL PROYECTO

3.1 Ubicación del proyecto

El proyecto se realizará en la ciudad de Tarija, provincia Cercado, barrio constructor calle Bereti entre Av. La Paz y Av. Salinas, zona Lourdes del departamento de Tarija.

Tabla 9. Coordenadas del proyecto.

ZONA	ESTE	NORTE	ALTURA (m.s.n.m)
20K	322224.47m	7619032.10m	1886



Fuente: Google Earth

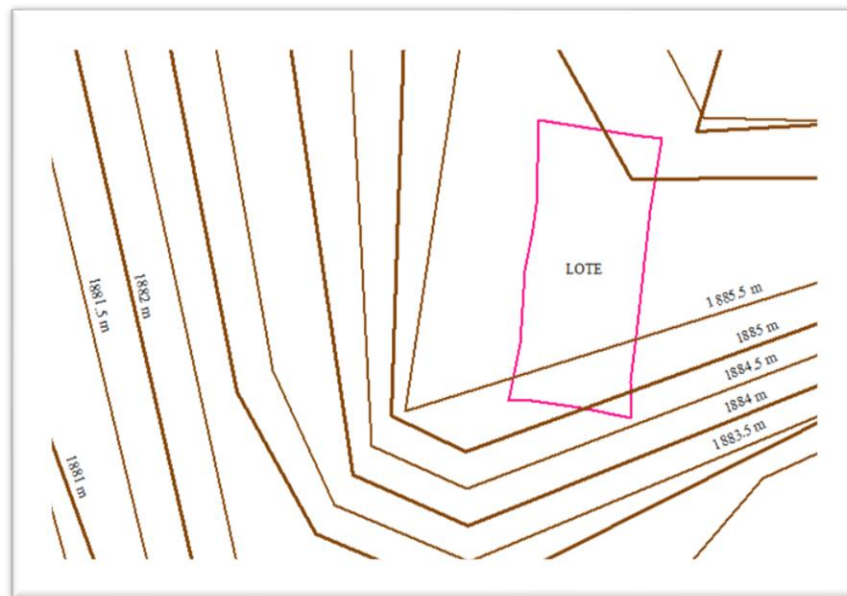
3.1.1 Servicios básicos existentes

Entre los servicios a considerar y que tienen relación con la sostenibilidad del proyecto son los siguientes: servicios de agua potable, energía eléctrica, salud, transporte y de redes.

3.2 Análisis de la topografía

El levantamiento topográfico se realizó mediante el software Global Mapper, haciendo el uso de imágenes satelitales, donde se obtuvieron curvas de nivel cada 0.5m y sacando un desnivel desde el fondo del terreno hasta la calle Bereti con un valor de 0.35m

Imagen 9. Curvas de nivel.



Fuente: Global mapper.

La superficie del terreno es plana, con una superficie útil de 276 m² de terreno, el área de construcción es de 176.67m² en la planta baja, superficies posteriores son primer, segundo, tercer piso es de 183.52m² por planta, dando una total área de construcción de 727.23m².

3.2.1 Metodología de Generación de Superficie y Altimetría

Para la definición de la superficie del terreno y la generación de las curvas de nivel, se aplicó una metodología de procesamiento de datos geoespaciales basada en sensores remotos, siguiendo los pasos detallados a continuación:

1. Selección y Delimitación en Google Earth. Se utilizó la plataforma Google Earth Pro para la identificación precisa del predio en Tarija. Mediante el análisis de imágenes

satelitales de alta resolución, se seleccionó el área de influencia del proyecto y se trazó una ruta densa de puntos de control. Esta técnica permite capturar los datos de elevación integrados en el modelo digital de elevación (DEM) que utiliza la plataforma.

2. Exportación de Datos Geoespaciales. La superficie seleccionada y los puntos de elevación fueron exportados en formato KML/KMZ. Este archivo contiene la información tridimensional primaria necesaria para la reconstrucción digital del relieve.

3. Procesamiento y Generación de Curvas en Global Mapper. El archivo exportado se procesó mediante el software Global Mapper, realizando las siguientes acciones técnicas:

- **Transformación de Coordenadas:** Se realizó la proyección de las coordenadas geográficas (WGS84) a coordenadas planas UTM (Universal Transverse Mercator), Zona 20S, para garantizar la compatibilidad con el diseño estructural.
- **Generación del Modelo Digital del Terreno:** A partir de la imagen satelital y los datos de elevación, el software generó una malla de puntos para crear una superficie continua.
- **Creación de Curvas de Nivel:** Se ejecutó el algoritmo de generación de contornos, estableciendo una equidistancia de curvas de nivel (cada 0.50 m) representativa de la topografía real del lote.

4. Integración con el Diseño Estructural. La superficie resultante fue exportada a formato DWG para su importación final en los programas de diseño y cálculo (AutoCAD / CYPECAD).

3.3 Análisis estudio de suelos

El estudio de suelos fue realizado por el laboratorio de mecánica de suelos “COPAS” siguiendo rigurosamente parámetros y normativas aplicadas al estudio de suelos.

Se realizaron tres puntos de sondeo desde la superficie del terreno hasta -3.45m.

Fosa número uno en la parte colindante con la calle Bereti, fosa número dos en la parte central del terreno y fosa número tres en el fondo del terreno, con una distancia entre fosas de 8m.

De las perforaciones exploratorias realizadas en el lugar del emplazamiento del proyecto: Diseño estructural de vivienda multifamiliar, ubicado en la ciudad de Tarija, barrio Constructor calle Bereti entre Av. la Paz y Av. salinas, zona Lourdes, sobre observaciones oculares realizadas insitu, índices de penetración con el penetrómetro estandarizado SPT

oculares realizados insitu, índices de penetración con el penetrómetro estandarizado SPT y el análisis en laboratorio de mecánica de suelos, se evidencia que los suelos existentes son del tipo Cl, arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad y tiene una resistencia en estado seco a la degradación de media a alta y una tenacidad (consistencia cerca del límite plástico)

Todas sus características se encuentran detalladas en el anexo 1 Estudio de suelos.

La capacidad ultima de carga fue comprobada mediante Meyerhof.

Tabla 10. Capacidad ultima de carga.

Fosa	Profundidad (m)	Y	Nq	Sq	dq	NY	SY	Qu (Kg/m ²)	Qadm (Kg/cm ²)	Qadm SPT (Kg/cm ²)	Nº Golpes
1	1	1800	4,34	1,26	21,52	3,07	0,617	6,04	2,01	1,53	17
	2	1800	4,77	1,28	21,88	3,53	0,617	6,29	2,10	2,07	23
	3	1800	5,25	1,3	22,16	4,06	0,617	6,53	2,18	2,24	25

Fuente: Elaboración propia.

3.3.1 Teoría de Terzaghi de la capacidad última de carga

La ecuación de capacidad última de carga podrá tomar la forma (Meyerhof, 1963)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q_u = C \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

Factores de capacidad de carga

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Terzaghi.

Tabla 11. Datos del suelo.

Fosa	Profundidad (m)	N° de golpes	q(adm) SPT Kg/cm2	ϕ°	Nq	NY
1	1	17	1,53	16,00	4,34	3,07
	2	23	2,07	17,00	4,77	3,53
	3	25	2,24	18,00	5,25	4,06

Fosa	Profundidad (m)	N° de golpes	q(adm) SPT Kg/cm2	ϕ°	Nq	NY
2	1	18	1,62	16,00	4,34	3,07
	2	24	2,16	17,00	4,77	3,53
	3	26	2,52	18,00	5,25	4,06

Fosa	Profundidad (m)	N° de golpes	q(adm) SPT Kg/cm2	ϕ°	Nq	NY
3	1	16	1,44	16,00	4,34	3,07
	2	22	1,98	17,00	4,77	3,53
	3	24	2,16	18,00	5,25	4,06

Fuente: Elaboración propia.

Factores de forma.

B=	2,2	m	L= Longitud de la cimentación L>B
L=	2,3	m	

$$S_r = 1 - 0,4 \cdot \left(\frac{B}{L}\right) \geq 0,6$$

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \tan \phi$$

$$S_Y = 0,62$$

Tabla 12. Factor de forma.

Fosa	Profundidad (m)	Sq	Fosa	Profundidad (m)	Sq
1	1	1,26	2	1	1,26
	2	1,28		2	1,28
	3	1,3		3	1,3
Fosa	Profundidad (m)	Sq			
3	1	1,26			
	2	1,28			
	3	1,3			

Fuente: Elaboración propia.

Factores de profundidad

Df=	2	m
B=	2,2	m

$$D_f/B = 0,91$$

$$\text{Para: } \frac{D_f}{B} < 1$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$d_Y = 1$$

Tabla 13. Factor de profundidad.

Fosa	Profundidad (m)	dq	Fosa	Profundidad (m)	dq
1	1	21,52	2	1	21,52
	2	21,88		2	21,88
	3	22,16		3	22,16
Fosa	Profundidad (m)	dq			
3	1	21,52			
	2	21,88			
	3	22,16			

Fuente: Elaboración propia.

Factor de inclinación

$$i_Y = \left(1 - \frac{B^\circ}{\phi}\right)^2$$

B= 0°

iY=	1
iq=	1

Corrección por nivel freático

No se encontró el nivel freático, por lo tanto:

$$q = Y \cdot D_f$$

$$q_u = q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_Y \cdot S_Y \cdot d_Y \cdot i_Y$$

B= 2,2 m

L= 2,3 m

Df= 2 m

F.S=3

Tabla 14. Capacidad ultima de carga por Terzaghi

Fosa	Profundidad (m)	Y	Nq	Sq	dq	iq	NY	SY	dY	iY	qu (Kg/m2)	qadm (Kg/cm2)	Qadm SPT (Kg/cm2)	N° Golpes
1	1	1800	4,34	1,26	21,52	1	3,07	0,62	1	1	6,04	2,01	1,53	17
	2	1800	4,77	1,28	21,88	1	3,53	0,62	1	1	6,29	2,10	2,07	23
	3	1800	5,25	1,3	22,16	1	4,06	0,62	1	1	6,53	2,18	2,24	25

Fosa	Profundidad (m)	Y	Nq	Sq	dq	iq	NY	SY	dY	iY	qu (Kg/m2)	qadm (Kg/cm2)	Qadm SPT (Kg/cm2)	N° Golpes
2	1	1800	4,34	1,26	21,52	1	3,07	0,62	1	1	6,04	2,01	1,62	18
	2	1800	4,77	1,28	21,88	1	3,53	0,62	1	1	6,29	2,10	2,16	24
	3	1800	5,25	1,3	22,16	1	4,06	0,62	1	1	6,53	2,18	2,52	26

Fosa	Profundidad (m)	Y	Nq	Sq	dq	iq	NY	SY	dY	iY	qu (Kg/m2)	qadm (Kg/cm2)	Qadm SPT (Kg/cm2)	N° Golpes
3	1	1800	4,34	1,26	21,52	1	3,07	0,62	1	1	6,04	2,01	1,44	16
	2	1800	4,77	1,28	21,88	1	3,53	0,62	1	1	6,29	2,10	1,98	22
	3	1800	5,25	1,3	22,16	1	4,06	0,62	1	1	6,53	2,18	2,16	24

Fuente: Elaboración propia.

3.4 Análisis del diseño arquitectónico

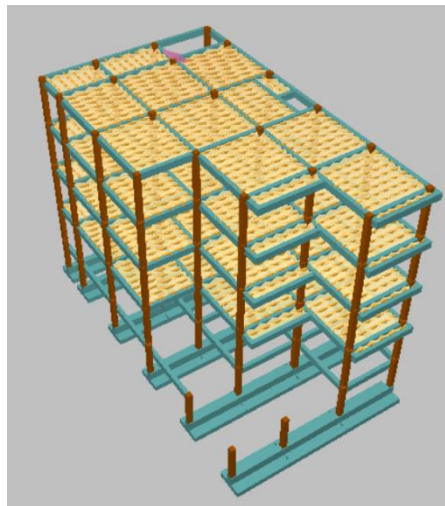
El diseño arquitectónico fue realizado por el Arq. Ronald Cabrera Vique, el cual consta de cuatro plantas con losas alivianadas.

La construcción proyectada para el área disponible es de 727.23m^2

El diseño arquitectónico, vistas en planta, fachada, cortes y distribución se aprecia de mejor manera en los planos arquitectónicos.

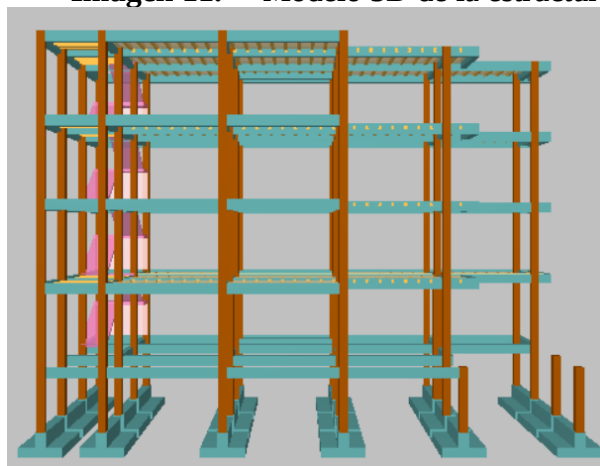
El planteamiento estructural está enfocado al diseño de estructura de hormigón armado y losas alivianadas con viguetas.

Imagen 10. Modelo 3D de la estructura.



Fuente: Elaboración propia.

Imagen 11. Modelo 3D de la estructura.



Fuente: Elaboración propia.

Cubierta de losa alivianada con viguetas. - El diseño arquitectónico de dicha planta está destinada a ser una planta accesible para personas privadamente, con una pendiente del dos por ciento.

Tabla 15. Sobre cargas de servicio.

Tipo de servicio	Sobrecargas	
	Uniforme en kN/m^2	Concentrada en kN
Azoteas y terrazas (donde pueden congregarse personas)	4,0	
Azoteas accesibles privadamente	3,0	
Azoteas inaccesibles	1,0	
Balcones		
- Viviendas en general	3,0	
- Otros casos	Véase 4.11	
Baños		
- Viviendas	2,0	
- Otros casos	3,0	

Fuente: NB1225002.

3.5 Edificación de la estructura

El presente proyecto se diseñará con la norma boliviana NB 1225001.

La estructura de la edificación está constituida por:

- Fundaciones: zapatas aisladas y vigas centradoras.
- Columnas cuadradas o rectangulares.
- Vigas peraltadas.
- Plantas compuestas por losas alivianadas con viguetas,
- Conexión mediante escaleras.

3.5.1 Materiales empleados

1. Hormigón

- Resistencia a compresión 250 kg/cm^2
- Peso específico del hormigón 2400 kg/m^3

2. Acero

- Límite de fluencia 5000 Kg/cm^2
- Módulo de elasticidad 192.899 kg/cm^2

3.5.2 Fundaciones

De acuerdo a la información dada por el estudio de suelo SPT nos indica que es un suelo arcilloso inorgánico con una capacidad portante de 2.07 Kg/cm^2 .

Se planteará zapatas cuadradas como en base al plano arquitectónico y también viga T invertida como diseño final.

3.6 Pre dimensionamiento

La norma a utilizar será la norma boliviana NB 1225001

Pre dimensionamiento en vigas

Para las vigas no pretensadas que no so porten ni estén ligadas a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, la altura total de la viga, h , no debe ser menor que los límites dados en la Tabla 9.3.1.1 (Artículo 9.3).

Tabla 16. Altura mínima en vigas.

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

Fuente: NB1225001.

Pre dimensionamiento en columnas.

En columnas de sección transversal cuadrada, octogonal o de otra forma geométrica, se puede definir el área bruta considerada, armadura requerida y resistencia de diseño, correspondientes a una sección circular con diámetro igual a la menor dimensión lateral de la sección real. La mínima dimensión de una columna rectangular hormigonada en obra debe ser $b \geq 300 \text{ mm}$ y el diámetro de la armadura principal a utilizar debe ser $d_b \geq 12 \text{ mm}$. (NBDS)

Pre dimensionamiento de losas.

Para losas macizas no pretensadas que no soporten o estén ligadas a particiones u otro tipo de construcción susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, el espesor total de la losa h no debe ser menor que los límites de la Tabla 7.3.1.1(Artículo 7.3).

Tabla 17. Espesor mínimo de losas.

Condición de apoyo	h mínimo ⁽¹⁾
Simplemente apoyadas	$\ell /20$
Un extremo continuo	$\ell /24$
Ambos extremos continuos	$\ell /28$
En voladizo	$\ell /10$

Fuente: NB1225001

Los pre-dimensionamientos están desarrollados en el anexo 2.

2.6.6 Análisis y determinación de cargas

Se ha considerado tres tipos de cargas:

- Peso propio, cargas muertas y permanentes
- Carga viva y sobre carga de uso
- Carga de viento

Peso propio de la estructura.

El peso propio se calcula automáticamente por el software CYPE CAD.

Cargas muertas y permanentes.

Se consideran los siguientes pesos por cargas muertas:

Imagen 12. Cargas a la estructura.

ANALISIS DE CARGAS

Q= Sobre carga de Uso	Asumir: Q= 200,0 [kg/m²]
Q(Vivienda)= 200 [kg/m ²]	
CM= Carga Permanente	Asumir: CM= 441,9 [kg/m²]
Contrapiso H ^o = 2280 [kg/m ³] * 0,05[m]	Contrapiso= 114,00 [kg/m ²]
Piso ceramico= 25 [kg/m ²]	Piso ceramico= 25,00 [kg/m ²]
Cielo razo yeso= 1250 [kg/m ³] * 0,02[m]	Cielo razo= 25,00 [kg/m ²]
Tabiqueria= 46964 [kg] / 169,00[m ²]	Tabiqueria= 277,893491 [kg/m ²]

Fuente: Elaboración propia

El desarrollo de la tabla 8 se encuentra en anexos 3.

Carga viva y sobre carga de uso.

Tabla 18. Cargas utilizadas según la estructura.

Tabla 4.1 - Sobrecargas de servicio, L (continuación)

Tipo se servicio	Sobrecargas	
	Uniforme en kN/m ²	Concentrada en kN
Baños		
- Viviendas	2,0	
- Otros casos	3,0	

Fuente: NB1225002-2

3.6.2 Diseño estructural de una viga

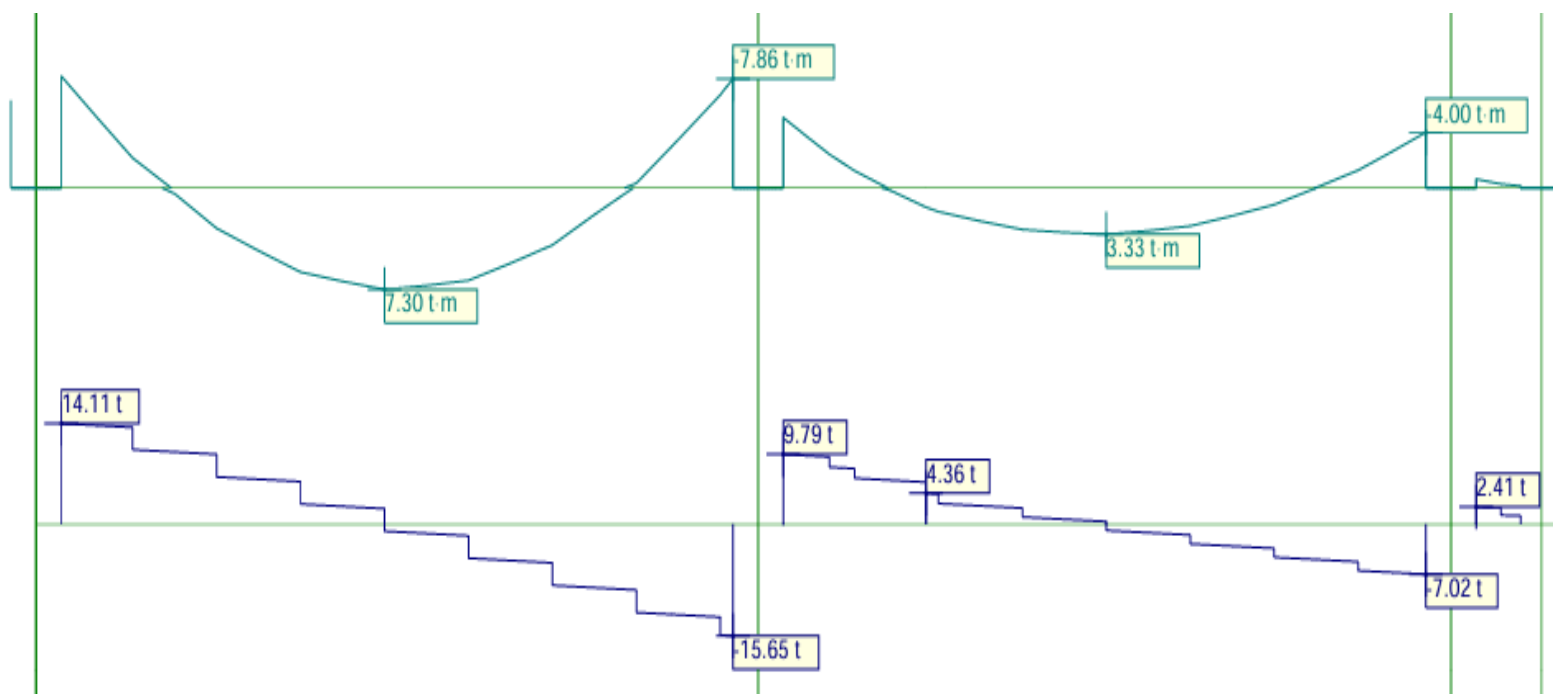
Se ha seleccionado las vigas más solicitadas, viga 230 del pórtico N° 12

Tabla 19. Listado de esfuerzos y armado de vigas.

Pórtico 12			Tramo: V-230			Tramo: V-231			Tramo: V-232		
Sección			25x40			25x40			25x40		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-8.03	--	-7.86	-5.06	--	-4.00	-0.64	-0.29	-0.14
	x	[m]	0.00	--	4.00	0.00	--	3.83	0.00	0.15	0.26
	Momento máx.	[t·m]	4.52	7.30	5.42	2.39	3.33	2.01	--	--	--
	x	[m]	1.17	1.92	2.67	1.17	1.92	2.67	--	--	--
	Cortante mín.	[t]	--	-4.77	-15.65	--	-2.76	-7.02	--	--	--
	x	[m]	--	2.42	4.00	--	2.42	3.83	--	--	--
	Cortante máx.	[t]	14.11	5.97	--	9.79	2.25	--	2.41	2.33	1.19
	x	[m]	0.00	1.42	--	0.00	1.42	--	0.00	0.15	0.26
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	-0.52	--	--	-0.19	-0.19	--
	x	[m]	--	--	--	0.85	--	--	0.00	0.15	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	0.12	--	0.12	--	--	--
	x	[m]	--	--	--	0.00	--	3.42	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t·m]	-7.96	--	-7.80	-6.11	--	-5.81	-0.51	-0.23	-0.12
	x	[m]	0.00	--	4.00	0.00	--	3.83	0.00	0.15	0.26
	Momento máx.	[t·m]	4.17	5.42	4.65	2.68	2.95	2.71	--	--	--
	x	[m]	1.17	1.92	2.67	1.17	2.42	2.67	--	--	--
	Cortante mín.	[t]	--	-4.45	-12.54	-0.05	-3.41	-6.79	--	--	--
	x	[m]	--	2.42	4.00	1.17	2.42	3.83	--	--	--
	Cortante máx.	[t]	11.40	5.34	--	8.68	2.98	--	1.93	1.86	0.97
	x	[m]	0.00	1.42	--	0.00	1.42	--	0.00	0.15	0.26
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	-0.38	--	--	-0.20	-0.20	--
	x	[m]	--	--	--	0.85	--	--	0.07	0.15	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	0.13	--	--	--	--	--	--
	x	[m]	--	--	3.92	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	5.66	5.66	5.66	5.66	6.43	6.17	5.66	5.66	4.49
		Nec.	5.13	2.58	5.01	3.84	2.58	3.64	2.58	2.58	2.58
Área Inf.	[cm²]	Real	5.66	5.66	5.66	5.66	6.37	5.66	5.15	4.29	3.14
		Nec.	3.80	4.63	4.20	2.58	2.58	2.58	2.58	2.58	2.58
Área Transv.	[cm²/m]	Real	11.31	3.77	11.31	11.31	3.77	11.31	11.31	11.31	11.31
		Nec.	6.82	2.08	8.07	3.56	2.08	3.54	2.08	2.08	2.08
F. Activa			7.15 mm, L/560 (L: 4.00 m)			1.57 mm, L/2436 (L: 3.83 m)			0.01 mm, L/39555 (L: 0.53 m)		

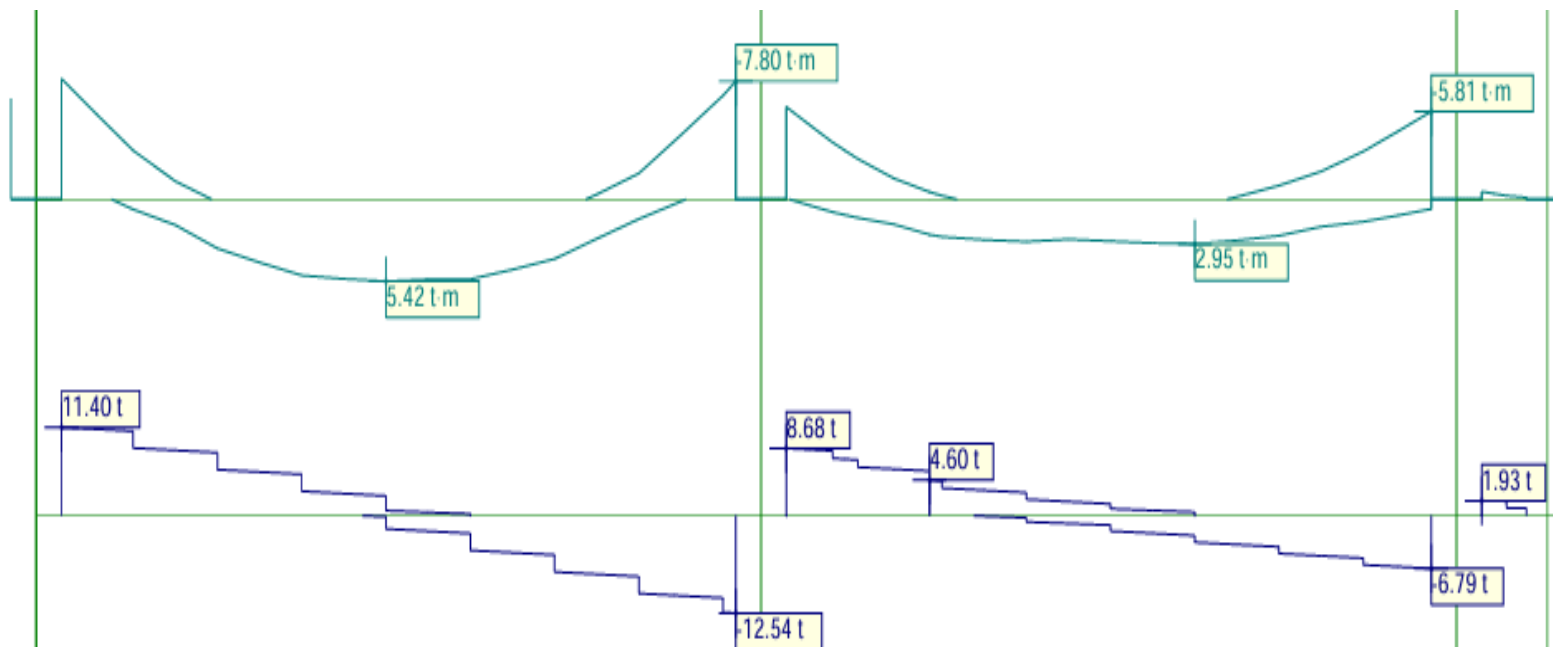
Momentos y cortantes situaciones persistentes.

Pórtico N.º 12, momentos y cortantes tramo más desfavorable V-230, cargas gravitacionales.



Momentos y cortantes situaciones sísmicas.

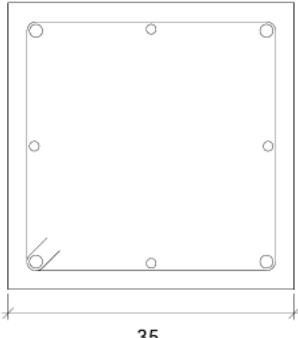
Pórtico N.º 12, momentos y cortantes tramo más desfavorable V-230, situaciones sísmicas.



3.6.3 Diseño estructural de una columna

Se ha seleccionado la columna más desfavorable, C14 planta baja, debido a que tiene las mayores cargas.

Tabla 20. Comprobaciones columna N°14.

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 35x35 cm
	Tramo : -2.000/0.300 m
	Altura libre : 1.90 m
	Recubrimiento geométrico : 2.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
	Acero : AH-500
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 1.52 m
	Plano ZY : 1.52 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø16
	Cara X : 2Ø12
	Cara Y : 2Ø12
	Cuantía : 1.03 %
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ6
	Separación : 7 - 15 cm

Fuente: Cype Cad.

El desarrollo de la tabla N° 15 se encuentra en anexos 5.

3.6.4 Diseño estructural de una losa

Mediante el pre dimensionamiento se calculó la altura de losa, posterior se definieron valores más óptimos con la ficha técnica de viguetas.

Imagen 13. Dimensiones de losa alivianada.

Losa Casetonada 2D

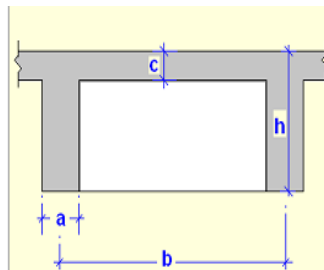
$L = 410 \text{ cm}$

$h = L/25 = 16,4 \text{ cm}$

$c =$ Carpeta de compresion

$a =$ Ancho del nervio

$b =$ Distancia inter-eje



Para direccion X,Y

Asumir: $h = 20 \text{ [cm]}$

Asumir: $c = 5 \text{ [cm]}$

Asumir: $a = 10 \text{ [cm]}$

Asumir: $b = 50 \text{ [cm]}$

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 21. Propiedades de la losa alivianada.

Nombre	Descripción
Altura de losa 20 cm	LOSA DE VIGUETAS DE HORMIGÓN Altura de bovedilla: 15 cm Espesor capa compresión: 5 cm Intereje: 50 cm Bovedilla: Genérica Ancho del nervio: 10 cm Volumen de hormigón: 0.067 m³/m² Peso propio: 0.20 t/m² (Simple), 0.25 t/m² (Doble) Incremento del ancho del nervio: 0 cm Comprobación de flecha: Como vigueta pretensada Rigidez fisurada: 100 % rigidez bruta

Fuente: Cype Cad.

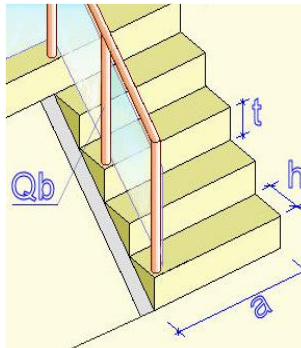
3.6.5 Diseño estructural de una escalera

La escalera se diseñó en base a la norma boliviana NB 1225003.

Imagen 14. Dimensiones de escalera.

- Escalera PB

$L = 3,65$ m
 $H = 3,20$ m
 $N^{\circ}esc = 20$
 $e = L/25 = 0,146$ m
 $a =$ Ancho mínimo = 1.20 m
 $h =$ Huella = 0.25m ~ 0.30m
 $t =$ Contra = 0.16m ~ 0.18m
 $t = H/N^{\circ}esc = 0,16$ m



Asumir: $e = 15$ [cm]
 Asumir: $a = 120$ [cm]
 Asumir: $h = 30$ [cm]
 Asumir: $t = 16$ [cm]

Fuente: Elaboración propia.

3.6.6 Fundaciones

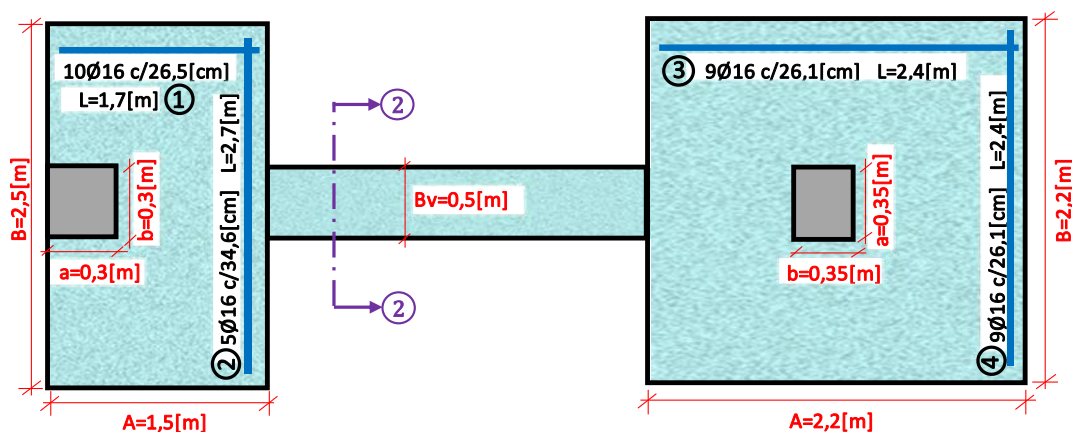
El área mínima de la base de la fundación debe calcularse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos por la fundación al suelo o roca y de la capacidad portante admisible definida con base en principios de mecánica de suelos o de rocas.

A continuación, se muestra un resumen del dimensionamiento de zapata medianera y zapata centradora con viga centradora, zapata N°14.

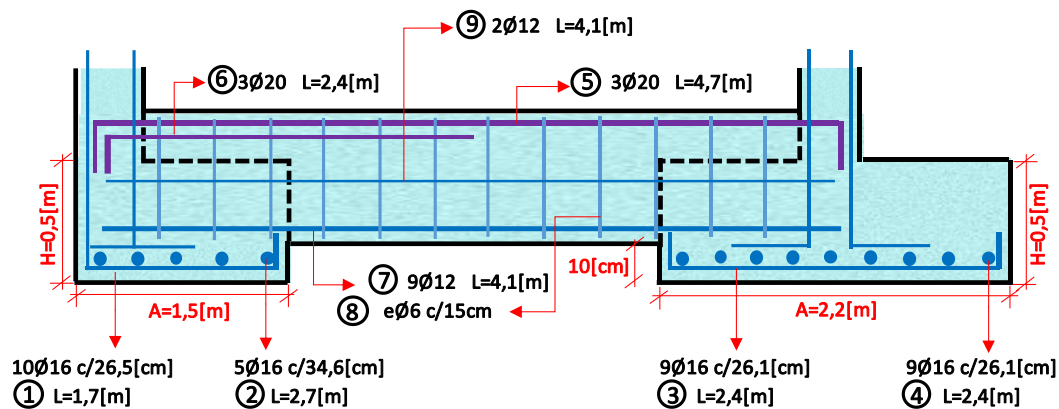
Tabla 22. Resumen de acero y dimensiones.

PLANILLA DE ACERO ZAPATA CONECTADA									
Nombre	Posicion	Nº	Ø [mm]	Longitud [m]	Peso Nom [kg/m]	Peso [kg]	Peso Tot [kg]	Vol [m³]	Cuantia [kg/m³]
ZAPATA LATERAL	①	10	Ø16	1,70	1,578	26,83	213,51	5,26	40,61
	②	5	Ø16	2,70	1,578	21,31			
ZAPATA INTERIOR	③	9	Ø16	2,40	1,578	34,09			
	④	9	Ø16	2,40	1,578	34,09			
VIGA EQUILIBRIO	⑤	3	Ø20	4,70	2,466	34,77			
	⑥	3	Ø20	2,40	2,466	17,76			
	⑦	9	Ø12	4,10	0,888	32,76			
	⑧	13	Ø6	1,60	0,222	4,62			
	⑨	2	Ø12	4,10	0,888	7,28			

VISTA EN PLANTA



CORTE 1-1



Fuente: Elaboración propia.

Ver anexo N°8.

3.6.7 memoria de cálculo de los elementos más solicitados.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VIGA

Los esfuerzos se obtendrán del software Cypecad, considerando la envolvente de cargas que incluye: Cargas permanentes, sobrecarga de uso y de sismo

La viga se muestra en el pórtico número 12, viga 230.

DISEÑO A FLEXIÓN.

Momentos Negativos (parte superior de la viga)

- Tramo del lado izquierdo $M_u = 8.03 \text{ t} * \text{m}$
- Tramo central $M_u = 3.32 \text{ t} * \text{m}$
- Tramo de lado derecho $M_u = 7.86 \text{ t} * \text{m}$

Momentos Positivos (parte inferior de la viga)

- Tramo del lado izquierdo $M_u = 7.86 \text{ t} * \text{m}$
- Tramo central $M_u = 7.30 \text{ t} * \text{m}$
- Tramo de lado derecho $M_u = 7.86 \text{ t} * \text{m}$

Datos

Canto de la viga $h = 400 \text{ mm}$

Base de la viga $b = 250 \text{ mm}$

Resistencia a compresión del hormigón $f'_c = 25 \text{ MPa}$

Resistencia a fluencia del acero $f_y = 500 \text{ MPa}$

Recubrimiento mínimo $r_{geo} = 20 \text{ mm}$

- Cálculo del recubrimiento mecánico

$\phi_{estribo} = 6 \text{ mm}$ $\phi_{barras} = 12 \text{ mm}$

$$r_{mec} = r_{geo} + \phi_{estribo} + \frac{\phi_{barras}}{2} = 20 + 6 + \frac{12}{2} = 32 \text{ mm}$$

- Canto útil de la viga

$$d = h - r_{mec} = 400 - 32 = 368 \text{ mm}$$

Cálculo de momentos de diseño para pórticos intermedios

Tramo izquierdo

Con la relación de un tercio calculamos el momento de diseño.

$$M_{u-} = 8.03 \text{ t} * m \text{ (momento negativo se mantiene)}$$

$$M_{u+} = 8.03 * \frac{1}{3} = 2.68 \text{ t} * m$$

$$M_{u+} = 2.68 \text{ t} * m < 7.86 \text{ t} * m = 7.86 \text{ t} * m \text{ (momento negativo)}$$

Tramo central

Con la relación de un quinto del máximo momento negativo calculamos el momento de diseño.

$$M_{u+} = 3.32 \text{ t} * m \text{ (momento positivo se mantiene)}$$

$$M_{u-} = 3.32 * \frac{1}{5} = 0.66 \text{ t} * m$$

$$M_{u+} = 0.66 \text{ t} * m < 7.30 \text{ t} * m = 7.30 \text{ t} * m \text{ (momento positivo)}$$

Tramo derecho

Con la relación de un tercio calculamos el momento de diseño.

$$M_{u-} = 7.86 \text{ t} * m \text{ (momento negativo se mantiene)}$$

$$M_{u+} = 7.86 * \frac{1}{3} = 2.62 \text{ t} * m$$

$$M_{u+} = 2.62 \text{ t} * m < 7.86 \text{ t} * m = 7.86 \text{ t} * m \text{ (momento positivo)}$$

CALCULO A FLEXION PARA MOMENTOS POSITIVOS

Momentos de diseño:

$$M_{u+izq} = 7.86 \text{ t} * \text{m} \quad M_{u+cen} = 7.30 \text{ t} * \text{m} \quad M_{u+der} = 7.86 \text{ t} * \text{m}$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro debido a momentos positivos.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} \quad ; \quad \phi = 0.90$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad ; \quad \beta_1 = 0.85$$

a) Tramo izquierdo

$$a = 368 - \sqrt{368^2 - \frac{2 * 77106600 \text{ N} * \text{mm}}{0.90 * 0.85 * 25 * 250}} = 46.80 \text{ mm}$$

$$c = \frac{46.80}{0.85} = 55.1 \text{ mm}$$

b) Tramo central

$$a = 368 - \sqrt{368^2 - \frac{2 * 71583800 \text{ N} * \text{mm}}{0.90 * 0.85 * 25 * 250}} = 43.22 \text{ mm}$$

$$c = \frac{43.22}{0.85} = 50.85 \text{ mm}$$

c) Tramo derecho

$$a = 368 - \sqrt{368^2 - \frac{2 * 77106600 \text{ N} * \text{mm}}{0.90 * 0.85 * 25 * 250}} = 46.80 \text{ mm}$$

$$c = \frac{46.80}{0.85} = 55.1 \text{ mm}$$

Determinación de la cantidad de acero teórico en la sección

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

a) Tramo izquierdo

$$A_{st} = \frac{77106600 \text{ N} * \text{mm}}{0.90 * 500 * \left(368 - \frac{46.80}{2}\right)} = 497.23 \text{ mm}^2$$

b) Tramo central

$$A_{st} = \frac{71583800 \text{ N} * \text{mm}}{0.90 * 500 * \left(368 - \frac{43.22}{2}\right)} = 459.24 \text{ mm}^2$$

c) Tramo derecho

$$A_{st} = \frac{77106600 \text{ N} * \text{mm}}{0.90 * 500 * \left(363 - \frac{46.80}{2}\right)} = 497.23 \text{ mm}^2$$

Determinación del acero mínimo requerido según norma

$$A_{s_{min1}} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y} \quad A_{s_{min2}} = \frac{1.4}{f_y} * b * d \quad A_{s_{min3}} = \frac{4}{3} * A_{st}$$

a) Tramo izquierdo

$$A_{s_{min1}} = 230 \text{ mm}^2 \quad A_{s_{min2}} = 257.6 \text{ mm}^2 \quad A_{s_{min3}} = 662.97 \text{ mm}^2$$

b) Tramo central

$$A_{s_{min1}} = 230 \text{ mm}^2 \quad A_{s_{min2}} = 257.6 \text{ mm}^2 \quad A_{s_{min3}} = 612.32 \text{ mm}^2$$

c) Tramo derecho

$$A_{s_{min1}} = 230 \text{ mm}^2 \quad A_{s_{min2}} = 257.6 \text{ mm}^2 \quad A_{s_{min3}} = 662.97 \text{ mm}^2$$

Selección del área de acero provista

Tramo izquierdo	Tramo central	Tramo derecho
$As = 662.97 \text{ mm}^2$	$As = 612.32 \text{ mm}^2$	$As = 662.97 \text{ mm}^2$

Determinación de las barras de acero y del acero real en la viga

Tramo izquierdo	Tramo central	Tramo derecho
$As = 662.97 \text{ mm}^2$	$As = 612.32 \text{ mm}^2$	$As = 662.97 \text{ mm}^2$
$\phi_{lon} = 12 \text{ mm}$	$\phi_{lon} = 12 \text{ mm}$	$\phi_{lon} = 12 \text{ mm}$
$A\phi_{lon} = 113.10 \text{ mm}^2$	$\phi_{lon} = 113.10 \text{ mm}^2$	$\phi_{lon} = 113.10 \text{ mm}^2$
$N^\circ \text{ Barra} = 6$	$N^\circ \text{ Barra} = 6$	$N^\circ \text{ Barra} = 6$
$Asr = 678.6 \text{ mm}^2$	$Asr = 678.6 \text{ mm}^2$	$Asr = 678.6 \text{ mm}^2$
Usar		
6Ø12	6Ø12	6Ø12

CALCULO A FLEXION PARA MOMENTOS NEGATIVOS.

Momentos de diseño:

$$M_{u+izq} = 8.03 \text{ t} * \text{m} \quad M_{u+cen} = 3.32 \text{ t} * \text{m} \quad M_{u+der} = 7.86 \text{ t} * \text{m}$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro debido a momentos Negativos.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} \quad ; \quad \phi = 0.90$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad ; \quad \beta_1 = 0.85$$

d) Tramo izquierdo

$$a = 368 - \sqrt{368^2 - \frac{2 * 78742180 \text{ N} * \text{mm}}{0.90 * 0.85 * 25 * 250}} = 47.86 \text{ mm}$$

$$c = \frac{47.86}{0.85} = 56.3 \text{ mm}$$

e) Tramo central

$$a = 368 - \sqrt{368^2 - \frac{2 * 32555920 \text{ N} * \text{mm}}{0.90 * 0.85 * 25 * 250}} = 18.99 \text{ mm}$$

$$c = \frac{18.99}{0.85} = 22.34 \text{ mm}$$

f) Tramo derecho

$$a = 368 - \sqrt{368^2 - \frac{2 * 77075160 \text{ N} * \text{mm}}{0.90 * 0.85 * 25 * 250}} = 46.77 \text{ mm}$$

$$c = \frac{46.77}{0.85} = 55.1 \text{ mm}$$

Determinación de la cantidad de acero teórico en la sección

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

d) Tramo izquierdo

$$A_{st} = \frac{78742180 \text{ N} * \text{mm}}{0.90 * 500 * \left(368 - \frac{47.86}{2}\right)} = 508.56 \text{ mm}^2$$

e) Tramo central

$$A_{st} = \frac{32555920 \text{ N} * \text{mm}}{0.90 * 500 * \left(368 - \frac{18.99}{2}\right)} = 201.80 \text{ mm}^2$$

f) Tramo derecho

$$A_{st} = \frac{77075160 \text{ N} * \text{mm}}{0.90 * 500 * \left(363 - \frac{46.77}{2}\right)} = 497.01 \text{ mm}^2$$

Determinación del acero mínimo requerido según norma

$$A_{s_{min1}} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y} \quad A_{s_{min2}} = \frac{1.4}{f_y} * b * d \quad A_{s_{min3}} = \frac{4}{3} * A_{st}$$

d) Tramo izquierdo

$$A_{s_{min1}} = 230 \text{ mm}^2 \quad A_{s_{min2}} = 257.6 \text{ mm}^2 \quad A_{s_{min3}} = 678.08 \text{ mm}^2$$

e) Tramo central

$$A_{s_{min1}} = 230 \text{ mm}^2 \quad A_{s_{min2}} = 257.6 \text{ mm}^2 \quad A_{s_{min3}} = 269.06 \text{ mm}^2$$

f) Tramo derecho

$$A_{s_{min1}} = 230 \text{ mm}^2 \quad A_{s_{min2}} = 257.6 \text{ mm}^2 \quad A_{s_{min3}} = 662.68 \text{ mm}^2$$

Selección del área de acero provista

Tramo izquierdo

$$A_s = 678.08 \text{ mm}^2$$

Tramo central

$$A_s = 269.06 \text{ mm}^2$$

Tramo derecho

$$A_s = 662.68 \text{ mm}^2$$

Determinación de las barras de acero y del acero real en la viga

Tramo izquierdo

$$A_s = 678.08 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{lon} = 12 \text{ mm}$$

$$A\phi_{lon} = 113.10 \text{ mm}^2$$

Tramo central

$$A_s = 269.06 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{lon} = 12 \text{ mm}$$

$$\phi_{lon} = 113.10 \text{ mm}^2$$

Tramo derecho

$$A_s = 662.68 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{lon} = 12 \text{ mm}$$

$$\phi_{lon} = 113.10 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ Barra} = 6$$

$$N^{\circ} \text{ Barra} = 3$$

$$N^{\circ} \text{ Barra} = 6$$

$$Asr = 678.6 \text{ mm}^2$$

$$Asr = 339.3 \text{ mm}^2$$

$$Asr = 678.6 \text{ mm}^2$$

Usar

$$6\emptyset 12$$

$$3\emptyset 12$$

$$6\emptyset 12$$

DISEÑO A CORTANTE

Cálculo de los momentos nominales para la situación sísmica 1

Se asume que el sismo va de izquierda a derecha situación sísmica 1

$$M_{n1} = As_{(+)} * f_y * \left(d - \frac{a_1}{2}\right) \quad a_1 = \frac{f_y * As}{0.85 * f'_c * b}$$

Donde:

$As_{(+)}$ = Área de acero a flexión (tramo izquierdo positivo)

$$a_1 = \frac{500 * 678.6}{0.85 * 25 * 250} = 63.86 \text{ mm} = 0.064 \text{ m}$$

$$M_{n1} = 678.6 * 500 * \left(368 - \frac{63.86}{2}\right) = 114.028 \text{ kN} * \text{m}$$

$$M_{n2} = As_{(-)} * f_y * \left(d - \frac{a_2}{2}\right) \quad a_2 = \frac{f_y * As}{0.85 * f'_c * b}$$

Donde:

$As_{(-)}$ = Área de acero a flexión (tramo derecho negativo)

$$a_1 = \frac{500 * 678.6}{0.85 * 25 * 250} = 63.87 \text{ mm} = 0.0638 \text{ m}$$

$$M_{n2} = 678.6 * 500 * \left(368 - \frac{63.87}{2}\right) = 114.028 \text{ kN} * \text{m}$$

Cálculo de los momentos nominales para la situación sísmica 2

Se asume que el sismo va de derecha a izquierda situación sísmica 2

$$M_{n1} = A_{s(+)} * f_y * \left(d - \frac{a_1}{2}\right) \quad a_1 = \frac{f_y * A_s}{0.85 * f'_c * b}$$

Donde:

$A_{s(+)}$ = Área de acero a flexión (tramo derecho positivo)

$$a_1 = \frac{500 * 678.6}{0.85 * 25 * 250} = 63.87 \text{ mm} = 0.0638 \text{ m}$$

$$M_{n1} = 678.6 * 500 * \left(368 - \frac{63.87}{2}\right) = 114.028 \text{ kN} * \text{m}$$

$$M_{n2} = A_{s(-)} * f_y * \left(d - \frac{a_2}{2}\right) \quad a_2 = \frac{f_y * A_s}{0.85 * f'_c * b}$$

Donde:

$A_{s(-)}$ = Área de acero a flexión (tramo izquierdo negativo)

$$a_1 = \frac{500 * 678.6}{0.85 * 25 * 250} = 63.87 \text{ mm} = 0.0638 \text{ m}$$

$$M_{n2} = 678.6 * 500 * \left(363 - \frac{63.87}{2}\right) = 114.028 \text{ kN} * \text{m}$$

Cálculo de cortantes máximos por momento nominal (viene del efecto del sismo)

$$V_{n1} = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{l_n}$$

Tramo izquierdo

$$V_{n1} = \frac{114.028 + 114.028}{4.3} = 53.036 \text{ kN}$$

Tramo derecho

$$V_{n2} = \frac{114.028 + 114.028}{4.3} = 53.036 \text{ kN}$$

El cortante gravitacionales

Tramo izquierdo

$$V_{grav\ 1} = 14.11\ t = 138.36\ kN$$

Tramo derecho

$$V_{grav\ 2} = 9.79\ t = 96\ kN$$

Cortante de diseño

Tramo izquierdo (positivo) $V_u = 191.39\ kN$

Tramo derecho (negativo) $V_u = 149.036\ kN$

DISEÑO DE ESTRIBOS

Zona de los apoyos

Datos

$\lambda = 1$ (para hormigón de peso normal)

$$f'_c = 25\ MPa$$

$N_u = 0$ (fuerza axial)

$$b = 250\ mm$$

$$h = 400\ mm$$

$$d = 368\ mm$$

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} * b * d$$

$$V_c = \frac{1 * \sqrt{25}}{6} * 250 * 368 = 76667\ N = 76.667\ kN$$

$$V_u \leq \phi * \left(V_c + 0.66 * \sqrt{f'_c} * b * d \right) \quad (\phi = 0.75\ corte)$$

$$149.036\ kN \leq 0.75 * (76.667 + 0.66 * \sqrt{25} * 250 * 368)$$

$$149.036 \text{ kN} \leq 227.75 \text{ kN} \quad \text{CUMPLE}$$

En cada sección donde $V_u > \phi V_c$ debe colocarse refuerzo transversal.

$$149.036 \text{ kN} > 0.75 * 76.667 \text{ kN}$$

$149.036 \text{ kN} > 57.5 \text{ kN}$ Requiere refuerzo

El V_s para el refuerzo a cortante debe calcularse con:

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

Asumiendo que $\phi = 6\text{mm}$ y $s = 50 \text{ mm}$

$$V_s = \frac{56.54 * 420 * 368}{50} = 174.77 \text{ kN} \geq 149.036 \text{ kN} \text{ Cumple}$$

La separación máxima de estribo es de:

$$\text{a) } \frac{d}{4} = \frac{368}{4} = 9.2 \text{ cm}$$

$$\text{b) } 300 \text{ mm}$$

Usar $\phi 6 \text{ c}/5 \text{ cm}$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA COLUMNA

Columna más solicitada es la C14

Para columnas arriostradas contra desplazamientos laterales.

$$\frac{k * lu}{r} \leq 34 * +12 * \left(\frac{M_1}{M_2}\right) \leq 40$$

Donde:

La relación de $\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$ es negativo si la columna esta en curvatura simple y positivo si esta en doble curvatura.

lu = Luz de la columna

r = Radio de giro $r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$, A_g y I_g son de la sección bruta.

ELEMENTO	LONGITUD (m)	b (m)	h (m)	Ix (m4)	Iy (m4)
C14'	3,00	0,30	0,30	0,000675	0,000675
C14	3,00	0,35	0,35	0,001251	0,001251
C14"	3,00	0,35	0,35	0,001251	0,001251
V-206	3,76	0,25	0,40	0,001333	0,000521
V-227	3,80	0,25	0,40	0,001333	0,000521
V-229	4,30	0,25	0,40	0,001333	0,000521
V-230	4,30	0,25	0,40	0,001333	0,000521
V-104	3,76	0,25	0,40	0,001333	0,000521
V-105	3,80	0,25	0,40	0,001333	0,000521
V-121	4,30	0,25	0,40	0,001333	0,000521
V-122	4,30	0,25	0,40	0,001333	0,000521

Determinación de los coeficientes ψ

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l}\right) \text{ de las Columnas}}{\sum \left(\frac{EI}{l}\right) \text{ de las Vigas}}$$

$$\psi_B = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{de las Columnas}}{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{de las Vigas}}$$

Remplazando se tiene:

Dirección “X”

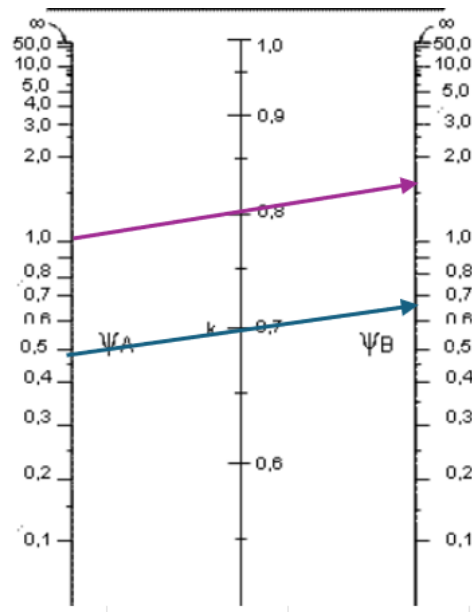
$$\psi_A = 1.24$$

$$\psi_B = 1.61$$

Dirección “Y”

$$\psi_A = 0.48$$

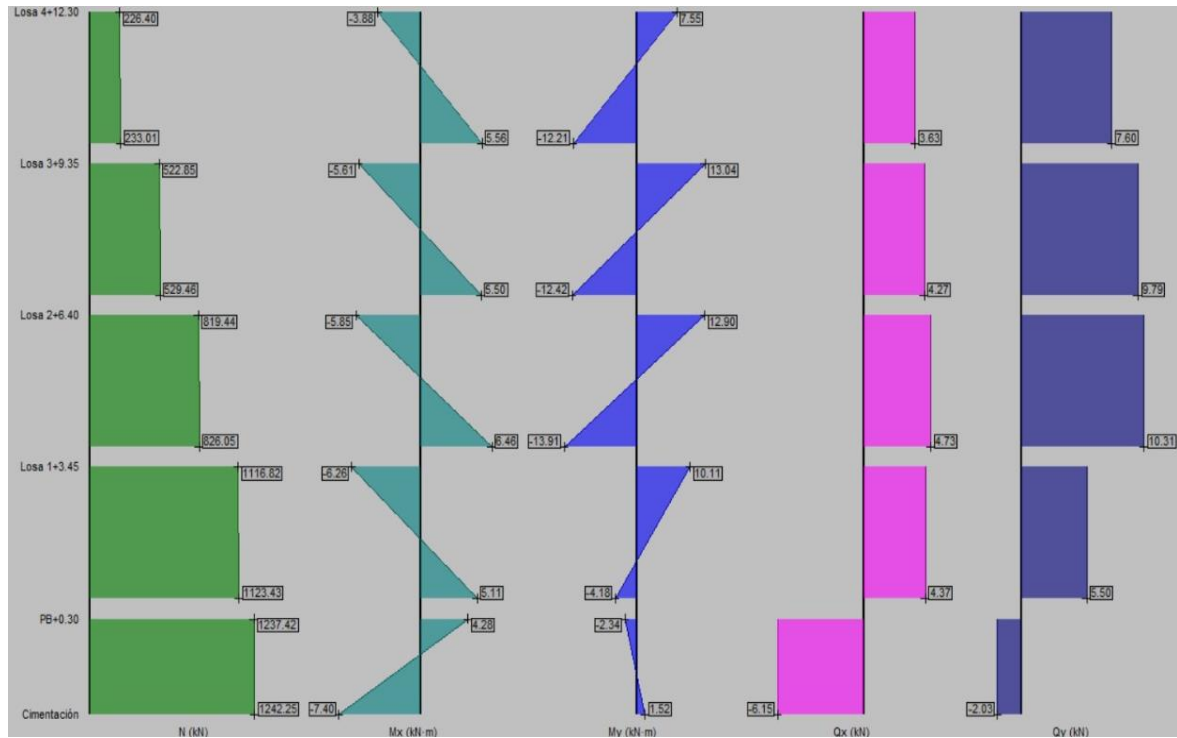
$$\psi_B = 0.63$$



$$k_x = 0.8$$

$$k_y = 0.7$$

Esfuerzos de la combinación más crítica para la columna



Verificación a esbeltez

Para el eje X:

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

$$r = \sqrt{\frac{0.35 * 0.35^3}{12}} = 0.17 \text{ m}$$

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 34 + 12 * \left(\frac{M1}{M2}\right) \leq 40$$

$$\frac{0.8 * 3}{0.17} \leq 34 + 12 * \left(\frac{5.11}{6.26}\right) \leq 40$$

$$14.12 \leq 40 \leq 40 \text{ “Cumple”}$$

Para el eje Y:

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

$$r = \sqrt{\frac{\frac{0.35 * 0.35^3}{12}}{0.35 * 0.35}} = 0.17 \text{ m}$$

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 34 + 12 * \left(\frac{M1}{M2} \right) \leq 40$$

$$\frac{0.7 * 3}{0.17} \leq 34 + 12 * \left(\frac{4.18}{10.11} \right) \leq 40$$

$$15.57 \leq 38.96 \leq 40 \text{ “Cumple”}$$

Diseño a flexión

Los esfuerzos son los siguientes.

$$N_u = 1123.43 \text{ kN}$$

$$M_x = 6.26 \text{ kN} * \text{m}$$

$$M_y = 10.11 \text{ kN} * \text{m}$$

$$V_x = 0.4.37 \text{ kN}$$

$$V_y = 5.50 \text{ kN}$$

Datos de la columna

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

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

$$\phi = 0.65$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

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

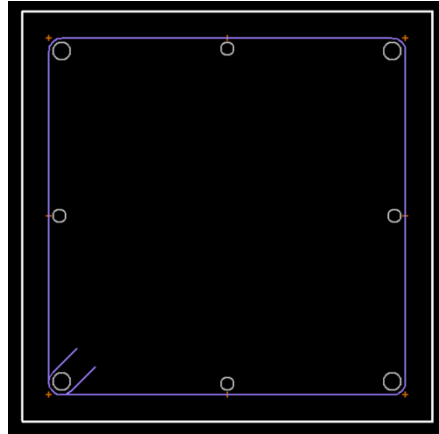
$$E = 200000 \text{ MPa}$$

Esquinas $4\phi 16mm$

Cara X $2\phi 12mm$

Cara Y $2\phi 12mm$

Estribo $\phi 6mm$



Punto N°1 “Compresión pura”.

$$\phi P_{nc} = \phi * 0.8 * [0.85 * f_c (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

$$\phi M_{nc} = 0 \quad \phi = 0.65$$

Área de acero $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$ existen 4 barras, $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$ existen 4 barras

$$A_{st} = 12.56 \text{ cm}^2$$

El área del concreto queda $A_g = b * h = 35 * 35 = 1225 \text{ cm}^2$.

$$\phi P_n = 0.65 * 0.8 * [0.85 * 2.5(1225 - 12.56) + 50 * 12.56] = 1666.30 \text{ kN}$$

Punto N°2 “Tracción pura”.

$$\phi P_{nc} = -\phi * f_y * A_{st}$$

$$\phi M_{nc} = 0 \quad \phi = 0.90$$

Área de acero $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$ existen 4 barras, $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$ existen 4 barras

$$A_{st} = 12.56 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_{nc} = -0.90 * 50 * 12.56 = -565.2 \text{ kN}$$

Punto N°3 “Flexo Compresión”.

El armado provisto son barras longitudinales $\phi 16$, barras de los estribos $\phi 6$

$$d_3 = 31.6 \text{ cm}$$

$$d_2 = 17.5 \text{ cm}$$

$$d_1 = 3.40 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{c_u} = 0.003 \text{ (Deformación unitaria del concreto)}$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0.0025 \text{ (Deformación unitaria del acero)}$$

Pasos para encontrar el punto de falla balanceada

Paso 1. Hallando c_b y a

$$\frac{\varepsilon_{c_u}}{c_b} = \frac{\varepsilon_y}{d_5 - c_b}$$

$$c_b = \frac{\varepsilon_{c_u} * d_3}{\varepsilon_y + \varepsilon_{c_u}} = \frac{0.003 * 31.60}{0.0025 + 0.003} = 17.24 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 * c_b = 0.85 * 17.24 = 14.65 \text{ cm}$$

Paso 2. Hallando deformaciones unitarias en líneas de acero.

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{c_u}}{c_b} (c_b - d_1) = \frac{0.003}{17.24} * (17.24 - 3.40) = 0.0024$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{c_u}}{c_b} (d_2 - c_b) = \frac{0.003}{17.24} * (17.5 - 17.24) = 0.000045$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_{c_u}}{c_b} (d_3 - c_b) = \frac{0.003}{17.24} * (31.6 - 17.24) = 0.00025$$

Paso 3. Hallando esfuerzos f_{si}

$$f_s = E_s * \varepsilon_s$$

$$f_{s1} = E_s * \varepsilon_{s1} = 200000 * 0.0024 = 481.65 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = E_s * \varepsilon_{s2} = 200000 * 0.000045 = -9 \text{ MPa}$$

$$f_{s3} = E_s * -\varepsilon_{s3} = 200000 * 0.00025 = -50 \text{ MPa}$$

Paso 4. Hallando fuerzas en el hormigón y acero.

En el hormigón

$$Cc = 0.85 * f'_c * a * b$$

$$Cc = 0.85 * 25 * 14.65 * 35 * 0.1 = 1089.60 \text{ kN}$$

En el acero

$$f_{s1} = 481.65 \text{ MPa}$$

$$A_{s1} = 2\emptyset 16 + 1\emptyset 12 = 5.15 \text{ cm}^2$$

$$f_{s2} = 9 \text{ MPa}$$

$$A_{s2} = 2\emptyset 12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$f_{s3} = 50 \text{ MPa}$$

$$A_{s3} = 2\emptyset 16 + 1\emptyset 12 = 5.15 \text{ cm}^2$$

- En compresión.

$$F_{s2} = f_{s2} * A_{s2} = 9 * 2.26 * 0.1 = 2.034 \text{ kN}$$

$$F_{s3} = f_{s3} * A_{s3} = 50 * 5.15 * 0.1 = 25.75 \text{ kN}$$

- En tracción.

$$F_{s1} = f_{s1} * A_{s1} = 481.65 * 5.15 * 0.1 = 248.05 \text{ kN}$$

Hallando fuerza total en la sección P_{nb}

$$P_{nb} = Cc + (F_{s1} + F_{s2} + F_{s3})$$

$$P_{nb} = 1089.60 + (248.05 - 2.034 - 25.75) = 1309.87 \text{ kN}$$

Hallando centro plástico “ Y_o ”.

$$Y_o = \frac{(0.85 * f'_c * A_g) * \left(\frac{h}{2}\right) + f_y * (A_{s1} * d_1 + A_{s2} * d_2 + A_{s3} * d_3)}{0.85 * f'_c * A_g + f_y * (A_{s1} + A_{s2} + A_{s3})}$$

$$Y_o = \frac{(0.85 * 25 * 1225) * \left(\frac{35}{2}\right) + 500 * (5.15 * 3.40 + 2.26 * 17.5 + 5.15 * 31.6)}{0.85 * 25 * 1225 + 500 * (5.15 + 2.26 + 5.15)}$$

$$Y_o = 17.50 \text{ cm}$$

Hallando momentos con respecto al centroide plástico “ Y_o ”

$$M_{s1} = F_{s1} * (Y_o - d_1) = 484.20 * (0.175 - 0.034) = 68.27 \text{ kN} * m$$

$$M_{s2} = F_{s2} * (Y_o - d_2) = 9 * (0.175 - 0.175) = 0 \text{ kN} * m$$

$$M_{s3} = F_{s3} * (Y_o - d_3) = 50 * (0.175 - 0.316) = -7.05 \text{ kN} * m$$

$$M_{c_c} = C_c * \left(Y_o - \frac{a}{2}\right) = 1089.60 * \left(0.175 - \frac{0.1465}{2}\right) = 110.87 \text{ kN}$$

Hallando momento total en la sección “ M_{n_b} ”

$$M_{n_b} = M_{c_c} + (M_{s1} + M_{s2} + M_{s3})$$

$$M_{n_b} = 110.87 + (68.27 + 0 - 7.05) = 172.1 \text{ kN} * m$$

Determinando ϕ

$$\mathcal{E}_{ty} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0.0025$$

$$\mathcal{E}_t = \mathcal{E}_{s5} = 0.0025 \text{ (deformación unitaria)}$$

$$\mathcal{E}_t \leq \mathcal{E}_{ty} \rightarrow \phi = 0.65$$

Finalmente tenemos los nominales

$$\phi P_n = 0.65 * 1309.87 \text{ kN} = 851.42 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 0.65 * 172.1 = 111.87 \text{ kN}$$

DISEÑO A CORTANTE

Datos

$$N_u = 1123.43 \text{ kN}$$

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

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 1 \text{ (para hormigones de peso normal)}$$

$$\phi_{est} = 6 \text{ mm}$$

$$\phi_{long} = 16 \text{ mm}$$

$$r_{geo} = 20 \text{ mm}$$

$$r_{mec} = 34 \text{ mm}$$

$$d = h - r_{mec} = 35 - 3.4 = 31.6 \text{ cm}$$

El diseño por cortante está basado en la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante extrema de diseño

V_n = Resistencia nominal al cortante

ϕ = Factor de reducción de resistencia, igual a 0.75

La resistencia nominal del cortante V_n es calculada según la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

Elementos sometidos a compresión

$$V_c = 0.17 * \left(1 + \frac{N_u}{14 * A_g} \right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$A_g = 350 * 350 = 122500 \text{ mm}^2$$

Reemplazando:

$$V_c = 0.17 * \left(1 + \frac{1123.43 * 1000}{14 * 122500}\right) * 1 * \sqrt{25} * 350 * 316 = 155592.31$$

$$V_c = 155.59 \text{ kN}$$

Refuerzo a cortante.

$$\phi V_c \leq V_u$$

Para esfuerzo de cortante $\phi = 0.75$

El esfuerzo del cortante extraído del programa es de: $V_u = 5.50 \text{ kN}$

$$0.75 * 155.59 \leq 6.90 \text{ kN}$$

$116.7 \text{ kN} \leq 5.50 \text{ kN}$ No cumple,

Necesita refuerzo

Separación de estribos.

$$\phi_{est} = \frac{\phi_{long}}{2} = \frac{16 \text{ mm}}{2} = 8 \text{ mm}$$

$$A_{est} = 1 * 0.50 \text{ cm}^2 = 0.50 \text{ cm}^2$$

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

$$V_s = \frac{0.50 * 420 * 0.1 * 31.60}{5} = 132.72 \text{ kN}$$

Separación máxima

$$\text{a) } 8 * \phi_{long} = 8 * 1.60 = 12.80 \text{ cm}$$

$$\text{b) } 12 * \phi_{est} = 12 * 0.80 = 9.60 \text{ cm}$$

$$\text{c) } \frac{b}{2} = \frac{35}{2} = 17.50 \text{ cm}$$

$$\text{d) } 30 \text{ cm}$$

Zona de confinamiento

- a) $\frac{l_n}{6} = \frac{3}{6} = 50 \text{ cm}$
- b) Mayor de b o $h = 35 \text{ cm}$
- c) 45 cm

Refuerzo longitudinal

- Diámetro mínimo de la barra: $d_b \geq 12 \text{ mm}$
- Acero longitudinal mínimo: $A_{s_{min}} \geq 0.01 A_g$
- Acero longitudinal máximo: $A_{s_{max}} \leq 0.01 A_g$

El acero provisto es de $4\phi 16 + 4\phi 12$ y el área bruta de la sección es de $35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$ el área del acero provisto es de $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 * 4 + 1.13 * 4 = 12.56 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{min}} \leq A_s \leq A_{s_{max}}$$

$$0.01 A_g \leq A_s \leq 0.06 A_g$$

$$0.01 * 1225 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 0.06 * 1225 \text{ cm}^2$$

$12.25 \text{ cm}^2 \leq 12.56 \text{ cm}^2 \leq 73.50 \text{ cm}^2$ “Cumple con el refuerzo longitudinal”

Requisitos para separación de estribos

- Separación de los estribos en la confinada:

$$S_o \leq C_1/4$$

$$S_o \leq C_2/4$$

$$S_o \leq 6d_b (\text{barra de menor diametro})$$

$$S_o \leq 15 \text{ cm}$$

- En el tramo:

$$s \leq 6d_b (\text{barra de menor diametro})$$

$$s \leq 15 \text{ cm}$$

➤ Longitud de confinamiento

$$l_o \geq \frac{l_n}{6}$$

$$l_o \geq C_1$$

$$l_o \geq C_2$$

$$l_o \geq 45 \text{ cm}$$

La longitud de confinamiento queda:

$$l_o \geq \frac{l_n}{6} \quad l_o \geq \frac{3}{6} \quad l_o = \frac{3}{6} \approx 0.50 \text{ m}$$

La separación de los estribos en la zona de confinamiento queda:

$$S_o \leq \frac{35}{4} = 8.75 \text{ cm}$$

$$S_o \leq \frac{35}{4} = 8.75 \text{ cm}$$

$$S_o \leq 6 * 1.20 \text{ cm} = 7.2 \text{ cm}$$

$$S_o \leq 15 \text{ cm}$$

La separación en la zona de confinamiento que $S_o = 7 \text{ cm}$

La separación de los estribos en el tramo es.

$$s \leq 6 * 1.20 \text{ cm} = 7 \text{ cm}$$

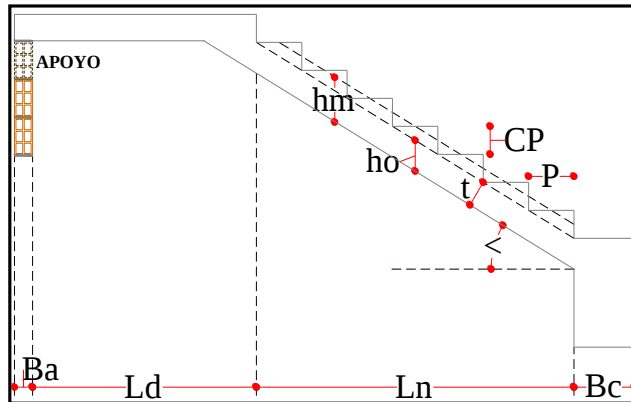
$$s \leq 15 \text{ cm}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA ESCALERA.

Datos de la Escalera:

Paso = 0,30 m
 Contrapaso = 0,16 m
 Ancho = 1,10 m
 # de escalones = 10
 $L_n = 2,70$ m
 $L_d = 1,00$ m
 $t = 0,15$ m
 Apoyo = Rígido
 $B_a = 0,25$ m
 $B_c = 0,25$ m
 $\cos \alpha = 0,882$
 $h_o = 0,17$ m
 $h_m = 0,25$ m
 recubrimiento = 2 cm

GEOMETRIA DE LA ESCALERA



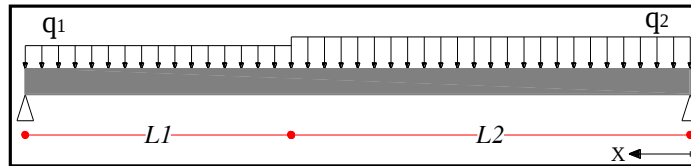
Datos de material:

$f_c' = 250$ kg/cm²
 $f_y = 5000$ kg/cm²

MODELO ESTRUCTURAL

Cargas actuantes:
 acabado = 0,11 ton/m
 $s/c = 500$ kg/m²
 $p.p. = e \cdot b$

$4,310 \cdot R_b = 15,26 + 3,20$ entonces: $R_b = 4,3$ ton
 $V_x = R_b - w_u \cdot X_o$ El máximo Momento será donde el $V_x = 0$,
 $4,284 - 2,013 \cdot X_o = 0$ Entonces: $X_o = 2,1$ m
 Verificación a corte: $V_{ud} = 2,5$ ton $V_n = 2,889$ ton $V_c = 12$ ton



Haciendo un análisis de cargas tenemos:

p.p.1 = 0,40 ton/m	WD1 = 0,71 ton/m	WL1 = 0,94 ton/m	q1 = 1,64 ton/m	L1 = 1,13 m
p.p.2 = 0,66 ton/m	WD2 = 1,08 ton/m	WL2 = 0,94 ton/m	q2 = 2,01 ton/m	L2 = 3,19 m

Sabiendo que el máximo momento se dará a una distancia: $X = 2,13$ m
 $M_u(+) = 4,56$ ton m $M_u(+)\text{dis} = 3,65$ ton m $M_u(-)\text{dis} = 1,82$ ton m

Realizando el diseño para ambos momentos de diseño:

Asumiendo que $a \approx 2$ cm y se utilizara $\Phi(+) = 12$ mm. Entonces: $d = 12,99$ cm

Asumiendo que $a \approx 2$ cm y se utilizara $\Phi(-) = 12$ mm. Entonces: $d = 12,99$ cm

Para el momento positivo:

$A_s = 6,76$ cm ²	$A_s = 6,60$ cm ²	$A_s = 6,59$ cm ²	$A_s = 6,59$ cm ²	$A_s = 6,59$ cm ²
$a = 1,45$ cm	$a = 1,41$ cm	$a = 1,41$ cm	$a = 1,41$ cm	$a = 1,41$ cm

Para el momento negativo:

$A_s = 3,38$ cm ²	$A_s = 3,21$ cm ²	$A_s = 3,20$ cm ²	$A_s = 3,20$ cm ²	$A_s = 3,20$ cm ²
$a = 0,72$ cm	$a = 0,69$ cm	$a = 0,69$ cm	$a = 0,69$ cm	$a = 0,69$ cm

Sabiendo que el acero por retracción y temperatura es:

Acero Longitudinal: $A_{stemp} = 3,96$ cm²
 Acero Transversal: $A_{stemp} = 3,60$ cm²/m

Entonces:

Para el Momento Positivo, utilizar: **6 Φ 12 @ 19,8 cm**
 Para el Momento Negativo, utilizar: **4 Φ 12 @ 33,7 cm** $V_r \geq V_c$ **Cumple Corte !**
 Para el refuerzo transversal, utilizar: **Φ 10 @ 21,8 cm**

3.7 Elaboración de un cronograma.

Este es un cronograma de alto nivel diseñado para la construcción de un edificio de cuatro niveles de hormigón armado en Tarija. Este cronograma se enfoca en la fase principal de obra gruesa.

La duración total estimada es de tres meses y dos semanas (110 días calendario), que es un tiempo realista para una edificación de este tamaño con procesos constructivos eficientes.

3.7.1 Listado de actividades a realizar.

Tabla 23. Resumen de actividades.

N°	ITEM	UNIDAD
OBRAS PRELIMINARES		
1	INSTALACION DE FAENAS	glb
2	REPLANTEO Y TRAZADO DE ESTRUCTURAS	glb
3	LIMPIEZA DEL TERRENO	glb
OBRA GRUESA		
4	EXCAVACION 0-2m SUELO SEMIDURO	m ³
5	CARPETA DE NIVELACION e=5 cm	m ³
6	VIGA T INVERTIDA H°A° H-250 Kg/cm ²	m ³
6.1	ZAPATAS DE H°A° H-250 Kg/cm ²	m ³
7	CIMIENTO DE H°C°	m ³
8	SOBRECIMIENTO DE H°C°	m ³
9	IMPERMEABILIZACION DE SOBRECIMIENTO	m ²
10	COLUMNAS DE H°A° H-250 Kg/cm ²	m ³
11	RELLENO Y COMPACTADO	m ³
12	CONTRAPISO DE PIEDRA MANZANA	m ²
13	VIGAS ESTRUCTURALES DE H°A° H-250Kg/cm ²	m ³
14	MURO DE LADRILLO DE 6H	m ²
15	LOSA DE VIGUETAS H°A° H-250Kg/cm ²	m ²
16	ESCALERAS DE H°A° H-250 Kg/cm ²	m ³

Fuente: Elaboración propia.

3.7.2 Diagrama de Gantt.

Se presenta un Diagrama de Gantt simplificado para el proyecto de construcción de un edificio de Cuatro niveles en Tarija, con una duración total de tres meses, dos semanas (110 días calendario). Este diagrama visualiza las fases, tareas y sus dependencias, basado en el cronograma maestro previo.

El desarrollo del diagrama se encuentra en el sector de planos.

CAPÍTULO IV

DISEÑO Y ANÁLISIS

4. DISEÑO Y ANÁLISIS

Alternativas estudiadas: Diseño de Viga T invertida cimentación continua y diseño de Zapatas aisladas con vigas centradoras.

Condición del suelo: suelo arcilloso capacidad portante admisible baja $2,07 \text{ kg/cm}^2$, lo que favorece soluciones con mayor rigidez para controlar asentamientos.

Materiales de diseño adoptados: hormigón H-250 y acero AH-500.

Resultado económico:

- Costo total con Viga T invertida = 1.119.614,50 Bs.
- Costo total con Zapatas aisladas = 1.030.347,49 Bs.
- Diferencia absoluta: 89.247,01 Bs. La Viga T es más cara.
- Diferencia porcentual: 8.6% más caro para la Viga T respecto a las zapatas. (cálculo: $89.247,01 / 1.030.347,49 \times 100$).

Comportamiento estructural y geotécnico:

- En un suelo arcilloso con capacidad reducida y riesgo de asentamientos diferenciales, una cimentación continua tipo Viga T invertida actúa como un diafragma que reparte mejor las cargas, reduce concentraciones y controla diferenciales. Esto reduce el riesgo de daños por asentamientos diferenciales en la estructura.
- Las zapatas aisladas concentran esfuerzos en puntos específicos bajo columnas; en suelos con baja capacidad portante y variabilidad, esto puede generar asentamientos más localizados y mayores diferencias relativas. Sin embargo, si el suelo fuese relativamente homogéneo y con mejor capacidad, las zapatas suelen ser la opción más económica.

Sismicidad y rigidez:

- La Viga T ofrece mayor rigidez del conjunto y actúa como elemento de amarre entre columnas, lo cual mejora el comportamiento frente a cargas laterales sísmicas y reduce desplazamientos relativos entre apoyos.

Constructibilidad:

- Viga T: mayor complejidad en encofrado, mayor cantidad de hormigón y acero, mayor tiempo de ejecución en cimentación y curado.
- Zapatas: ejecución por etapas colocado de zapatas, vigas, menos encofrado continuo, pero mayor cantidad de excavaciones puntuales si la planta tiene muchas columnas.

Costos globales:

- **Viga T invertida:** 1.119.614,50 Bs.
- **Zapatas aisladas:** 1.030.347,49 Bs.

Comparación económica:

- La Viga T incrementa el costo total en 89.247,01Bs. que representa un +8.6% respecto a las zapatas.
- El sobre costo de la Viga T se explica principalmente por: mayor volumen de hormigón (m³), mayor tonelaje de acero (kg), mayor encofrado y mayor mano de obra/equipos para la solución continua.

4.1 Fundación Viga T invertida.

La estructura con una fundación tipo Viga T invertida tiene un costo total de 1.119.614,50 Bs.

Tabla 24. Resumen presupuesto general viga T invertida.

PRESUPUESTO GENERAL

Proyecto: VIVIENDA MULTIFAMILIAR

Módulo: (M01)

Cliente: CRISTIAN ARCE

Lugar: TARIJA

Fecha: 04/mar/2026

Tipo de cambio: 9,07

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	Instalacion de faenas	glb	1,00	13.525,53	13.525,53
2	Replanteo y trazado global	m ²	1,00	4.710,59	4.710,59
3	Limpieza del terreno	glb	1,00	25.302,94	25.302,94
4	Excavacion (0-2 m.) s. semiduro	m ³	216,96	78,62	17.057,40
5	Carpeta de nivelacion	m ²	27,17	169,91	4.616,45
6	Vigas de fundacion de hº aº	m ³	52,88	3.663,35	193.717,95
7	Cimiento de hormigon ciclopeo	m ³	17,74	701,07	12.436,98
8	Sobrecimientos de hº cº	m ³	7,98	1.203,85	9.606,72
9	Impermeabilizacion de sobrecimientos	m ²	26,60	42,90	1.141,14
10	Columnas de hº aº	m ³	24,42	5.451,53	133.126,36
11	Relleno compactado con planta vibradora	m ³	164,08	5,17	848,29
12	Empedrado de pisos	m ²	226,00	101,21	22.873,46
13	Viga de hº aº	m ³	65,77	5.263,19	346.160,01
14	Muro de ladrillo 6 h. e=18 cm (24*18*12)	m ²	878,09	204,93	179.946,98
15	Losa alivianada de hº aº c/plastoform	m ²	37,56	583,17	21.903,87
16	Escalera de hº aº	m ³	28,20	4.703,54	132.639,83
Total presupuesto:					1.119.614,50

Fuente: PRESCOM.

Zapatas Aisladas con vigas Centradoras.

Tabla 25. Resumen de presupuesto general zapatas y vigas centradoras.

PRESUPUESTO GENERAL

Proyecto: VIVIENDA MULTIFAMILIAR
Módulo: (M02)
Cliente: CRISTIAN ARCE
Lugar: TARIJA
Fecha: 04/mar/2026
Tipo de cambio: 9,07 Bs

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	Instalacion de faenas	glb	1,00	13.525,53	13.525,53
2	Replanteo y trazado global	m²	1,00	4.710,59	4.710,59
3	Limpieza del terreno	glb	1,00	25.302,94	25.302,94
4	Excavacion (0-2 m.) s. semiduro	m³	216,96	78,62	17.057,40
5	Carpetas de nivelacion	m²	27,17	169,91	4.616,45
6	Zapatas de hº aº	m³	31,50	3.318,76	104.540,94
7	Cimiento de hormigon ciclopeo	m³	17,74	701,07	12.436,98
8	Sobrecimientos de hº cº	m³	7,98	1.203,85	9.606,72
9	Impermeabilizacion de sobrecimientos	m²	26,60	42,90	1.141,14
10	Columnas de hº aº	m³	24,42	5.451,53	133.126,36
11	Relleno compactado con planta vibradora	m³	164,08	5,17	848,29
12	Empedrado de pisos	m²	226,00	101,21	22.873,46
13	Viga de hº aº	m³	65,77	5.263,19	346.160,01
14	Muro de ladrillo 6 h. e=18 cm (24*18*12)	m²	878,09	204,93	179.946,98
15	Losa alivianada de hºaº c/plastoform	m²	37,56	583,17	21.903,87
16	Escalera de hºaº	m³	28,20	4.703,54	132.639,83
Total presupuesto:					1.030.437,49

FUENTE: PRESCOM.

Decisión técnico-económica:

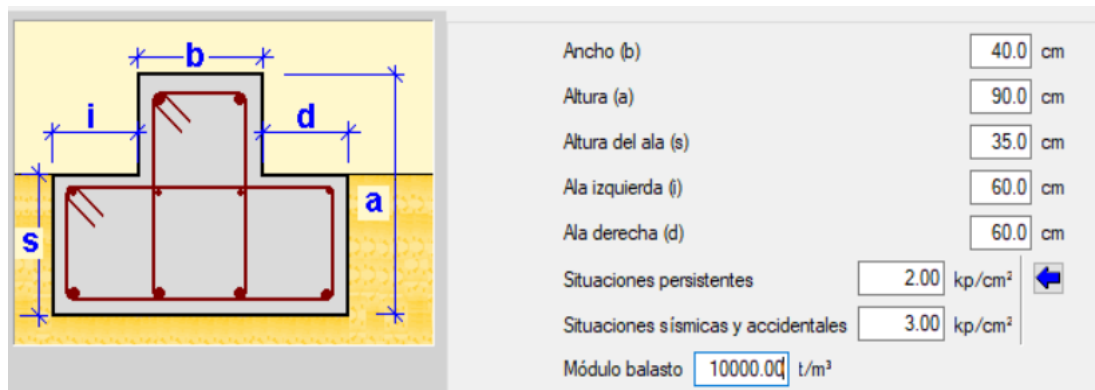
- Si la prioridad es control de asentamientos y seguridad sísmica, la Viga T invertida es la opción recomendada a pesar de su sobre costo 8.6%.
- Si la prioridad es mínimo costo y el estudio geotécnico demostrara capacidad portante homogénea o si se dispone de mejoramiento del suelo, las zapatas aisladas serían la alternativa económica.

4.1.1 Cálculos métricos y diferencias de acero.

- **Acero especificado:** AH-500. Esto implica mayor límite elástico, diseño más eficiente en armaduras.
- **Cómo afecta esto a costos y cantidades:** Al usar AH-500, la cuantía en diámetro/espaciamiento puede reducirse respecto a un acero de menor f_y , pero la Viga T sigue demandando mayor tonelaje total por la disposición y longitudes de barras.

Además, se considera un factor de ajuste de precios por volatilidad del mercado (alza del acero/cemento), lo que magnifica la diferencia de costo entre alternativas.

Imagen 15. Dimensiones viga T invertida.



Fuente: Cype Cad.

4.1.2 Cálculos métricos.

Tabla 26. Cálculos métricos viga T invertida.

N° Item	ITEM	Unidad	N° de Veces	Dimensiones			Área (m²)	Volumen (m³)	Total parcial	Total Acumulado
				Largo X (m)	Ancho Y (m)	Alto Z (m)				
6	VIGA T INVERTIDA H°A°	m³								52,88
	V-001-V-003		1	11,30	1,60	0,90	18,08	16,27	16,27	
	Descuento (a) total		1	11,30	0,60	0,55	6,78	7,46	7,46	
									8,81	
	V-004-V-006		1	11,30	1,60	0,90	18,08	16,27	16,27	
	Descuento (a) total		1	11,30	0,60	0,55	6,78	7,46	7,46	
									8,81	
	V-007-V-009		1	11,30	1,60	0,90	18,08	16,27	16,27	
	Descuento (a) total		1	11,30	0,60	0,55	6,78	7,46	7,46	
									8,81	
	V-010-V-012		1	11,30	1,60	0,90	18,08	16,27	16,27	
	Descuento (a) total		1	11,30	0,60	0,55	6,78	7,46	7,46	
									8,81	
	V-013-V-015		1	11,30	1,60	0,90	18,08	16,27	16,27	
	Descuento (a) total		1	11,30	0,60	0,55	6,78	7,46	7,46	
									8,81	
	V-016-V-018		1	11,30	1,60	0,90	18,08	16,27	16,27	
	Descuento (a) total		1	11,30	0,60	0,55	6,78	7,46	7,46	
									8,81	

Fuente: Elaboración propia.

La viga en T invertida crea un sistema de cimentación continuo y monolítico que conecta todas las columnas de un eje.

- **Mayor Rigidez:** El conjunto de vigas interconectadas funciona como un diafragma rígido horizontal en la base. Esto es crucial, ya que ayuda a que toda la cimentación se mueva de forma uniforme.
- **Distribución de Cargas:** Las vigas ayudan a distribuir y uniformizar las presiones que se transmiten al suelo, incluso si las cargas de las columnas no son idénticas o si hay zonas del suelo con menor capacidad portante.

Control de Asentamientos Diferenciales

- **Suelos Poco Resistentes o Variables:** En terrenos con baja o variable capacidad portante las zapatas aisladas pueden experimentar asentamientos desiguales que causan grietas y daños en la estructura.
- **Compensación de Esfuerzos:** La rigidez de la viga en T invertida obliga a las cimentaciones a asentarse de manera más uniforme, ya que la viga toma los momentos flectores generados por la diferencia de asentamientos, equilibrando la mala distribución de esfuerzos.

Resistencia Sísmica

En zonas de alta sismicidad, la viga en T invertida es fundamental.

- **Amarre de Columnas:** Las vigas actúan como riostras o vigas de amarre que conectan y unen las bases de todas las columnas, previniendo que estas se separen o muevan lateralmente bajo las fuerzas sísmicas.
- **Fuerzas Horizontales:** Proporcionan una mejor resistencia a las fuerzas horizontales generadas por un sismo, contribuyendo a la estabilidad general de la estructura.

¿Cuándo se prefiere cada una?

Zapata Aislada:

- a. Suelos con muy buena capacidad portante y uniformidad.
- b. Cargas estructurales ligeras o moderadas.
- c. Columnas muy separadas donde la interacción entre zapatas es mínima.

Viga en T Invertida:

- a. Suelos con capacidad portante baja o variable.
- b. Zonas de alta sismicidad requiere amarre.
- c. Edificios de cuatro o más niveles con cargas concentradas más elevadas.
- d. Columnas cercanas entre sí.

Tabla 27. Cálculos métricos Zapatas Aisladas.

N° Item	ITEM	Unidad	N° de Veces	Dimensiones			Área (m²)	Volumen (m³)	Total parcial	Total Acumulado
				Largo X (m)	Ancho Y (m)	Alto Z (m)				
6,1	ZAPATAS DE H°A°	m³								31,50
	Zapata 1		1	0,800	1,600	0,400	1,280	0,51	0,51	
	Zapata 2		1	1,400	1,400	0,400	1,960	0,78	0,78	
	Zapata 3		1	1,300	1,300	0,400	1,690	0,68	0,68	
	Zapata 4		1	0,750	1,500	0,400	1,125	0,45	0,45	
	Zapata 5		1	1,250	2,400	0,500	3,000	1,50	1,50	
	Zapata 6		1	2,100	2,100	0,400	4,410	1,76	1,76	
	Zapata 7		1	1,800	1,800	0,400	3,240	1,30	1,30	
	Zapata 8		1	1,050	2,100	0,500	2,205	1,10	1,10	
	Zapata 9		1	1,350	2,650	0,500	3,578	1,79	1,79	
	Zapata 10		1	2,300	2,300	0,400	5,290	2,12	2,12	
	Zapata 11		1	2,300	2,300	0,450	5,290	2,38	2,38	
	Zapata 12		1	1,300	2,600	0,500	3,380	1,69	1,69	
	Zapata 13		1	1,300	2,500	0,450	3,250	1,46	1,46	
	Zapata 14		1	2,300	2,300	0,400	5,290	2,12	2,12	
	Zapata 15		1	2,100	2,100	0,400	4,410	1,76	1,76	
	Zapata 16		1	1,000	1,900	0,500	1,900	0,95	0,95	
	Zapata 17		1	1,250	2,500	0,500	3,125	1,56	1,56	
	Zapata 18		1	2,300	2,300	0,450	5,290	2,38	2,38	
	Zapata 19		1	1,500	1,500	0,300	2,250	0,68	0,68	
	Zapata 20		1	1,450	2,400	0,500	3,480	1,74	1,74	
	Zapata 21		1	1,850	1,850	0,500	3,423	1,71	1,71	
	Zapata 22		1	2,000	1,050	0,450	2,100	0,95	0,95	
	Zapata 23		1	0,800	0,550	0,300	0,440	0,13	0,13	

Fuente: Elaboración propia.

Aunque la Viga T Invertida es la solución técnicamente superior u óptima para mitigar los asentamientos diferenciales en suelos arcillosos, genera un cómputo métrico de fundación considerablemente más alto que un sistema de zapatas aisladas simples. Este mayor costo directo debe ser justificado por el beneficio de la seguridad y el desempeño estructural a largo plazo.

El tiempo de ejecución de la viga T invertida es de 14 días mientras que el de las zapatas es de 10 días calendario, haciendo una diferencia de 4 días.

La fundación con zapatas aisladas exige una mayor cantidad de acero barras de 25mm en las vigas centradoras con un total de 1670.85 kg, mientras que la fundación con viga T invertida predomina las barras de 20mm con un total de 843.9 kg y 74.5 kg en barras de 25mm que sirven como refuerzo, siendo así este diámetro poco comercial.

Cuantías y volumen de Hormigón Armado Zapatas Aisladas.

Tabla 28. Volumen y cuantías de acero zapatas aisladas.

ZAPATAS AISLADAS						Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
AH-500 (kg)						fc=250 kg/cm²	Limpieza	
Elemento	Ø6	Ø12	Ø16	Ø20	Total			
C1	0,8	10,14	22,67		33,61	0,51	0,13	1,76
C2	0,54	10,14	37,19		47,87	0,78	0,2	2,08
C3	0,53	10,14	29,51		40,18	0,68	0,17	1,92
C4	0,79	10,15	21,68		32,62	0,45	0,11	1,64
C5	0,8	10,81		66,91	78,52	1,5	0,3	3,45
C6	0,54	10,14	69,47		80,15	1,76	0,44	3,2
C7	0,79	10,15	43,74		54,68	1,3	0,32	2,72
C8	0,8	10,88	36,86		48,54	1,1	0,22	2,95
C9	0,8	10,89	65,71		77,4	1,79	0,36	3,8
C10	0,79	10,15	82,18		93,12	2,12	0,53	3,52
C11	0,79	10,51	80,54		91,84	2,38	0,53	3,96
C12	0,8	10,89	72,45		84,14	1,69	0,34	3,7
C13	0,79	10,44		73,7	84,93	1,46	0,33	3,24
C14	0,8	10,14	80,54		91,48	2,12	0,53	3,52
C15	0,79	10,15	58		68,94	1,76	0,44	3,2
C16	0,8	10,89	34,87		46,56	0,95	0,19	2,7
C17	0,8	10,89	54,68		66,37	1,56	0,31	3,35
C18	0,79	10,51	85,17		96,47	2,38	0,53	3,78
C19	0,53	37,15			37,68	0,67	0,23	1,68
C20	0,8	10,89	70,86		82,55	1,74	0,35	3,65
C21	0,8	10,89	54,05		65,74	1,71	0,34	3,3
C22	0,79	10,51	60,81		72,11	0,95	0,21	2,38
C23	0,54	12,48			13,02	0,13	0,04	0,81
C24	0,8	9,61	27,85		38,26	0,72	0,14	2,4
Totales	17,8	279,54	1088,83	140,61	1526,78	32,22	7,28	68,72

Tabla 29. Volumen y cuantías vigas centradoras.

VIGAS CENTRADORAS								Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
AH-500 (kg)										
Elemento	Ø8	Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Ø25	Total	fc=250 kg/cm²	Limpieza	
[C18 - C22]	15,75		9,42			251,66	276,83	0,63	0,08	3,14
[C22 - C21]	17,4		17,45	24,07		137,64	196,56	0,69	0,04	3,43
[C17 - C18]	15,83		8,63	23,82		141,52	189,8	0,63	0,06	3,14
[C17 - C21]	19,23		18,94	26,11		153,66	217,94	0,74	0,05	3,72
[C13 - C14]	15,82		8,65	23,92		141,53	189,92	0,67	0,06	3,33
[C5 - C6]	15,83		8,6	23,72		139,1	187,25	0,67	0,06	3,35
[C1 - C2]	16,01			16,54	80,48		113,03	0,54	0,1	2,69
[C3 - C4]	14,67			15,08	73,65		103,4	0,47	0,08	2,37
[C7 - C8]		26,21		15,88	24,08	84	150,17	0,49	0,06	2,43
[C11 - C12]	10		7,85			264,14	281,99	0,51	0,04	2,55
[C15 - C16]	12,75		7,76			216,07	236,58	0,47	0,06	2,36
[C9 - C10]	15,83		8,73	24,1		141,53	190,19	0,63	0,06	3,16
[C19 - C20]	14,68			13,59	66,81		95,08	0,32	0,05	1,62
Totales	183,8	26,21	96,03	206,83	245,02	1670,85	2428,74	7,46	0,8	37,29

ZAPATAS AISLADAS MAS VIGAS CENTRADORAS								Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
AH-500 (kg)										
Elemento	Ø6	Ø8	Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Ø25	fc=250 kg/cm²	Limpieza	
TOTAL	17,8	183,8	26,21	375,57	1295,66	385,63	1670,85	39,68	8,08	106,01

Cuantías y volumen de Hormigón Armado Viga T invertida.

Tabla 30. Volumen y cuantías viga T invertida.

Fundación	Tipo	A.neg.	A.pos.	A.est.	Total	Ø6	Ø8	Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Ø25	V.horm.
Pórtico 1		kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³
V-001(C21-C22)	Cim.		72.2	94.2	166.4		94.2	4.3			54.0	13.9	3.042
V-002(C22-C23)	Cim.	34.1	70.4	33.6	138.1	33.6		41.6	5.0	57.9			3.042
V-003(C23-C24)	Cim.	8.8		32.3	41.1	32.3		8.8					2.730
Total Pórtico 1		42.9	142.6	160.1	345.6	65.9	94.2	54.7	5.0	57.9	54.0	13.9	8.814
Pórtico 2													
V-004(C17-C18)	Cim.		74.7	297.2	371.9			301.5			54.0	16.4	3.042
V-005(C18-C19)	Cim.	88.4	68.8	93.7	250.9	17.5		88.7	16.9	111.3	16.5		3.042
V-006(C19-C20)	Cim.	22.4		32.3	54.7	32.3		8.8			13.6		2.730
Total Pórtico 2		110.8	143.5	423.2	677.5	49.8		399.0	16.9	111.3	84.1	16.4	8.814
Pórtico 3													
V-007(C13-C14)	Cim.	16.3	74.5	188.4	279.2		188.4	4.3			70.3	16.2	3.042
V-008(C14-C15)	Cim.	66.1	95.1	188.4	349.6		188.4	24.2	31.7		105.3		3.042
V-009(C15-C16)	Cim.	8.8	23.7	169.1	201.6		169.1	8.8			23.7		2.730
Total Pórtico 3		91.2	193.3	545.9	830.4		545.9	37.3	31.7		199.3	16.2	8.814
Pórtico 4													
V-010(C9-C10)	Cim.		72.4	188.4	260.8		188.4	4.3			54.0	14.1	3.042
V-011(C10-C11)	Cim.	75.0	89.9	186.0	350.9		186.0	24.3	25.3		115.3		3.042
V-012(C11-C12)	Cim.	11.1	32.8	169.1	213.0		169.1	3.5	7.6	7.3	25.5		2.730
Total Pórtico 4		86.1	195.1	543.5	824.7		543.5	32.1	32.9	7.3	194.8	14.1	8.814
Pórtico 5													
V-013(C5-C6)	Cim.		72.2	94.2	166.4		94.2	4.3			54.0	13.9	3.042
V-014(C6-C7)	Cim.	67.1	94.9	91.8	253.8		91.8	12.5	48.4		101.1		3.042
V-015(C7-C8)	Cim.	8.8	23.7	84.5	117.0		84.5	8.8			23.7		2.730
Total Pórtico 5		75.9	190.8	270.5	537.2		270.5	25.6	48.4		178.8	13.9	8.814
Pórtico 6													
V-016(C1-C2)	Cim.		33.0	52.4	85.4	52.4					33.0		3.042
V-017(C2-C3)	Cim.	33.0	90.4	51.1	174.5	51.1		41.8	3.9		77.7		3.042
V-018(C3-C4)	Cim.	8.8	32.1	47.1	88.0	47.1		12.3	6.4		22.2		2.730
Total Pórtico 6		41.8	155.5	150.6	347.9	150.6		54.1	10.3		132.9		8.814
Total Fundación		448.7	1020.8	2093.8	3563.3	266.3	1454.1	602.8	145.2	176.5	843.9	74.5	52.884

4.2 Análisis de Precios Unitarios.

Tabla 31. Precios unitarios Viga T invertida.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
DATOS GENERALES		VIVIENDA MULTIFAMILIAR			
Actividad:		VIGAS DE FUNDACION Fc=250 kg/cm²			
Unidad:		m³			
Moneda:		Bs			
1.-	MATERIALES	Unid.	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
1	Cemento portland	kg	350	1,5	525,00
2	Arena	m³	0,45	175	78,75
3	Grava	m³	0,92	175	161,00
4	Madera	pie2	45	8,9	400,50
5	Fierro corrugado	kg	60	11,47	688,20
6	Clavos	kg	1,2	17	20,40
7	Alambre de amarre	kg	1	17	17,00
TOTAL MATERIALES:					1890,85
2.-	MANO DE OBRA	Unid.	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr	12	20,50	246,00
2	Ayudante	Hr	16	15,00	240,00
3	Encofrador	Hr	8	20,50	164,00
4	Armador	Hr	10	20,50	205,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA:					855,00
CARGAS SOCIALES (SUBTOTAL MANO DE OBRA) (55% - 71,18%)				55,0 %	470,25
IMPUESTOS IVA (SUBTOTAL MANO DE OBRA+CARGAS SOCIALES)				14,94 %	197,99
TOTAL MANO DE OBRA:					1523,24
3.-	EQUIPO, MAQUINARIA Y	Unid.	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
	Mezcladora	Hr	1	22	22
	Vibradora	Hr	0,8	15	12
	Herramientas menores	%	0,06	855	51,3
4.-	HERRAMIENTAS (5.00% DE TOTAL MANO DE OBRA)			5,0 %	76,16
	TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:				161,46
GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
5.-	GASTOS GENERALES (10.00% de 1 + 2 + 3)			10,0 %	357,56
	TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:				357,56
	UTILIDAD				
6.-	UTILIDAD (10.00% de 1 + 2 + 3 + 4)			10,0 %	393,31
	TOTAL UTILIDAD:				393,31
	IMPUESTOS				
	IMPUESTOS IT 3.09% (1 + 2 + 3 + 4 + 5)			3,09 %	
	TOTAL IMPUESTOS:				133,69
	TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6):				4460,11

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 32. Precios unitarios Zapata Aislada.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
DATOS GENERALES		VIVIENDA MULTIFAMILIAR			
Actividad:		ZAPATA DE H°A° Fc=250 kg/cm²			
Unidad:		m³			
Moneda:		Bs			
1.-	MATERIALES	Unid.	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
1	Cemento portland	kg	350	1,5	525,00
2	Arena	m3	0,45	175	78,75
3	Grava	m3	0,92	175	161,00
4	Madera	pie2	25	8,9	222,50
5	Fierro corrugado	kg	55	11,47	630,85
6	Clavos	kg	1,2	17	20,40
7	Alambre de amarre	kg	1	17	17,00
TOTAL MATERIALES:					1655,50
2.-	MANO DE OBRA	Unid.	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr	12	20,50	246,00
2	Ayudante	Hr	18	15,00	270,00
3	Encofrador	Hr	10	20,50	205,00
4	Armador	Hr	10	20,50	205,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA:					926,00
CARGAS SOCIALES (SUBTOTAL MANO DE OBRA) (55% - 71,18%)				55,0 %	509,30
IMPUESTOS IVA (SUBTOTAL MANO DE OBRA+CARGAS SOCIALES)				14,94 %	214,43
TOTAL MANO DE OBRA:					1649,73
3.-	EQUIPO, MAQUINARIA Y	Unid.	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
	Mezcladora	Hr	1	22	22
	Vibradora	Hr	0,8	15	12
	Herrameintas menores	%	0,06	926	55,56
4.-	HERRAMIENTAS (5.00% DE TOTAL MANO DE OBRA)			5,0 %	82,49
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:					172,05
GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
5.-	GASTOS GENERALES (10.00% de 1 + 2 + 3)			10,0 %	347,73
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:					347,73
UTILIDAD					
6.-	UTILIDAD (10.00% de 1 + 2 + 3 + 4)			10,0 %	382,50
TOTAL UTILIDAD:					382,50
IMPUESTOS					
IMPUESTOS IT 3.09% (1 + 2 + 3 + 4 + 5)				3,09 %	
TOTAL IMPUESTOS:					130,01
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6):					4337,52

Fuente: Elaboración propia.

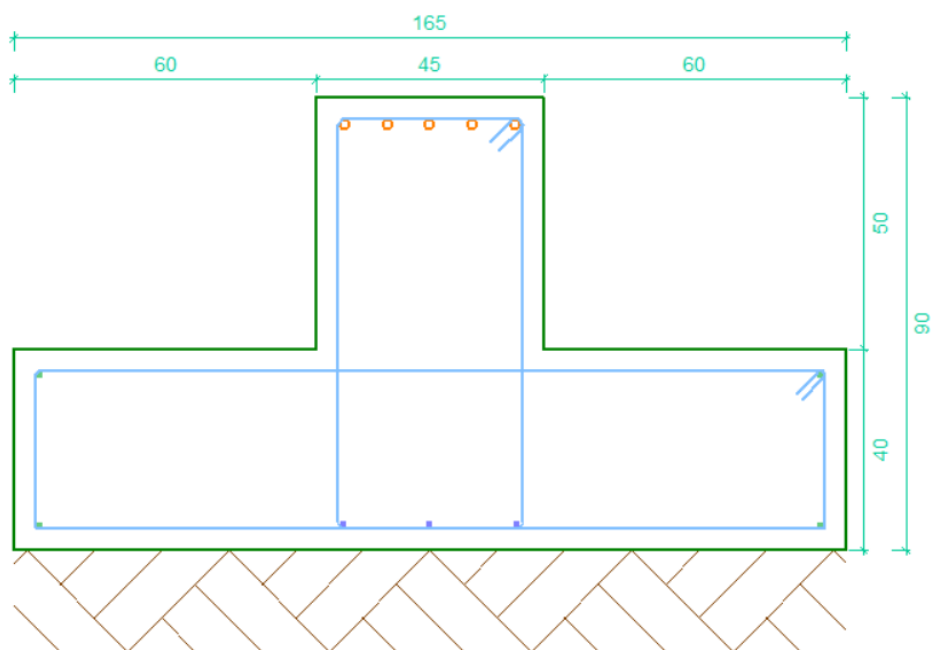
La diferencia de precio se justifica por la mejora del comportamiento estructural y la reducción del riesgo de daños por asentamientos diferenciales o sismos, que en última instancia reduce los costos de reparación a largo plazo.

Entre los precios unitarios la variación se ve reflejada en la cantidad de acero que necesita cada diseño de fundación.

4.3 Criterios de selección para el diseño de fundación.

Si bien la opción técnica viga T invertida representa un mayor costo inicial por su alta demanda de materiales, este sobre costo es una inversión necesaria en seguridad a largo plazo. La propuesta financiera garantiza que este diseño premium se ejecute con un presupuesto actualizado y viable, permitiendo al proyecto cumplir con los más altos estándares de desempeño estructural bajo condiciones geotécnicas y económicas volátiles.

Imagen 16. Viga T invertida.



Fuente: Elaboración propia.

4.4 Especificaciones técnicas.

Especificaciones técnicas generales de materiales de construcción de obra gruesa.

Cemento. El cemento utilizado será Cemento Pórtland de tipo normal de calidad y condición aprobadas, cuyas características satisfagan las especificaciones para cemento Pórtland tipo "IP" y cuya procedencia no haya sido observada por la Institución.

Agregados. La naturaleza de los áridos y su preparación serán tales, que permitan garantizar la resistencia adecuada y la durabilidad del hormigón.

Para lograr la mayor compacidad del hormigón y el recubrimiento completo de las armaduras, el tamaño máximo de los agregados no deberá exceder de la menor de las siguientes medidas: 1/5 de la mínima dimensión del elemento estructural que se vacíe. 1/3 del espesor de las losas (para el caso del vaciado de losas). 3/4 de la mínima separación entre barras. Los agregados se dividirán en dos grupos: Arena de 0.02 mm a 7 mm Grava de 7.00 mm a 30 mm

Arena. Los agregados finos para el hormigón se compondrán de arenas naturales y deberán estar compuestas por partículas duras, resistentes y durables, exentas de sustancias perjudiciales tales como escorias, arcillas, material orgánico u otros.

Grava. La grava será igualmente limpia, libre de todo material pétreo descompuesto, sulfuros, yeso o compuestos ferrosos, que provengan de rocas blandas, friables o porosas.

La grava de origen machacado, no deberá contener polvo proveniente del machaqueo.

La grava proveniente de ríos no deberá estar mezclada con arcilla.

Agua. Debe ser potable, limpia, clara y no contener más de 5 g/l de materiales en suspensión ni más de 15 g/l de materiales solubles perjudiciales al hormigón. No deberán emplearse aguas de alta montaña ya que por su gran pureza son agresivas al hormigón, tampoco aguas con PH

Piedra Seleccionada. La piedra a utilizarse deberá reunir las siguientes características:

Ser de buena calidad, estructura homogénea, durable y de buen aspecto.

Debe ser libre de defectos que afecten sus propiedades mecánicas, sin grietas ni planos de fractura.

Libre de arcillas, aceites y sustancias adheridas o incrustadas. No debe tener compuestos orgánicos.

La dimensión mínima de la unidad pétreo será de 10-15 cm.

Acero. Las barras no presentarán defectos superficiales, grietas ni sopladuras. La sección equivalente no será inferior al 95% de la sección nominal, en diámetros no mayores de 25 mm; ni al 96% en diámetros superiores.

DETALLE DE ESPECIFICACIONES TECNICAS.

REPLANTEO DE OBRAS

1.DEFINICIÓN

Este Ítem comprende todos los trabajos necesarios para la ubicación de las áreas destinadas a albergar las construcciones y los de replanteo y trazado de los ejes para localizar las edificaciones de acuerdo a los planos de construcción y/o indicaciones del Supervisor de Obra.

Asimismo, comprende el replanteo de aceras, muros de cerco, canales y otros.

2.MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO

El Contratista suministrará todos los materiales, herramientas y equipo necesarios para ejecutar el replanteo y trazado de las edificaciones y de otras obras.

3.PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

El replanteo y trazado de las fundaciones tanto aisladas como continuas, serán realizadas por el Contratista con estricta sujeción a las dimensiones señalada en los planos respectivos.

El Contratista demarcará toda el área donde se realizará el movimiento de tierras, de manera que, posteriormente, no existan dificultades para medir los volúmenes de tierra.

Preparado el terreno de acuerdo al nivel y rasante establecidos, el Contratista procederá a realizar el estacado y colocación de caballetes a una distancia no menor a 1.50 mts. de los bordes exteriores de las excavaciones a ejecutarse.

Los ejes de las zapatas y los anchos de las cimentaciones corridas se definirán con alambre o lienza firmemente tensa y fijadas a clavos colocados en los caballetes de madera, sólidamente anclados en el terreno.

Las lienzas serán dispuestas con escuadra y nivel, a objeto de obtener un perfecto paralelismo entre las mismas. Seguidamente los anchos de cimentación y/o el perímetro de las fundaciones aisladas se marcarán con yeso o cal.

El Contratista será el único responsable del cuidado y reposición de las estacas y marcas requeridas para la medición de los volúmenes de obra ejecutada.

El trazado deberá recibir aprobación escrita del Supervisor de Obra, antes de proceder con los trabajos siguientes.

4.MEDICIÓN

El replanteo de las construcciones será medido en metros cuadrados, tomando en cuenta únicamente la superficie total neta de la construcción.

El replanteo de las aceras será medido en metros cuadrados.

Los muros de cerco y los canales se medirán en metros lineales.

5.FORMA DE PAGO

Este Ítem ejecutado en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medido de acuerdo a lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

Ver anexo XIII.

CAPÍTULO V
CONCLUSIONES
Y
RECOMENDACIONES

5.CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones.

- ✓ Como resultado general, se logró desarrollar un diseño estructural seguro, eficiente y normativamente correcto, que demuestra la viabilidad técnica y económica de construir edificaciones de altura media en suelos arcillosos de baja capacidad portante.
- ✓ El análisis comparativo entre zapatas aisladas y viga T invertida permitió comprobar que, aunque esta última representa un incremento del 3,99% en el costo, ofrece mayor rigidez, estabilidad sísmica y control de asentamientos diferenciales, garantizando la seguridad estructural y funcionalidad del edificio.
- ✓ El proyecto cumple plenamente el objetivo general, al integrar criterios técnicos, normativos y sociales en un modelo estructural óptimo y replicable para futuras construcciones en la ciudad de Tarija.
- ✓ Se concluye que el proyecto se ubica en el barrio Constructor Zona Lourdes Tarija, en un lote de área reducida, lo que impone restricciones geométricas directas sobre el diseño de cimentaciones, limitando la adopción de soluciones de gran extensión lateral.
- ✓ El análisis demostró que, a pesar de las áreas reducidas, el diseño de las columnas permite que todos los elementos verticales pilares sean clasificados como columnas cortas al mantener el factor de esbeltez por debajo del límite crítico.
- ✓ La estructura fue diseñada con apego riguroso a la Normativa Boliviana de Diseño Sísmico (NBDS) y la NB 1225001 (Hormigón Armado). Esto garantiza el cumplimiento legal y la seguridad ante eventos sísmicos. Se confirma que el uso de hormigón H-250 y acero AH-500 es compatible y superior a los mínimos normativos, brindando un margen de seguridad adicional.
- ✓ Los resultados del Estudio Geotécnico (SPT) revelaron una arcilla inorgánica de alta plasticidad con una capacidad portante admisible de 2 kg/cm^2 . La condición del suelo indica un riesgo significativo de asentamientos diferenciales bajo cargas concentradas. Por lo tanto, se concluye que la Viga T Invertida es la solución técnica óptima.

- ✓ La cuantificación demostró que la elección de la Viga T Invertida resultó en un incremento significativo en los cálculos métricos de la cimentación, específicamente en el volumen de Hormigón H-250 y Acero AH-500.
- ✓ Se concluye que la inclusión de un Factor de Alza de Mercado en el Costo Directo fue esencial para generar un presupuesto realista y viable en el entorno económico actual, mitigando el riesgo de sobrecostos por la volatilidad del precio del acero y el cemento durante la ejecución.
- ✓ El cronograma elaborado establece una duración total de 3 meses para la fase estructural. Se concluye que el tiempo de ejecución de la cimentación con Viga T Invertida es un factor crítico en la ruta, requiriendo una programación rigurosa de los tiempos de encofrado, armado complejo y curado prolongado asegurando la calidad del proceso.

5.2 Recomendaciones.

- Realizar comprobaciones manuales para evitar sobre dimensionamiento en las fundaciones.
- Optimizar la cuantía de las fundaciones respecto al tema de anclaje.
- Se recomienda uniformizar los elementos estructurales con el fin de optimizar gastos y facilitar la construcción.
- Es importante realizar el pre-dimensionamiento para tener poder iniciar el diseño de los elementos estructurales.