

1. ANTECEDENTES

1.1 Problema

1.1.1 Planteamiento del problema

La comunidad de Lajas la Merced actualmente consta únicamente con una escuela, la cual no cuenta con una infraestructura adecuada para brindar condiciones adecuadas de funcionalidad y confort a los estudiantes de la comunidad.

En la actualidad, la presencia de aulas escolares pequeñas provoca que los alumnos reciban clases en condiciones no propicias, además de que no existen aulas suficientes para acoger a todos los estudiantes de la población actual. Por lo tanto, debido a todas las incomodidades que se presentan, no se puede proporcionar un apropiado proceso de enseñanza-aprendizaje a los estudiantes.

Con la poca funcionalidad y falta de abastecimiento de ambientes existentes para el aprovechamiento académico óptimo, provocado por el crecimiento poblacional que de acuerdo al último censo realizado por el INE (Instituto Nacional de Estadística) en el año 2012 indican un crecimiento poblacional en el municipio de Villa San Lorenzo de 8.7% en la zona rural, ocasiona la migración de la población estudiantil a escuelas de otras comunidades, lo puede arriesgar la seguridad de los niños en el trayecto, o en último caso ocasiona la deserción estudiantil.

Tomando en cuenta la situación existente en la comunidad de Lajas la Merced, se refleja la necesidad de construir nuevas instalaciones que abastezcan la demanda.

1.1.2 Formulación del problema

¿Cómo mejorar el hacinamiento estudiantil de la escuela Néstor Paz Zamora, considerando las necesidades de la comunidad de Lajas la Merced?

1.1.3 Sistematización del problema

¿Sería beneficioso para el hacinamiento estudiantil la construcción de la nueva unidad educativa?

¿Qué características tiene el terreno de emplazamiento donde se realizará la construcción de la nueva unidad educativa?

¿Sería beneficioso para el desarrollo de capacidades y conocimientos proporcionados de profesores a estudiantes contar con nuevos ambientes?

¿Es importante la construcción de un nuevo establecimiento educativo como medio para lograr una mejora en el aprovechamiento académico y así optimizar las oportunidades de superación?

1.2 Objetivos

1.2.1 General

Realizar el diseño estructural de la nueva unidad educativa “Néstor Paz Zamora”, aplicando los conceptos básicos de cálculo estructural, con la finalidad de brindar a la comunidad un diseño viable para su construcción.

1.2.2 Específicos

- Realizar el estudio de características físico-mecánicas del suelo en el sitio de emplazamiento de la obra mediante ensayos de campo, de laboratorio y métodos semi-empíricos.
- Emplear los conocimientos adquiridos al cálculo y diseño de los elementos estructurales aplicando la norma boliviana del hormigón CBH-87 y complementando ésta con la norma española EHE 08.

- Efectuar una comparación de las armaduras obtenidas por medio del software de cálculo estructural y las armaduras obtenidas por medio del cálculo manual.
- Evaluar y comparar técnica y económicamente los resultados que implican el uso de sistemas de escaleras de losa o sistemas de escalera autoportantes como solución constructiva.
- Brindar a la comunidad de Lajas la Merced los planos estructurales detallados de la nueva unidad educativa.
- Determinar el presupuesto de la obra tomando en cuenta los elementos estructurales y los acabados que generan cargas permanentes sobre la estructura. Asimismo, calcular el plazo de ejecución necesario.

1.3 Justificación

1.3.1 Académica

Proporcionar a los estudiantes de la mención de estructuras un ejemplo de cálculo y diseño esquematizado claro sobre la estructura de sustentación de una edificación, por medio de la aplicación de herramientas BIM para el diseño y modelado.

Además, adhiriendo a estos cálculos, presentar alternativas de diseño y cálculo de diferentes sistemas de escaleras.

De este modo, al culminar el Proyecto de Ingeniería Civil se alcanzará el grado de Licenciada en Ingeniería Civil.

1.3.2 Técnica

Poner a disposición la información de terminología técnica, análisis estructural, análisis de alternativas, análisis económico de un proyecto de diseño estructural.

Se realizará la verificación de los elementos más críticos sometidos a esfuerzos máximos en hojas de cálculo EXCEL elaboradas por la postulante.

En adición brindar una memoria de cálculo detallada para dos tipos de sistemas de escaleras (sistema de escalera de losa y sistema de escalera autoportante) y la interacción de cada una de éstas para determinar qué sistema es el más conveniente en el tipo de edificación elegido.

1.3.3 Social

Proporcionar al municipio de San Lorenzo el diseño estructural de la nueva unidad educativa “Néstor Paz Zamora” para brindar alternativas y así poder ejecutar el proyecto a la brevedad posible. De esta manera cumplir con las necesidades educativas, de manera funcional y confortable, de la comunidad de Lajas la Merced.

1.4 Alcance del proyecto

1.4.1 Estudio de suelos

La recopilación se realizó por la estudiante con la utilización del equipo de laboratorio de suelos de la U.A.J.M.S.

Se tomaron las muestras de suelo necesarias para realizar los ensayos de:

- Capacidad portante del suelo (SPT). - Con el equipo de SPT se dan golpes al suelo, a nivel de fundación, y se cuentan los valores necesarios para medir una penetración de 30cm.
- Granulometría. - Por medio del ensayo del Hidrómetro, del laboratorio de la universidad, se realiza la determinación de la granulometría del suelo.
- Límites de Atterberg. - Se realizan los ensayos de límite líquido, para el cual se utiliza el equipo de Casagrande, y límite plástico, para el cual se aplica el

método de rollitos de 3mm de diámetro sin que se resquebraje y determinar su humedad.

- Clasificación del suelo. - De acuerdo a las muestras de suelos y los resultados que éstas presentan, se realiza la clasificación del suelo de acuerdo a los métodos AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

1.4.2 Análisis de la estructura de la nueva unidad educativa

- Diseño de la estructura de cubierta con losa alivianada debido a que la estética de la estructura tiene carácter arquitectónico minimalista.
- Los cerramientos horizontales serán de losa alivianada con complemento de plastroformo, ya que para las luces que se abarcan en este proyecto es una opción técnica y económicamente factible.
- La estructura de sustentación es una estructura aporticada, de vigas y columnas de H°A° puesto que ofrecen libertad en la distribución de los espacios internos del edificio y proporcionan la rigidez estructural necesaria para los requerimientos de este tipo de edificaciones.
- Las fundaciones serán con zapatas aisladas porque una vez estudiado el tipo de suelo, se logra ver que tiene la resistencia adecuada para aplicar este tipo de cimentación.

Cabe resaltar que el proyecto se realizará únicamente con el cálculo de los elementos estructurales, dejando de lado las actividades de obra fina y el diseño de instalaciones sanitarias, de agua potable, electricidad y gas. Por tanto, no se plasmará el costo de éstas para calcular el presupuesto general de la obra.

1.5 Resultados a lograr

Los resultados que se busca lograr con el desarrollo de la Propuesta de Proyecto de Ingeniería Civil “Diseño Estructural de la nueva Unidad Educativa Néstor Paz Zamora”, que se realizará en la asignatura Proyecto de Grado CIV 502 (Mención Estructuras), son los planteados a continuación:

- Recopilación y procesamiento de la información técnica disponible en el Municipio de San Lorenzo sobre la comunidad de Lajas la Merced.
- Clasificación del suelo de fundación de acuerdo a las clasificaciones AASHTO y SUCS.
- Capacidad portante del suelo de fundación.
- Hipótesis de carga, sobre la estructura idealizada, análisis y determinación de comportamiento de la estructura.
- Esfuerzos máximos solicitados por la estructura.
- Diseño estructural de la infraestructura y superestructura del diseño de acuerdo a lo establecido en las normas.
- Elaboración de planos estructurales.
- Plan de construcción, especificaciones técnicas, cálculos métricos, precios unitarios y presupuesto de la obra.
- Elaboración del informe final del proyecto.
- Presentación, defensa y aprobación del informe final del proyecto.

1.6 Localización

El proyecto de la Nueva Unidad Educativa Néstor Paz Zamora se encuentra ubicado en la comunidad de Lajas la Merced. Está localizado en la parte Noroeste del departamento de Tarija, a 18.4 km de la ciudad capital.

En lo que respecta al lugar de emplazamiento de la obra, el terreno, en su mayoría topográficamente es plano, con desniveles que no son de mucha consideración.

País: Bolivia

Departamento: Tarija

Provincia: Méndez

Municipio: San Lorenzo

Comunidad: Lajas la Merced

Las coordenadas geográficas en las que se encuentra el lugar donde se emplazará la nueva unidad educativa son:

Latitud Sur: 21°23'22.77''

Longitud Oeste: 64°45'3.96''

Altitud: 2042 m.s.n.m.

2. MARCO TEORICO

2.1 Estudio de suelos

El estudio de suelos permite conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo, y su composición estratigráfica, es decir las capas o estratos de diferentes características que lo componen en profundidad, y por cierta ubicación de napas de agua (freáticas), si las hubiere.

El estudio de mecánica de suelos, es un documento que determina la resistencia del terreno sobre el que se desplantan las edificaciones, mismo que sirve de base para determinar el tipo de cimentación a usar, la profundidad a la que se debe cimentar y garantizar la estabilidad de la misma. En toda obra de arquitectura o ingeniería, es necesaria e imprescindible la realización de un estudio de suelos, ya que la falta de éste podría hacer colapsar la obra.

2.1.1 Granulometría

El análisis granulométrico tiene como objetivo determinar el porcentaje de las diferentes granulometrías que presenta un suelo estudiando una muestra representativa de masa del suelo, es decir, mediante este análisis sabemos que cantidad de suelo comprende cada intervalo granulométrico y mostrar los porcentajes gráficamente es una escala semi-logarítmica.

Se distinguen tres tamaños principales: grava, arena y finos (limo y arcilla). Para suelos con tamaño de partículas mayor a 0.074 mm se utiliza el método de análisis mecánico mediante tamices de aberturas y numeración. Para suelos de tamaño inferior, se utiliza el método del hidrómetro, basado en la ley de Stokes.

2.1.1.1 Método para análisis hidrométrico

Este método se utiliza para obtener un valor estimado de la distribución granulométrica de suelos cuyas partículas se encuentran comprendidas entre los 0.074 mm. (Malla

N°200 ASTM) y hasta alrededor de 0.001 mm. El análisis, utiliza la relación entre la velocidad de caída de una esfera en un fluido, el diámetro de la esfera, el peso específico de la esfera como del fluido y la viscosidad de éste. La velocidad se expresa por medio de la siguiente expresión (Ley de Stokes):

$$V = \frac{(2 \cdot \gamma_s - \gamma_u) \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2}{9 \cdot \eta} \quad (1)$$

Donde:

γ_s = Peso específico de la esfera (g/cc)

γ_u = Peso específico del fluido (g/cc)

η = Viscosidad absoluta del fluido (g/cm·s)

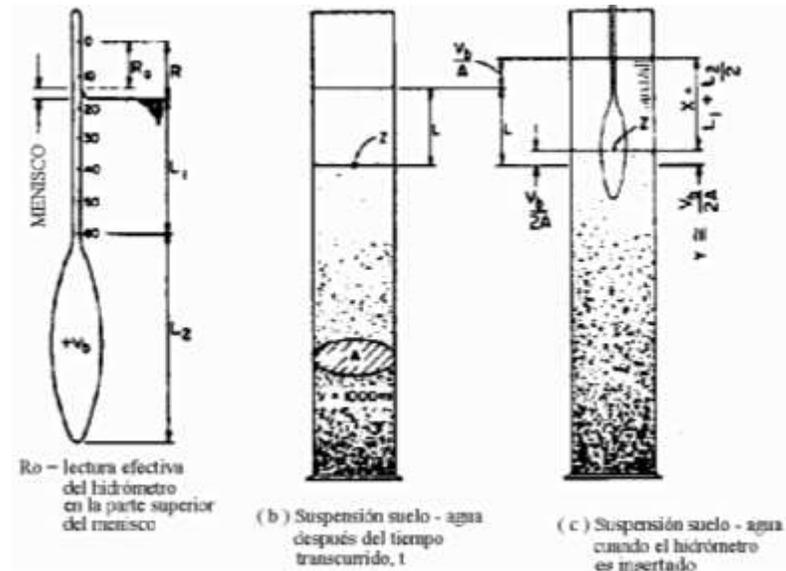
D = Diámetro de la esfera (cm)

El procedimiento consiste en mezclar una muestra de suelo (60 gramos) con un agente dispersante o defloculante (125 ml), el que neutraliza las cargas eléctricas sobre las partículas más pequeñas del suelo que a menudo tienen carga negativa y se atraen entre sí con fuerza suficiente para permanecer unidos, creando así unidades mayores que funcionan como partículas. Posteriormente se mezcla esta solución con agua destilada hasta llegar a 1000 ml de muestra, dentro de una probeta graduada. A continuación, se agita la solución dentro de la probeta y luego se apoya la probeta en una base horizontal firme.

Se debe introducir el hidrómetro para realizar una medida inicial y posteriormente se deben tomar 5 medidas cronometrando cada minuto, luego 5 medidas cronometrando cada 2 minutos, 5 medidas cada 5 minutos, 5 medidas cada 15 minutos y 5 medidas luego cada media hora, hasta que el hidrómetro llegue a la medida de cero. En el caso de que la medida permanezca constante, se deben tomar medidas cada 24 horas. Si el hidrómetro no llega a marcar cero, se debe tomar el último dato que se registre.

Con las lecturas del hidrómetro con sus respectivas temperaturas, se debe calcular el peso de los sólidos en suspensión para poder estimar el diámetro de las partículas.

Figura 3: Secuencia ensayo hidrométrico



Fuente: Bowles, J. (1982), *Propiedades Geofísicas de los Suelos*. Editorial McGraw-Hill Latinoamericana. Colombia.

2.1.2 Límites de Atterberg - Plasticidad

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos.

Los límites se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino solo pueden existir 4 estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo se encuentra en estado sólido, cuando está seco. Al agregársele agua poco a poco va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico, y finalmente líquido. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

Los límites de Atterberg definen los contenidos de agua característicos para los que una arcilla determinada, triturada, alcanza diferentes estados de consistencia relativa.

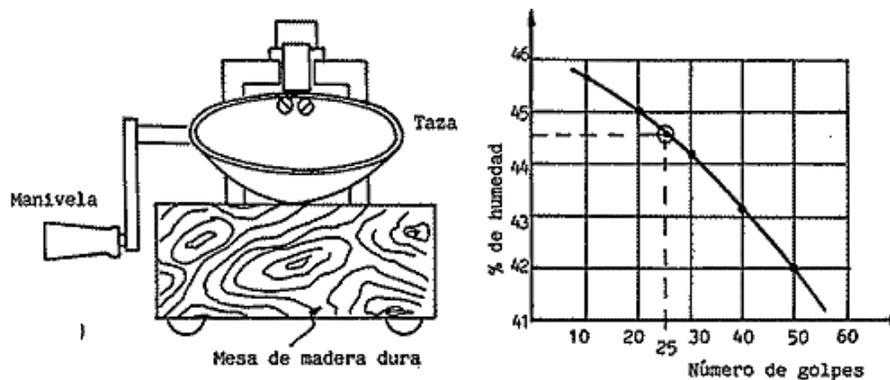
Los ensayos se realizan en laboratorio y miden la cohesión del terreno y su contenido de humedad. Siguiendo estos procedimientos se define los límites:

- **Límite líquido (L.L)**

Es la frontera convencional cuando el suelo pasa de un estado semilíquido a un estado plástico y puede moldearse.

Para la determinación de este límite se utiliza la cuchara de Casagrande, y el procedimiento consiste en colocar el suelo remodelado en la cuchara, formando en él una ranura y hacer cerrar esta ranura golpeando secamente la cuchara contra una superficie dura, el suelo tiene el contenido de agua correspondiente al límite líquido, según Atterberg, cuando los bordes inferiores de la ranura se tocan, sin mezclarse, al cabo de cierto número de golpes.

Figura 4: Cuchara de Casagrande y relación % de humedad del suelo en función al número de golpes



Fuente: Bowles, J. (1982), *Propiedades Geofísicas de los Suelos*. Editorial McGraw-Hill Latinoamericana. Colombia.

- **Límite plástico (L.P.)**

Es la frontera convencional de una pasta amasada por debajo de la cual pasa del estado plástico al estado semisólido y se rompe.

Para ello se debe formar pequeños cilindros con el suelo; el agrietamiento y desmoronamiento del rollito, en cierto momento, indica que se ha alcanzado el límite plástico y el contenido de agua en ese momento es la frontera deseada.

La diferencia que existe entre el límite líquido y el límite plástico es que, el límite plástico es el contenido de humedad por debajo del cual se puede considerar el suelo como material no plástico. El límite líquido es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como material plástico.

- **Índice plástico (Ip)**

Es la diferencia entre los límites líquido y plástico.

$$I_p = LL - LP \quad (2)$$

El índice de plasticidad se expresa con el porcentaje del peso en seco de la muestra de suelo e indica el tamaño del intervalo de variación del contenido de humedad con el cual el suelo se mantiene plástico. En general, el índice de plasticidad depende sólo de la cantidad de arcilla existente e indica la finura del suelo y su capacidad para cambiar de configuración sin alterar su volumen. Un IP elevado indica un exceso de arcilla o de coloides en el suelo. Siempre que el LP sea superior o igual al LL, su valor será cero.

El índice de plasticidad también da una buena indicación de la compresibilidad. Mientras mayor sea el IP, mayor será la plasticidad y compresibilidad del suelo.

- **Índice de Grupo**

Para evaluar la calidad de un suelo, se desarrolló una expresión matemática conocida como Índice de Grupo. La fórmula para el cálculo es la siguiente:

$$IG = (F - 35) \cdot \{0.2 + [0.005(LL - 40)]\} + 0.01(F - 15) \cdot (IP - 10) \quad (3)$$

Donde:

IG = Índice de grupo

F = Fracción del suelo que pasa la malla 200.

LL = Límite líquido del suelo.

IP = Índice de plasticidad del suelo.

Algunas reglas con respecto al uso de esta ecuación son las siguientes:

- Si el valor obtenido es negativo, se debe asumir como $IG = 0$.
- No hay un límite superior para el Índice del Grupo.
- El IG debe redondearse a valores enteros.
- El Índice de grupo de A-1, A-3 y A-2-4 y A-2-5 siempre es igual a cero.
- Para los grupos A-2-6 y A-2-7, el Índice de grupo se calcula con la segunda parte de la ecuación, dependiendo solo del IP.

2.1.3 Clasificación de los suelos

2.1.3.1 Clasificación AASHTO

La clasificación se realiza basada en el tamaño del grano y en la plasticidad, de acuerdo a este sistema el suelo es clasificado en siete grupos principales desde A-1 hasta A-7; los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son suelos gruesos granulares con un 35% o menos que pasa la malla 200, y los que presentan una cantidad superior que pasa la malla 200 son clasificados en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7, estos son suelos finos o materiales limosos y arcillosos.

- Tamaño de grano:

Se distinguen tres tamaños principales:

Grava: Son fragmentos de roca grande. Su dimensión para la clasificación llega hasta 2mm, aproximadamente.

Arena: Está compuesta por partículas de un tamaño considerable, tienen un mayor espacio entre partículas, el agua drena muy rápidamente a través de ella, arrastrando

nutrientes con ella. El tamaño de los granos de arena está entre 0.2 a 0.074 mm dependiendo si es arena gruesa o fina.

Finos: Son los suelos de los cuales las partículas son menores a 0.074mm. Los suelos finos pueden ser limos, arcillas o una mezcla de ellos. El limo está compuesto por partículas intermedias entre la arcilla y la arena, en estado húmedo es difícil de trabajar, a diferencia de la arcilla que cuando está seca es elástica y granulosa. La arcilla es un suelo compuesto por partículas muy pequeñas y con muy poco espacio entre ellas, tiene la habilidad de retener el agua y los nutrientes, pero el aire no puede penetrar en estos espacios, especialmente cuando ellos están saturados con agua. Se caracteriza por un pobre drenaje y aireación.

- **Plasticidad:**

Es la propiedad que presentan algunos suelos de modificar su consistencia (resistencia al corte) en función de la humedad.

Existe una correspondencia entre la plasticidad de un suelo y su cohesión. La plasticidad es una propiedad exclusiva de los suelos finos (arcillas y limos). Los suelos granulares, formados exclusivamente por elementos de granulometría gruesa (arena, gravilla, grava o cantos) no presentan plasticidad.

- **Índice de Grupo: (IG)**

Para evaluar la calidad de un suelo desde el punto de vista de vías, se desarrolló una expresión matemática conocida como Índice de Grupo, este índice es escrito entre paréntesis luego de la designación de grupo o subgrupo. La fórmula usada para el cálculo es la *ecuación (3)*.

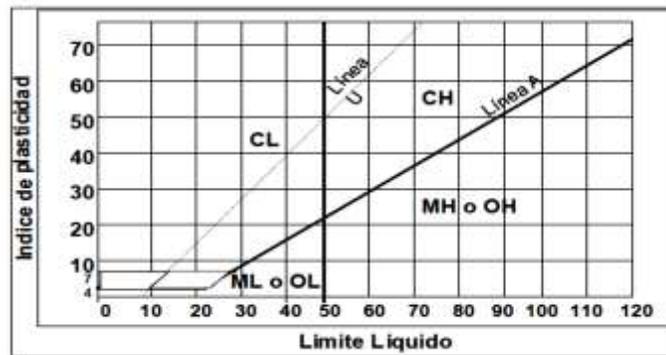
2.1.3.2 Clasificación SUCS

Sistema de Clasificación Unificada de Suelos (SUCS) (USCS – Unified Soil Classification System).

La clasificación es basada en las propiedades de plasticidad y en la distribución del tamaño de grano, según esta última, el sistema divide el suelo en dos grandes categorías:

- **Suelos Grueso granulares:** Son aquellos materiales en los cuales el porcentaje retenido en la malla No.200 es superior al 50%. Dentro de ellos están las fracciones de arena y grava, son suelos donde la distribución del tamaño y la forma de los granos influye notablemente en las propiedades ingenieriles del suelo.
- **Suelos finos granulares:** Son los suelos en los cuales en 50% o más pasa la malla No.200. En estos suelos se incluyen las fracciones limo y arcilla, así como las fracciones de carácter orgánico. En los suelos finos son las propiedades de plasticidad las usadas para su clasificación.

Figura 5: Carta de Plasticidad



$$\text{Línea A} = 0.73 (\text{LL} - 20)$$

$$\text{Línea U} = 0.90 (\text{LL} - 8)$$

Fuente: Terzaghi, K. y Peck, R. (1978). *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica*. Editorial El Ateneo. España.

En el Anexo 1 – Cuadro 1: *Clasificación de suelos según SUCS*, se muestra el proceso para la determinación del tipo de suelo con el método SUCS.

2.1.4 Ensayo de penetración estándar S.P.T.

El método de penetración estándar SPT realiza una correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir de la Prueba de Penetración Estándar.

En el Anexo 1 - Tabla 5: *Relación compacidad relativa y consistencia en función al número de golpes, para suelos granulares y suelos cohesivos*, se indican rangos entre los que se puede clasificar los suelos, ya sean granulares o cohesivos, de acuerdo a la compacidad relativa y consistencia según el número de golpes que se realizan para realizar una penetración de 30 cm en el suelo.

2.2 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico fue realizado mediante la elaboración de alternativas arquitectónicas de acuerdo a las características propias de la comunidad y la provincia, por la UPRE (Unidad de Proyectos Especiales) conjuntamente al personal del departamento de infraestructura de la alcaldía de San Lorenzo.

Los planos arquitectónicos de la nueva Unidad Educativa “Néstor Paz Zamora” se presentan en el Anexo 12.

2.3 Normas de diseño

2.3.1 CBH 87

Es la Norma Boliviana del Hormigón Armado vigente en el territorio nacional, este reglamento rige el diseño de estructuras de hormigón armado, así como su control. La normativa fue realizada bajo el asesoramiento técnico del ministerio de obras públicas y urbanismo español 1987 y tiene bases utilizadas en la posterior EHE-91.

Por su antigüedad de emisión (30 años) la norma carece de muchas especificaciones y avances realizados en el transcurso de ese tiempo, también carece de especificaciones de las acciones que actúan sobre la estructura. Por estas razones se complementó el diseño con las normas EHE-08 y CTE, siguiendo la línea con la norma española.

2.3.2 EHE – 08

Es la normativa vigente en España encargada de legislar las estructuras de hormigón estructural, establece las exigencias para cumplir con los requisitos de seguridad estructural, así como la norma CBH 87, no prescribe los valores característicos para las acciones variables, de esto se encarga el Código Técnico de Edificación (CTE).

2.3.3 Código técnico de edificación (CTE)

Esta norma está compuesta por ocho documentos básicos, el usado en el presente proyecto es el Documento Básico – Seguridad Estructural (DB – SE), aquí se prescriben las reglas de seguridad estructural y el valor de las acciones aplicables a estructuras hechas de cualquier material, no incluye acciones provocadas por sismos.

2.4 Terminología y conceptos para el diseño

2.4.1 Acciones

Una acción es un conjunto de fuerzas concentradas y repartidas, deformaciones impuestas, o impedidas parcial o totalmente, debidas a una misma causa y que aplicadas a una estructura o elemento estructural son capaces de producir en ella estados tensionales. Se clasifican en tres:

2.4.1.1 Acciones Permanentes

Se representan por “G” si son concentradas y por “g” si son repartidas. Con la estructura en servicio, actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud o presentan, solo en raras ocasiones, variaciones que resultan despreciables con respecto a su valor medio. Entre estas acciones permanentes se distinguen, por un lado, el peso

propio del elemento resistente y, por otro, las cargas muertas que gravitan sobre dicho elemento.

2.4.1.2 Acciones Variables

Representadas por “Q” si son concentradas y por “q” si son repartidas, están constituidas por todas aquellas fuerzas que son externas a las estructuras en sí, y para las cuales las variaciones son frecuentes o continuas, y no despreciables con respecto a su valor medio. Se subdividen en:

- Acciones variables de explotación o de uso, que son las propias del servicio que la estructura debe rendir.
- Acciones variables climáticas, que comprenden las acciones del viento y de la nieve o granizo.
- Acciones variables del terreno, debidas al peso del terreno y a sus empujes.
- Acciones variables debidas al proceso constructivo.

2.4.1.3 Acciones Extraordinarias

Son aquellas para las cuales es pequeña la probabilidad de que intervengan con un valor significativo, sobre una estructura dada, durante el período de referencia (generalmente la vida prevista de la estructura), pero cuya magnitud puede ser importante para ciertas estructuras.

2.4.2 Estados límites últimos

La denominación de estados límites últimos engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura, ya sea por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

Los estados límites incluyen:

- Estado límite en equilibrio, definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte, o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural completo).
- Estados límites de agotamiento o de rotura, definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura. Cabe considerar el agotamiento por solicitaciones normales y por solicitaciones tangentes (se estudia a nivel de sección de elemento estructural).
- Estado límite de inestabilidad, o de pandeo, de una parte, o del conjunto de la estructura (se estudia, en general, a nivel de elemento estructural).
- Estado límite de adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea (se estudia, de forma local, en las zonas de anclaje).
- Estado límite de fatiga, caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de las cargas dinámicas (se estudia a nivel de sección).

2.4.3 Estado límite de utilización o servicio

Relacionados con las condiciones funcionales que ha de cumplir la estructura, se encuentran los siguientes estados límites de utilización:

- Estado límite de deformación, caracterizado por alcanzarse una determinada deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural).
- Estado límite de fisuración, caracterizado por la aparición de fisuras que no suponen un inconveniente para su normal utilización, siempre que se limite su abertura máxima a valores compatibles con las exigencias de durabilidad,

funcionabilidad y apariencia de la edificación. Puede realizarse considerando un comportamiento elástico del hormigón comprimido y de las armaduras, despreciando la capacidad resistente a tracción del hormigón.

- Estado límite de vibraciones, caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia de la estructura (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural).

Por razones estéticas los estados límites de utilización pueden identificarse con los de aparición y abertura de fisuras, o con el de deformación, dejándose a juicio del proyectista la definición, que, en cada caso, se haga de cada uno de ellos.

2.5 Características de cálculo del hormigón

2.5.1 Resistencia característica

La principal característica mecánica de un hormigón es su resistencia a compresión, la cual se obtiene a partir de los resultados de ensayos de ruptura por compresión, en número igual o superior a dos, realizados sobre probetas normalizadas, fabricadas a partir de la argamasada, conservadas y ensayadas.

Se adopta como resistencia característica del hormigón a compresión (f_{ck}), a la resistencia que alcanza el hormigón a los 28 días. Una manera de determinar la resistencia a compresión a j días, es mediante el Anexo 2 - Tabla 6: *Coefficiente de conversión de la resistencia a compresión a diferentes edades*.

Resistencia característica de proyecto f_{ck} es el valor que se adopta en el proyecto para la resistencia a compresión como base de los cálculos, asociados en esta norma a un nivel de confianza del 95% se denomina, también, resistencia específica.

Resistencia característica real de obra f_{cr} , es el valor que corresponde al cuantil del 5% en la curva de distribución de resistencias a compresión del hormigón colocado en obra.

Dicho de otro modo, f_{cr} , es el valor de la resistencia, por debajo del cual se puede esperar hallar un máximo del 5 % de la población de todas las medidas posibles de la resistencia del hormigón especificado.

2.5.2 Resistencia de cálculo del hormigón

Se considera como resistencias de cálculo, o de diseño del hormigón (en compresión f_{cd} o en tracción $f_{ct,d}$), el valor de la resistencia característica de proyecto correspondiente, dividido por un coeficiente de minoración γ_c .

Cuando se trate de elementos hormigonados verticalmente, la resistencia del cálculo deberá reducirse además de un 10% para tener en cuenta la disminución de calidad que el hormigón de estas piezas experimenta por efecto de su modo de puesta en obra y compactación.

$$f_{cd} = 0.9 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4)$$

Donde:

f_{cd} : Resistencia de cálculo del hormigón.

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón a una edad de 28 días

γ_c : Coeficiente de minoración del hormigón

2.5.3 Coeficiente de seguridad γ_c

En los métodos de cálculo desarrollados en la norma boliviana, la seguridad se introduce a través de coeficientes aplicados al diseño de los estados límites últimos.

2.5.4 Diagrama de cálculo tensión-deformación

Para el cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales en los estados límites últimos y de acuerdo al grado de precisión requerido y según la naturaleza de los problemas de que se trate, se puede adoptar uno de los diagramas convencionales

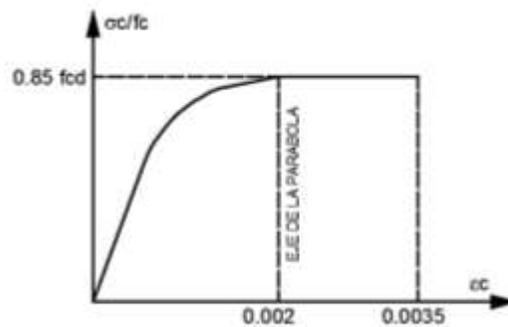
siguientes, llamándose la atención respecto a que dichos diagramas no sirven para la determinación del módulo de deformación longitudinal.

2.5.4.1 Diagrama parábola-rectángulo

Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo, el vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por mil (deformación de rotura del hormigón, a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3.5 por mil (deformación de rotura del hormigón, en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a 0.85 fcd. La ecuación de la parábola es:

$$\sigma_c = 850 f_{cd} \cdot \varepsilon_c (1 - 250 \varepsilon_c) \quad (5)$$

Figura 6: Diagrama Parábola - Rectángulo

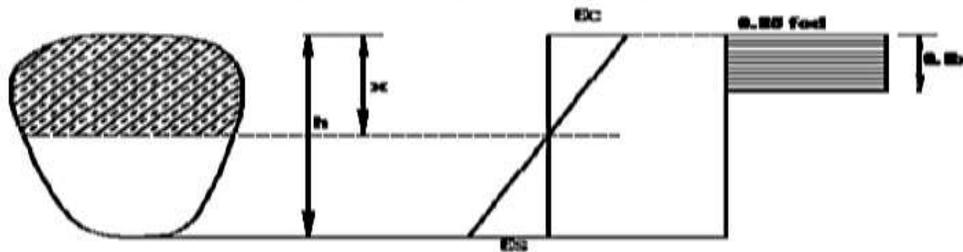


Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

2.5.4.2 Diagrama rectangular

Consiste en sustituir el diagrama parábola rectángulo de tensiones en el hormigón, por un diagrama rectangular equivalente de modo que la tensión sea constante. Formado por un rectángulo, cuya altura (y) es igual a 0.80 x , siendo “ x ” la profundidad del eje neutro y “ y ” el ancho 0.85 fcd.

Figura 7: Diagrama rectangular



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

2.5.5 Coeficientes del material

- Coeficiente de Poisson

El coeficiente de Poisson es una constante elástica que proporciona una medida del estrechamiento de sección de un prisma de material elástico lineal e isótropo cuando se estira longitudinalmente y se adelgaza en las direcciones perpendiculares a la de estiramiento.

Para el coeficiente de Poisson se tomará un valor medio, μ , igual a 0.20.

- Coeficiente de dilatación térmica

Como coeficiente de dilatación térmica del hormigón, se tomará: $\alpha = 1.0 \times 10^{-5} / ^\circ C$

2.6 Características de cálculo del acero

El Acero refuerzo está conformado usualmente por barras circulares de acero con deformaciones superficiales apropiadas para proporcionar anclaje y adherencia necesaria. Una vez que las barras estén completamente rodeadas por la masa de hormigón endurecido, comienzan a formar parte integral del elemento. El resultado de la unión de estos dos materiales es el hormigón armado.

2.6.1 Resistencia característica

La resistencia característica del acero f_{yk} , se define como el cuantil 5% del límite elástico en tracción (aparente f_y , o convencional al 0.2%), es decir, el valor de la tensión que produce una deformación remanente del 0.2%.

2.6.2 Resistencia de cálculo

Se considera como resistencia de cálculo o de diseño del acero, el valor f_{yd} , dado por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (6)$$

Dónde:

f_{yk} = Límite elástico del proyecto.

γ_s = Coeficiente de minoración del acero igual a 1.15.

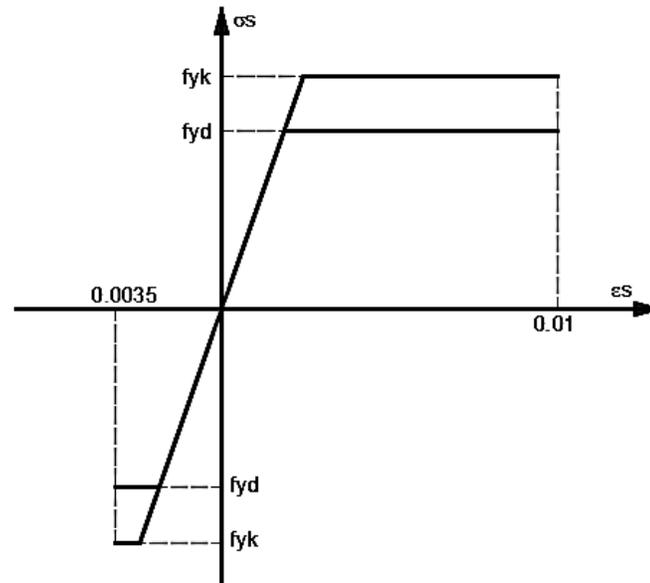
2.6.3 Coeficiente de seguridad γ_s

En los métodos de cálculo desarrollados en la norma boliviana, la seguridad se introduce a través de coeficientes aplicados al diseño de los estados límites últimos.

2.6.4 Diagramas tensión-deformación

Diagrama característico tensión-deformación del acero, en tracción, es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no mayores del 10 por mil, presentan un nivel de confianza del 95 % con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción.

Figura 8: Diagrama tensión deformación



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

2.6.5 Coeficientes del material

- Módulo de deformación longitudinal (Módulo de Young)

Para todas las armaduras tratadas en el presente proyecto, como módulo de deformación longitudinal, se tomará: $E_s = 210\,000$ MPa.

- Coeficiente de dilatación térmica

El coeficiente de dilatación térmica del acero se asumirá igual al del hormigón, es decir: $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$.

2.6.6 Armaduras

2.6.6.1 Armaduras pasivas

Son armaduras pasivas las barras o mallas de acero dispuestas en el hormigón para garantizar la resistencia a tracción del elemento compuesto (hormigón-acero) o evitar la fisuración por tensiones de tracción en el hormigón. La característica distintiva de las armaduras pasivas frente a las activas es que no incorporan tensión previa

(pretensada o postensada) a la inducida por las cargas actuantes. Se distinguen barras corrugadas, entre otras.

2.6.6.2 Armaduras activas

Son armaduras activas las de acero de alta resistencia mediante las cuales se introduce la fuerza de pretensado.

2.6.7 Barras corrugadas

Se denominan así las barras de acero para armado fabricadas por laminación en caliente (seguida o no de un proceso de deformación en frío) y presentan una serie de corrugas o nervios longitudinales con geometrías variables.

2.6.7.1 Area y diámetro nominal

Diámetro nominal es el diámetro equivalente definido como el diámetro de la sección circular equivalente calculada como el Peso por unidad de longitud de una barra dividido por el peso específico del acero, no debiendo ocurrir en ningún caso que la sección equivalente sea menor del 95% de la nominal.

La norma boliviana CBH presenta una tabla de diámetros y áreas de aceros, la cual es indicada en el Anexo 2 – Tabla 9: *Diámetros y áreas de aceros (Barras lisas y corrugadas)*.

2.6.8 Propiedades mecánicas acero estructural

Las barras deben cumplir características mecánicas mínimas para garantizar su trabajo. Estas propiedades están indicadas en el Anexo 2 - Tabla 10: *Barras corrugadas – Características mecánicas mínimas garantizadas*.

2.7 Características de cálculo del Hormigón Armado

El hormigón es un material con buena resistencia a compresión, pero baja a tracción, siendo necesario reforzarlo para trabajar en condiciones de flexión. Ello se realiza

mediante la inclusión de armaduras pasivas (hormigón armado) o activas pre o postensadas (hormigón pre y postensado) en las zonas traccionadas.

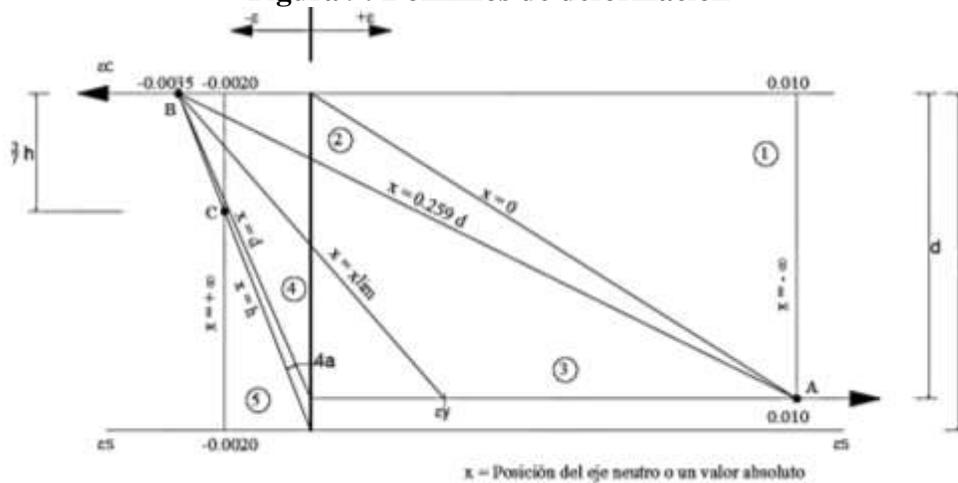
Se disponen armaduras longitudinales en las zonas de tracción de la sección para absorber las tensiones de tracción originas por la flexión y armaduras transversales cuya misión es asegurar la absorción de las tensiones de tracción inducidas por el esfuerzo cortante y/o torsión.

2.7.1 Dominios de deformación

- Dominio 1 - Tracción simple o compuesta: toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A, correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado, del 10 por mil.
- Dominio 2 - Flexión simple o compuesta: el acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A.
- Dominio 3 - Flexión simple o compuesta: la resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón: $\epsilon_{cu} = 3.5$ por mil.
- El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y ϵ_y , siendo ϵ_y el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.
- Dominio 4 - Flexión simple o compuesta: las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ϵ_y y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3.5 por mil.

- Dominio 4.a - Flexión compuesta: todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto B.
- Dominio 5 - Compresión simple o compuesta: ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión: $\epsilon_{cu} = 2$ por mil.

Figura 9: Dominios de deformación



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

2.8 Acciones sobre la estructura

2.8.1 Acciones permanentes

Las acciones permanentes, de acuerdo a lo indicado en el Código Técnico de Edificación, se encuentran en el Anexo 2 – Tabla 11: *Cargas permanentes*.

2.8.2 Acciones Variables

Por lo general, los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente. De acuerdo con el uso que sea fundamental en cada zona del mismo, como valores característicos se adoptarán los indicados en el

Anexo 2 - Tabla 12: *Valores característicos de las sobrecargas de uso*, los cuales incluyen tanto los efectos derivados del uso normal, personas, mobiliario, enseres, mercancías habituales, contenido de los conductos, maquinaria y en su caso vehículos, así como las derivadas de la utilización poco habitual.

2.8.3 Hipótesis de carga

De acuerdo a la CBH-87, en su capítulo 7.4.2 *Hipótesis de carga más desfavorable*, para cada estado límite de que se trate, se consideraran las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable.

En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

a) Con una sola acción variable

$$\text{Hipótesis I:} \quad \gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q \quad \text{(I)}$$

b) Con dos o más acciones variables

$$\text{Hipótesis II:} \quad 0.9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0.9 \cdot \gamma_{fg} \cdot W \quad \text{(II)}$$

c) Situaciones sísmicas con una acción variable

$$\text{Hipótesis III:} \quad 0.8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq} \quad \text{(III)}$$

Donde:

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

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

Q_{eq} = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, de terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

W = Valor característico de la carga del viento.

W_{eq} = Valor característico de la carga del viento, durante la acción sísmica. En general, se tomará $W_{eq} = 0$. En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará: $W_{eq} = 0.25W$.

F_{eq} = Valor característico de la acción sísmica.

γ_{fg} = Coeficiente de mayoración de carga muerta igual a 1.6 (de efecto desfavorable).

γ_{fq} = Coeficiente de mayoración de carga viva igual a 1.6 (de efecto desfavorable).

2.9 Diseño estructural

2.9.1 Losa alivianada

Este tipo de losa trabaja con viguetas de hormigón pretensado y están unidas monolíticamente, en la capa superior, con una losa de espesor mínimo.

Para el complemento se colocan rellenos de plastoforno que, además de ser livianos, son aislantes térmicos y acústicos (Figura 10).

Dentro de las ventajas que el uso de viguetas T pretensadas ofrece podemos señalar:

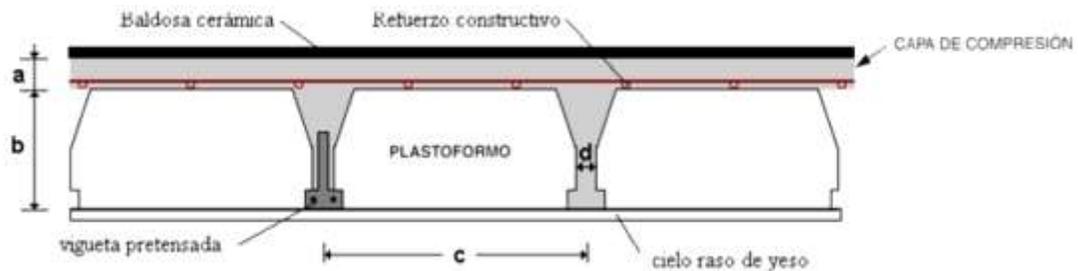
- La vigueta T de hormigón pretensado es el elemento más conocido y probado para todo tipo de losas. Es un producto de fabricación industrial con calidad garantizada y con características siempre uniformes que reemplaza a las viguetas de fabricación artesanal de hormigón armado común.
- Mayor resistencia, calidad y seguridad.
- Permite salvar grandes luces a un bajo costo.
- Aligeramiento y por tanto reducción del peso de la estructura.
- Reducción de materiales y mano de obra.

- De fácil colocación y manejo.
- Asesoramiento gratuito de las empresas que venden este producto.

Las características técnicas para la losa son:

- Resistencia del hormigón de 350 kg/cm².
- Tensión de rotura de la trenza de acero = 18 000 kg/cm².
- Plastoformo de 50cm x 15cm x 100cm.
- Separación entre viguetas $c = 0.58\text{m}$.
- Canto de la bovedilla $b=15\text{cm}$
- Espesor de la capa de compresión $a = 5\text{cm}$.
- Ancho del nervio $d = 8\text{ cm}$.
- Incremento del ancho del nervio 3cm.

Figura 10: Geometría de losa alivianada



FUENTE: Concretec (2015). *Ficha técnica - Viguetas Pretensadas.*

2.9.1.1 Distribución de Presiones

Para el diseño se puede decir que las cargas actúan en forma uniformemente distribuida sobre la totalidad del panel, como una carga típica por m² de losa, la cual se utiliza para todos los paneles y en todos los pisos que contengan sección de losa típica.

Si se presentaran cargas concentradas grandes estas requieren apoyos adicionales y deben ser consideradas por aparte de la carga distribuida.

2.9.1.2 Carga de la losa alivianada sobre la viga

Carga muerta “CM”

Para cuantificar el peso de la losa, es necesario establecer los siguientes datos, algunos datos obtenemos del proveedor:

- Altura de vigueta
- Altura carpeta de compresión
- Peso específico del H°A°
- Peso específico del plastroformo
- Peso de cerámica + carpeta de nivelación
- Peso por metro lineal de vigueta
- Espesor revoque yeso
- Longitud de vigueta
- Peso del aislante térmico

Carga viva en la losa alivianada “CV”

La carga viva será la correspondiente de acuerdo a los requerimientos de la obra y se muestra el Anexo 2 – Tabla 12: *Valores característicos de las sobrecargas de uso*.

Carga total

La carga total será:
$$q = CV + CM \quad (7)$$

Finalmente, la carga sobre la viga de apoyo es:

$$Carga = q_{total} \cdot \frac{Long.Vigueta}{2} \quad (8)$$

2.9.2 Vigas

2.9.2.1 Dimensionamiento a flexión

Las vigas son elementos estructurales sometidos primordialmente a flexión, donde existen fibras comprimidas y fibras traccionadas.

Según la norma y considerando que la viga trabaja en conjunto con la losa, las ecuaciones para el cálculo de la armadura en vigas son las siguientes:

El momento mayorado (momento de cálculo) será:
$$M_d = \gamma_f \cdot M_{m\acute{a}x} \quad (9)$$

Determinación de momento reducido de cálculo:
$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (10)$$

Determinación de momento reducido límite (μ_{lim}) se determina con los valores indicados en el Anexo 2 - Tabla 13: *Valores límite*.

- **Viga simplemente armada (sin armadura de compresión)**

Si el momento reducido de cálculo es menor a momento reducido límite, $\mu_d < \mu_{lim}$, no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica w_s : con μ_d se obtiene una cuantía mecánica de w_s , valor extraído del Anexo 2 - Tabla 15: *Tabla universal para flexión simple o compuesta*.

Determinación de la armadura (A_s):
$$A_s = W_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (11)$$

Determinación de la armadura mínima con una cuantía geométrica mínima obtenida del Anexo 2 - Tabla 14: *Cuantías geométricas mínimas*.

$$A_{s \min} = w_{\min} \cdot b_w \cdot d \quad (12)$$

Luego se toma el mayor valor de las armaduras calculadas:

$$A_{s1} > \begin{cases} A_s \\ A_{s \min} \end{cases} \quad (13)$$

- **Viga doblemente armada**

Se calcula las cuantías mecánicas w_{s1} y w_{s2}

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{lim}}{1 - \frac{d_1}{d}} \quad (14)$$

$$w_{s1} = w_{s2} + w_{s \lim} \quad (15)$$

Donde:

w_{lim} = Cuantía límite. Se obtiene del Anexo 2 - Tabla 13.

$w_{s \min}$ = Cuantía mínima. Se obtiene del Anexo 2 - Tabla 15.

w_{s1} = Cuantía mecánica para la armadura en tracción

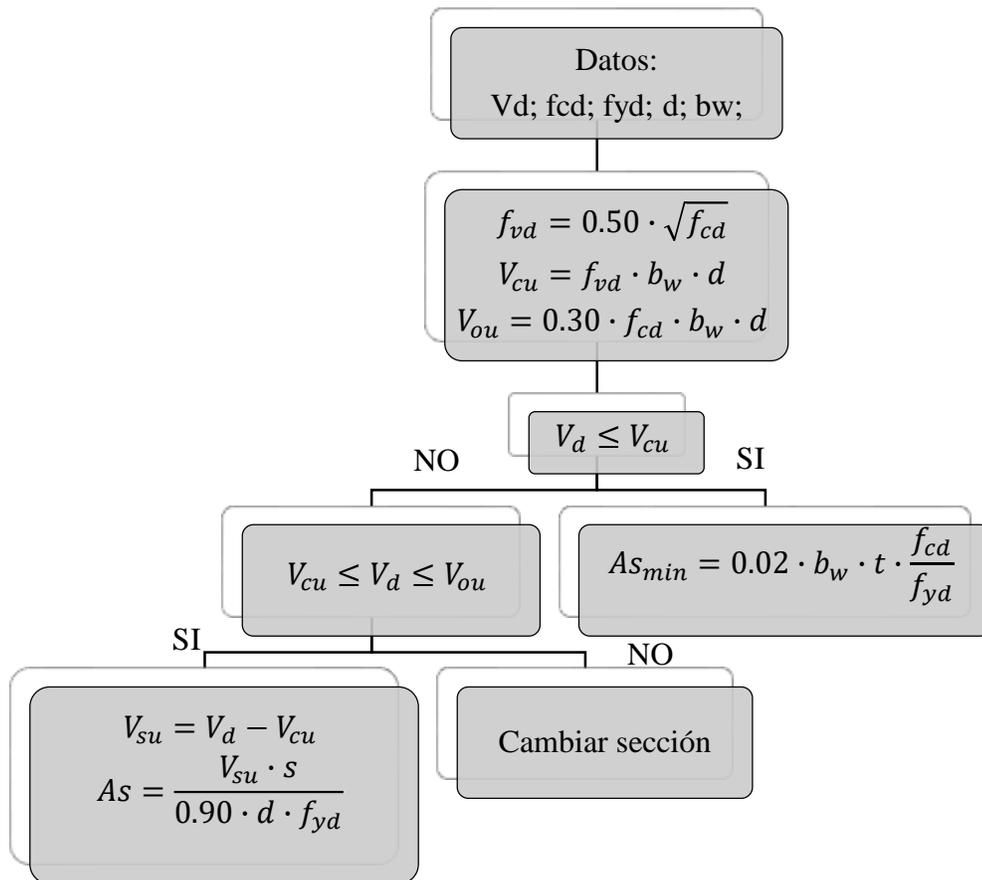
w_{s2} = Cuantía mecánica para la armadura a compresión

Se calcula las armaduras A_{s1} , A_{s2} y $A_{s \min}$, para las correspondientes cuantías mecánicas.

La armadura elegida para el trabajo a flexión debe ser la mayor entre As_1 y As_{min} . Del mismo modo, la armadura para el trabajo a compresión debe ser la de mayor área entre As_2 y As_{min} .

2.9.2.2 Dimensionamiento a corte

Según la norma las ecuaciones para el cálculo de la armadura transversal en vigas es el siguiente flujograma:



Donde:

V_d = Cortante máximo mayorado.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

d = Canto útil de la sección.

b_w = Ancho de la sección.

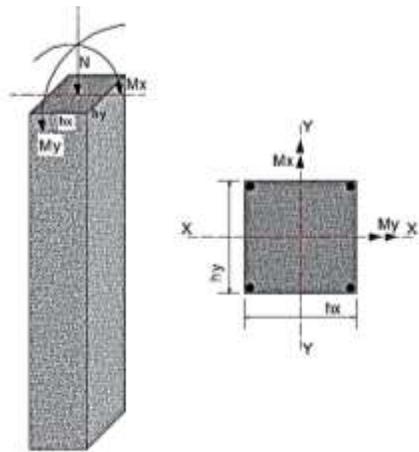
2.9.3 Columnas

Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación.

La armadura está constituida por barras longitudinales, que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y armadura transversal, estribos que tienen la función de evitar la rotura por deslizamiento, evitando el pandeo de la armadura longitudinal y absorber los esfuerzos cortantes.

Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

Figura 11: Diagrama de esfuerzos en columna



Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con la norma boliviana, en pilares de sección rectangular la dimensión mínima no será inferior a 20cm. Sin embargo, de acuerdo a la normativa española, en los pilares que formen parte de pórticos de edificación, ejecutados en obra, su dimensión mínima no podrá ser inferior a 25cm.

2.9.3.1 Resistencia del hormigón

De acuerdo con la norma CBH-87, cuando se trata de piezas de cierta altura hormigonadas verticalmente, la resistencia del hormigón debe rebajarse en un 10%, con el objeto de prever la pérdida que dicha resistencia puede experimentar debido a que, durante el proceso de compactación el agua tiende a elevarse a la parte superior de la pieza. Para este objeto, se debe calcular la resistencia del hormigón, f_{cd} , aplicando la *ecuación (4)*.

2.9.3.2 Columnas cortas y largas

Las columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan sólo a compresión, pero presentan el problema del pandeo o flexión lateral que hace que pierdan capacidad resistente. Es de esta forma que las columnas pueden clasificarse en:

- Columnas Cortas (no es necesario verificar a pandeo).
- Columnas Largas (es necesario verificar a pandeo).

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

Para poder determinar la esbeltez de una columna, se debe tomar en cuenta los siguientes factores:

a) Longitudes de pandeo

La longitud de pandeo es la distancia entre puntos de inflexión de la deformada. En pórticos planos, las longitudes de pandeo (l_0) en el plano considerado son función de las rigideces relativas de las vigas y soportes que concurren en los nudos extremos del elemento en compresión considerado y se pueden determinar como:

$$l_0 = k \cdot l \quad (16)$$

$$\Psi = \frac{\Sigma\left(\frac{E \cdot I}{L}\right)_{\text{COLUMNAS}}}{\Sigma\left(\frac{E \cdot I}{L}\right)_{\text{VIGAS}}} \quad (17)$$

Donde:

k = Factor de longitud efectiva, puede obtenerse de los monogramas del Anexo 2 – Abaco 1.

l = Longitud real del elemento considerado.

Ψ = Relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada extremo del pilar considerando.

I = Inercia bruta de la sección.

b) Esbeltez

$$\text{Esbeltez mecánica:} \quad \lambda = l_o / \sqrt{I/A} \quad (18)$$

$$\text{Esbeltez geométrica:} \quad \lambda_g = l_o / h \quad (19)$$

Valores límites para la esbeltez:

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = \frac{l_o}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \leq 35 \\ \lambda_g = \frac{l_o}{h} \leq 10 \end{array} \right\} \text{Columna corta (No es necesario comprobar el pandeo)}$$

$$\left. \begin{array}{l} 35 \leq \lambda \leq 100 \\ 10 \leq \lambda_g \leq 29 \end{array} \right\} \text{Se calcula excentricidad adicional (Columna larga)}$$

Donde:

λ = Esbeltez mecánica

λ_g = Esbeltez geométrica

h = Lado de la columna a partir del cual se realiza el cálculo de la esbeltez geométrica

(Puede ser h o b).

2.9.3.3 Compresión simple

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal “N” que actúa en el baricentro plástico de la sección.

En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convenientemente los coeficientes de seguridad.

2.9.3.4 Excentricidades

a) Excentricidad de primer orden

Se tomará como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento (M_x o M_y) entre la carga de esfuerzo axial (Nd).

$$e_o = \frac{M}{Nd} \quad (20)$$

b) Excentricidad mínima de cálculo o accidental

Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro, la norma boliviana toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal y considera una excentricidad constructiva (dependiendo la dirección en que se está considerando el pandeo) igual al mayor de los dos valores:

$$e_a \geq \begin{cases} \frac{h}{20} \dots \text{ó} \dots \frac{b}{20} \\ 2cm \end{cases} \quad (21)$$

Donde:

h, b = Canto total en la dirección considerada.

c) Excentricidad adicional efectos de 2º orden o ficticia

Es una dimensión convencional para tomar en consideraciones los efectos de pandeo. Para piezas de sección rectangular viene dada por:

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \frac{c+20 \cdot e_o}{c+10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_o^2}{c} \cdot 10^{-4} \quad (22)$$

Donde:

c = Dimensión de la sección, paralela al plano de pandeo.

d) Excentricidad final

$$e_f = e_o + e_a + e_{fic} \quad (23)$$

2.9.3.5 Esfuerzos sobre las columnas

Las columnas son elementos que se encuentran en un estado de flexión esviada, ya que no se conoce realmente cual es la dirección de la fibra neutra.

Para el caso de columnas rectangulares, la armadura simétrica resulta muy eficaz porque al colocar en ellas armadura asimétrica, se requeriría un control de obra especial para evitar errores en la colocación de las armaduras.

Uno de los procedimientos para el dimensionamiento y la comprobación de este tipo de secciones es el uso de ábacos adimensionales en roseta, como el indicado en el Anexo 2 – Abaco 2.

a) Determinación de momentos de diseños

Para poder calcular el momento que actuará sobre la pieza, las cargas sobre la columna deben ser tomadas excéntricamente:

$$M_d = N_d \cdot e_f \quad (24)$$

b) Capacidad mecánica del hormigón

Es el producto del área de la sección de la columna por su resistencia de cálculo:

$$U_c = f_{cd} \cdot h_x \cdot h_y \quad (25)$$

c) Esfuerzos reducidos

El dimensionamiento de una sección es inmediato al disponer de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor del axil reducido con los momentos reducidos, para obtener la cuantía mecánica total necesaria.

$$v = \frac{N_d}{U_c} \quad (26)$$

$$\mu_x = \frac{M_{dx}}{U_c \cdot h_x} \quad (27)$$

$$\mu_y = \frac{M_{dy}}{U_c \cdot h_y} \quad (28)$$

Con el cálculo del axil reducido y los momentos de diseño reducidos se va al Anexo 2 – Abaco 2, y se determina la cuantía mecánica. Para el uso de este ábaco, se debe tomar el mayor de los momentos reducidos como μ_1 y el menor como μ_2 .

d) Capacidad mecánica del acero

Una vez calculadas la capacidad mecánica del hormigón y cuantía mecánica, se determina la capacidad mecánica del acero:

$$U_s = w \cdot U_c \quad (29)$$

2.9.3.6 Armadura longitudinal

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12mm. y situarán en las proximidades de las caras del pilar.

La separación máxima entre dos barras de la misma cara, no debe ser superior a 35 cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm. de sus contiguas, debe arriostrarse mediante estribos, a manera de evitar el pandeo de la misma.

Los recubrimientos de las armaduras principales no deben que ser inferiores al diámetro de las barras ni al tamaño máximo del árido. De acuerdo con el Anexo 2 – Abaco 2, los recubrimientos deben ser un 10% del tamaño del lado donde se colocan las armaduras.

Para el cálculo de la armadura se aplica la siguiente ecuación:

$$As = \frac{U_s}{f_{yd}} \quad (30)$$

También se debe calcular la armadura mínima:

$$As_{min} = w_{s\ min} \cdot h_x \cdot h_y \quad (31)$$

Se elige la armadura más alta, de acuerdo a como se indica en la *ecuación (13)*. Posteriormente, se adopta un armado simétrico en la columna.

La sección está en buenas condiciones si la cuantía real de la columna (w_r) es mayor o igual a la cuantía obtenida del ábaco.

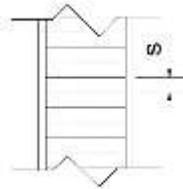
2.9.3.7 Dimensionamiento a corte

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, porque los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de

las veces pueden ser absorbidos por el hormigón. Por tanto, la separación entre estribos debe ser igual a un valor acorde a la siguiente condición:

$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} \\ 30cm \\ 15 \cdot \Phi_{\min(\text{armadura longitudinal más delgada})} \end{cases} \quad (32)$$

Figura 12: Separación entre estribos



Fuente: Elaboración propia

El diámetro del estribo no debe ser en ningún caso menor que:

$$\Phi_{estribo} \geq \begin{cases} \left(\frac{1}{4}\right) \cdot \Phi_{\max(\text{armadura longitudinal})} \\ \Phi 6 \end{cases} \quad (33)$$

2.9.4 Estructuras complementarias (sistemas de escaleras)

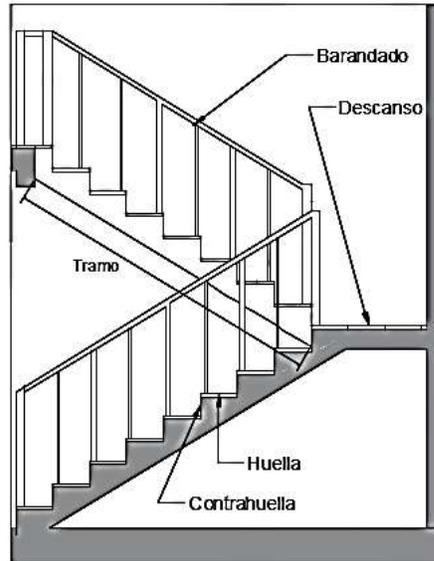
Los sistemas de escaleras son una parte imprescindible de una edificación que presente varios niveles. La función primordial que tienen es conectar un punto de la estructura con otro, ubicado dentro de la misma, pero con diferentes cotas de nivel.

Las partes que puede tener una escalera son:

- Tramo: Sucesión ininterrumpida de escalones entre descansos.
- Descanso: Parte horizontal más extensa que limita los tramos entre los niveles de piso, de un ancho no menor a 3 huellas. Cada nivel de piso es descanso principal.
- Huella: Parte horizontal del escalón.

- Contrahuella: Parte vertical del escalón.
- Baranda: Protección de la escalera.

Figura 13: Partes componentes de una escalera



Fuente: Elaboración propia

Proceso de cálculo

- **Condiciones de cálculo**

Para el cálculo de escaleras no existe una metodología normada, es por eso que, comúnmente se las calcula como losas macizas, representadas por vigas en su mayor longitud, variando de acuerdo a diferentes análisis los tipos de apoyos longitudinales que puedan tener.

La figura 14a representa una viga sometida a una carga vertical uniforme. Se trata de un elemento isostático que no genera reacciones horizontales y donde el momento flector en cualquier punto, independientemente de la geometría de la viga, es positivo.

En este caso se presenta un planteamiento muy común de cálculo. La losa está simplemente apoyada en las vigas del inicio y final, de manera que transmite sus cargas a las mismas. La desventaja de este modelo, surge al no producirse momentos negativos a lo largo del elemento, lo cual ocasiona que en muchos casos se asuma un momento flector negativo igual a una porción del máximo positivo o una armadura negativa igual a una porción de la calculada para el momento máximo positivo.

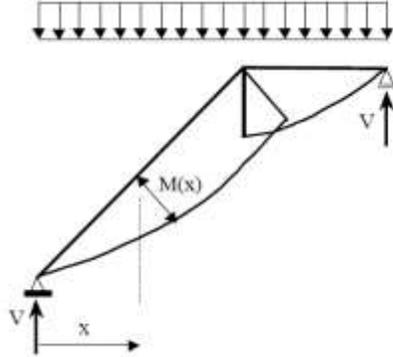
La figura 14*b* representa una viga de igual geometría a la anterior. Sin embargo, se encuentra empotrada en sus extremos. Los momentos flectores máximos positivos resultan en consecuencia menores que los de la figura 14*a*, sin embargo, se generan momentos de distinto signo.

Este planteamiento es basado en obtener un cálculo de momentos negativos al inicio y al final del elemento. Con este análisis se producen momentos negativos y positivos, evitando así asumir valores o porcentajes, pero tiene la desventaja de que el momento flector positivo se ve reducido por las condiciones de apoyo planteadas.

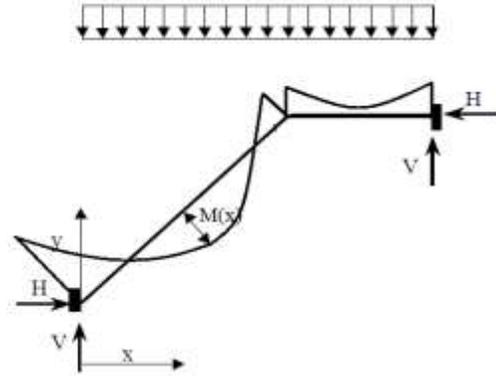
En las escaleras más comunes se tiene una mezcla entre las condiciones de apoyo de ambas figuras. La simplificación más frecuente a realizarse en los cálculos consiste en utilizar el dimensionamiento de armaduras para el momento flector positivo correspondiente a la figura 14*a*, tomando provisiones en el armado para cubrir los momentos negativos correspondientes al funcionamiento estructural indicado en la figura 14*b*.

Figura 14: Condiciones de borde en tramos de escaleras

14a. Viga isostática (momento máximo positivo)



14b. Viga hiperestática (momento máximo negativo)



Fuente: Elaboración propia

- **Dimensionamiento de la escalera**

a) Espesor de la losa

$$\left. \begin{aligned} t &= \frac{L_n}{20} \\ t &= \frac{L_n}{25} \end{aligned} \right\} \text{Promedio } t \quad (34)$$

Donde:

t = Espesor de la losa (cm).

L_n = Longitud horizontal de la escalera (cm).

Para el cálculo del espesor se toma un valor constructivo respecto del t promedio calculado.

b) Angulo de inclinación de la huella

$$\cos \alpha = \frac{P}{\sqrt{P^2 + C_p^2}} \quad (35)$$

Donde:

P = Longitud del paso (cm).

C_p = Longitud del contrapaso (cm).

c) Altura inicial

$$h = \frac{t}{\cos \alpha} \quad (36)$$

d) Altura media

$$h_m = h + \frac{c_p}{2} \quad (37)$$

- **Cargas que actúan sobre la escalera**

a) Peso propio de la escalera

1. Losa de los tramos de subida y bajada

$$P.P._j = \gamma_{H^o} \cdot h_m \cdot b \quad (38)$$

2. Losa de descanso

$$P.P._- = \gamma_{H^o} \cdot t \cdot b \quad (39)$$

Donde:

b = Base de la losa.

b) Cargas permanentes

La sobrecarga por el peso de acabados será la especificada en el Anexo 2 - Tabla 11, además se debe tomar en cuenta el peso del barandado.

$$C.P.acab = SC.acab \cdot b \quad (40)$$

$$C.P.bar = \text{Carga del barandado} \quad (41)$$

Y por lo tanto la carga permanente será:

$$C.P. = C.P.acab + C.P.bar \quad (42)$$

c) Carga de diseño

La sobrecarga de diseño es la indicada en el Anexo 2 - Tabla 12.

$$q_d = SC \cdot b \quad (43)$$

De esta manera se obtendrán las cargas en la losa de descanso y en la losa de subida y bajada:

$$q_{u/} = 1.6(P.P/ + C.P + q_{d/}) \quad (44)$$

$$q_{u-} = 1.6(P.P_ + C.P + q_{d-}) \quad (45)$$

Del análisis de la viga, figura 14a, se obtendrán las reacciones, momento flector máximo positivo y cortante máxima, valores con los cuales se debe realizar el cálculo de los refuerzos positivos.

Del análisis de la viga, figura 14b, se obtendrá el momento flector máximo negativo, con el cual se debe calcular los refuerzos negativos.

- **Cálculo de las armaduras**

Se debe realizar la mayoración de las solicitaciones, con la *ecuación (9)*.

Momento reducido de cálculo (μ_d), se debe calcular aplicando la *ecuación (10)*.

Posteriormente se debe determinar el momento reducido límite (μ_{lim}) con el Anexo 2 - Tabla 13.

a) Armadura positiva

Con μ_d se obtiene una cuantía mecánica de w_s , valor extraído del Anexo 2 - Tabla 15.

Determinación de la armadura (A_s), aplicando la *ecuación (11)*.

b) Armadura mínima

Determinación de la armadura mínima con una cuantía geométrica mínima obtenido del Anexo 2 - Tabla 14 y con la *ecuación (12)*.

En seguida, se toma el mayor valor entre la armadura positiva y la armadura mínima, como en la *ecuación (13)*.

c) Refuerzo de momento negativo

Se debe idealizar una viga biempotrada a manera de determinar el momento máximo negativo que solicita la escalera. Se debe calcular la armadura requerida para soportar el momento flector máximo negativo.

Con μ_d se obtiene una cuantía mecánica de w_s , valor extraído del Anexo 2 - Tabla 15.

Determinación de la armadura negativa (A_{s-}), aplicando la *ecuación (11)*.

El refuerzo negativo debe ser igual al mayor valor entre la armadura negativa calculada para el momento máximo negativo o la armadura mínima negativa (calculada con la cuantía mínima).

Disposición de las armaduras

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot \Phi^2 \cdot N_{barras} \quad (46)$$

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - \Phi}{N_{barras} - 1} \quad (47)$$

Donde:

Φ = Diámetro de los aceros.

s = Separación entre barras.

r = Recubrimiento.

d) Refuerzo transversal por temperatura

La armadura para este propósito (A_{st}), debe ser calculada aplicando la *ecuación (12)* con la cuantía mínima.

Asimismo, la separación de la armadura debe ser calculada con la *ecuación (47)*.

e) Refuerzo longitudinal mínimo

La losa de la escalera no necesita armadura a compresión, por este motivo se coloca armadura mínima longitudinalmente.

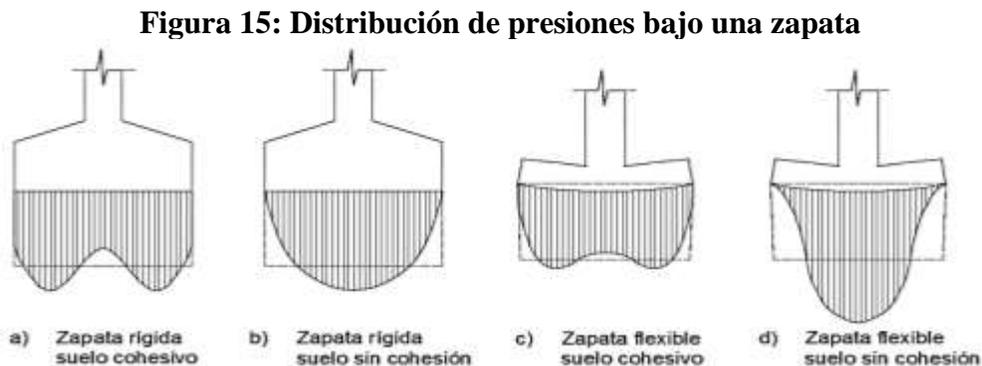
La armadura mínima longitudinal ($A_{s \text{ min long}}$) se calcula con la *ecuación (12)*.

2.9.5 Estructuras de cimentación

Los elementos de cimentación se dimensionan para resistir las cargas actuantes y las reacciones inducidas. Para ello es preciso que las solicitaciones actuantes sobre el elemento de cimentación se transmitan íntegramente al terreno en que se apoya.

2.9.5.1 Distribución de tensiones en el terreno

La distribución de las tensiones del terreno sobre la base de una zapata depende fundamentalmente del tipo de suelos y rigidez de la zapata como se muestra en la siguiente figura:



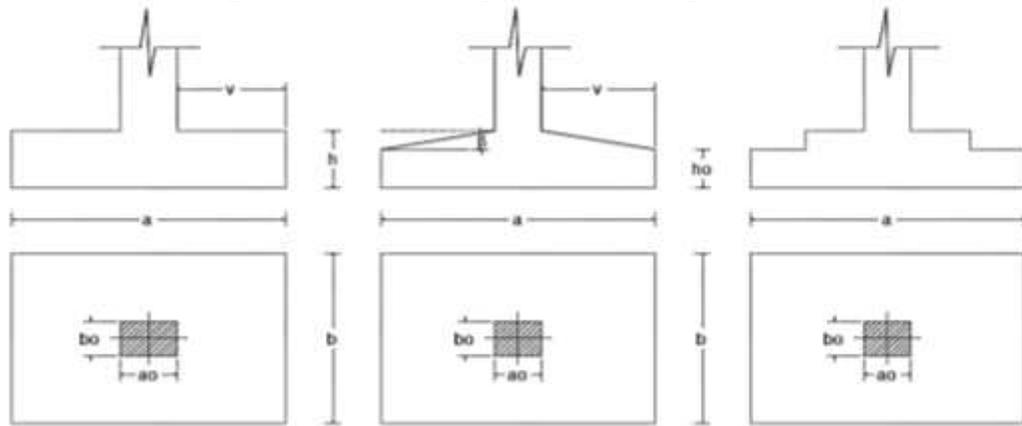
Fuente: Jiménez Montoya, P. (2000). *Hormigón Armado - Decimocuarta edición*. Editorial Gustavo Gili S.A. España.

2.9.5.2 Zapatas aisladas

Se emplean cuando el terreno tiene una resistencia media o alta en relación con las cargas que le transmite la estructura.

En zapatas de espesor constante el canto h no debe ser menor de 30 cm., y en las de espesor variable el canto (h_o) en el borde debe ser $h_o \geq h/3$ y no menor de 25 cm. El ángulo de inclinación suele tomarse $\beta \leq 30^\circ$, que corresponde, aproximadamente, al ángulo de talud natural del hormigón fresco. Las formas típicas de la sección son las indicadas en la siguiente figura.

Figura 16: Formas típicas de una zapata aislada



Fuente: Jiménez Montoya, P. (2000). *Hormigón Armado - Decimocuarta edición*. Editorial Gustavo Gili S.A. España.

Las zapatas aisladas se clasifican en función de su vuelo y en la dirección en que sea máximo, en los dos tipos siguientes:

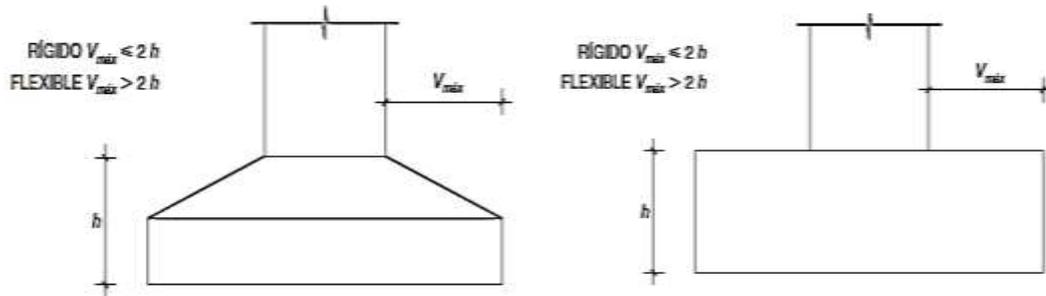
a) Tipo I – Zapatas Rígidas

Incluye los casos en que el vuelo máximo de la cimentación V_{max} , medio en ambas direcciones principales, desde el paramento del elemento que se cimenta, no sea mayor a $2h$.

b) Tipo II – Zapatas Flexibles

Incluye los casos en que dicho vuelo máximo es superior a $2h$, en alguna de las direcciones principales.

Figura 17: Zapatas rígidas y flexibles



Fuente: Norma EHE 08

2.9.5.3 Dimensionamiento de zapata aislada flexible con carga centrada

a) Dimensionamiento en planta de la zapata

Se asume una distribución uniforme de tensiones, las dimensiones “a” y “b” de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno.

$$\sigma_{adm} = \frac{N+P}{a \cdot b} \quad (48)$$

Donde:

A = Area necesaria en planta de la zapata = a · b.

σ_{adm} = Tensión admisible del terreno.

N = Carga centrada de servicio (sin mayorar).

P = Peso propio de la zapata (al no ser conocido este valor, se admite un 5% de N).

b) Dimensionamiento del canto de la zapata

Para el cálculo resistente del hormigón, puede considerarse una tensión uniforme del terreno, prescindiendo del peso propio de la zapata, ya que al fraguar el hormigón queda en un estado en el que las tensiones son nulas.

$$\sigma_t = \frac{N}{a \cdot b} \quad (49)$$

Donde:

σ_t = Tensión uniforme del terreno sobre la zapata.

N = Axil transmitido por el soporte.

Por razones económicas el canto debe ser el menor posible, evitando así que las zapatas necesiten armadura por cortante, reduciendo también el volumen de hormigón sin que aumenten las armaduras longitudinales, que suelen estar controladas por las cuantías geométricas mínimas establecidas por las normas.

Por este motivo se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil valores inferiores al mayor de los dos siguientes:

$$d \geq \begin{cases} d_2 = \sqrt{\frac{a_o \cdot b_o}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{(a_o + b_o)}{4} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (a - a_o)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_o)}{4 + k} \end{cases} \quad (50)$$

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_t} \quad (51)$$

$$f_{vd} = 0.50 \cdot \sqrt{f_{cd}} \quad (52)$$

Donde:

d = Canto útil.

a, b = Dimensiones en planta de la zapata.

a_o, b_o = Dimensiones en planta de la columna.

f_{vd} = Resistencia convencional del hormigón a cortante.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

γ_f = Coeficiente de seguridad de la sollicitación ($\gamma_f = 1.6$).

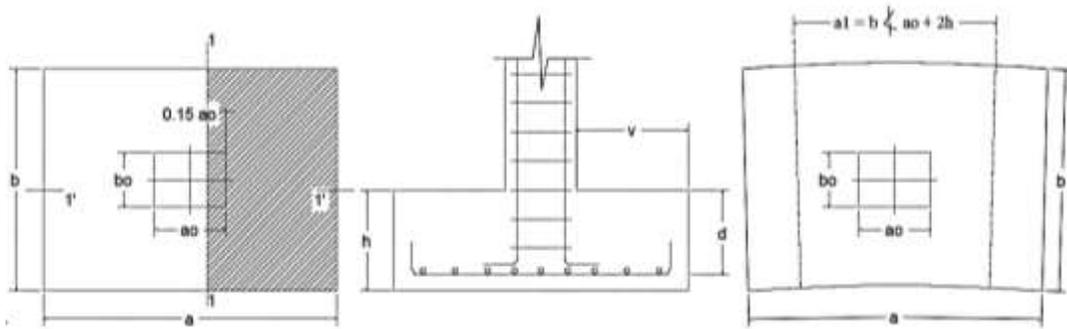
σ_t = Tensión uniforme del terreno sobre la zapata.

c) Determinación de las armaduras principales (Cálculo a flexión)

La determinación de la armadura a tracción para zapatas flexibles debe hacerse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones.

La armadura se determina en las secciones 1-1 y 1'-1', medidas a una distancia de $0.15 \cdot a_0$ ó $0.15 \cdot b_0$, de la cara interior de los paramentos, como se muestra en la figura.

Figura 18: Cálculo a flexión de una zapata flexible



Fuente: Jiménez Montoya, P. (2000). *Hormigón Armado - Decimocuarta edición*. Editorial Gustavo Gili S.A. España.

Las normas exigen que la sección total de armadura, en una dirección, no sea inferior al 20% de la correspondiente en la otra dirección.

El momento de cálculo en la sección 1-1, debido a carga del terreno $\sigma_t = N/(a \cdot b)$ es:

$$M_{ad} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2a} \left(\frac{a-a_0}{2} + 0.15 \cdot a_0 \right)^2 \quad (53)$$

Donde:

a = Lado mayor de la zapata.

a_0 = Lado mayor de la columna.

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones $b \cdot d$, puede determinarse mediante la fórmula simplificada para el momento reducido de cálculo.

Momento reducido de cálculo:
$$\mu = \frac{M_{ad}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (54)$$

Cuantía mecánica:
$$\omega = \mu(1 + \mu) \quad (55)$$

Capacidad mecánica del acero:
$$Us = As \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \quad (56)$$

Armadura mínima:
$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \quad (57)$$

La cuantía mínima exigida por la norma para el acero a ser utilizado es: $\rho \geq 0.0018$ para acero AE-400.

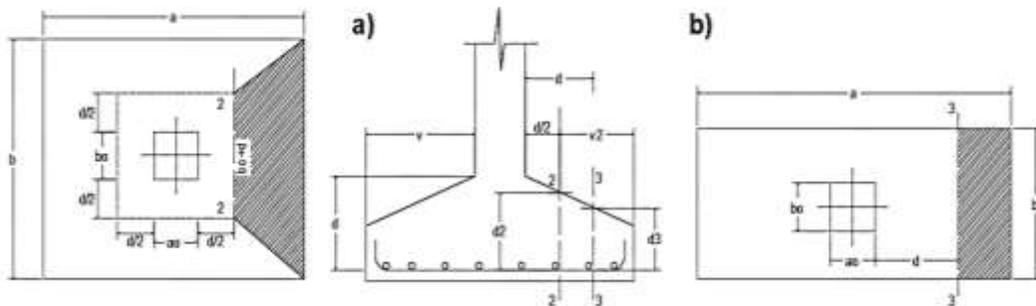
d) Comprobaciones

Se debe realizar comprobaciones a esfuerzo cortante, a punzonamiento y de adherencia.

Como resistencia convencional del hormigón a cortante se adopta el valor:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot (f_{cd})^{1/2} \text{ (kp/cm}^2\text{)} \quad (58)$$

Figura 19: Comprobaciones al cortante y punzonamiento



Fuente: Jiménez Montoya, P. (2000). *Hormigón Armado - Decimocuarta edición*. Editorial Gustavo Gili S.A. España.

- Comprobación a cortante

Se verifica en la sección 3-3, cuando sea $a - a_o \geq b - b_o$, caso contrario se comprobará en la sección ortogonal. Se verifica de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right) \leq d_3 \cdot f_{vd} \quad (59)$$

- Comprobación a punzonamiento

Se efectúa en la sección crítica A_c formada por las cuatro secciones verticales separadas $d/2$ de las caras del soporte de la figura 19, es decir, en la sección $A_c = 2(a_o + d + b_o + d) \cdot d_2$. La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} [a \cdot b - (a_o + d)(b_o + d)] \leq A_c \cdot 2f_{vd} \quad (60)$$

e) Comprobación de adherencia

La comprobación de adherencia se efectúa en las mismas secciones de referencia, 1-1 y 1'-1', tomadas para la flexión en la figura 18. En el caso de soportes de hormigón, el cortante de cálculo en la sección 1-1 es:

$$V_d = \frac{\gamma_f \cdot N}{a} \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 \cdot a_o \right) \quad (61)$$

La armadura se encuentra en buenas condiciones de adherencia cuando sea:

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \bar{\Phi}} \leq f_{vd} = k \sqrt[3]{f_{cd}^2} \quad (kp/cm^2) \quad (62)$$

Donde:

n = Número de barras de diámetro Φ

k = Constante = 2.00 (zapatas flexibles).

2.9.6 Juntas de dilatación

Son cortes dados a una estructura, con el objeto de permitir movimientos originados por las variaciones de temperatura, retracción de fraguado y asientos de los apoyos.

En edificios corrientes, la separación entre juntas de dilatación está en función de las condiciones climatológicas del lugar en que estén ubicados, no será superior a: 25 m en regiones secas o con gran variación de temperatura (superior a 10 °C) ó 50 m en regiones húmedas y de temperatura poco variable (variación no mayor de 10 °C).

2.10 Estrategia para la ejecución del proyecto

2.10.1 Especificaciones técnicas

Son las especificaciones que definen la calidad de la obra que se desea ejecutar, en términos de calidad y cantidad de los trabajos en general.

En el caso de la realización de estudio o construcción de obras, éstas forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos, ya que sirven para definir la calidad del producto, la cual no se puede apreciar de manera visual en los planos, de modo que, se debe redactar una descripción de lo que se necesita producir y que vaya acompañado con los requerimientos evitando así interpretaciones equivocadas.

Su objetivo radica en que en determinado momento ayuda a aclarar un proceso de diseño y/o constructivo.

2.10.2 Cómputos métricos

Los cómputos métricos son un estudio minucioso de medición de longitudes, áreas y volúmenes de todos los elementos de una obra. Requieren el manejo de fórmulas geométricas para determinar qué cantidad de materiales y qué cantidad de mano de obra son necesarios para realizar la obra.

El cómputo métrico requiere del conocimiento de procedimientos constructivos y de un trabajo ordenado y sistemático.

Actualmente existen softwares como el Revit, el cual tiene una gran capacidad para realizar cálculos métricos con muy buena precisión, los cuales facilitan y optimizan los resultados de los metrados.

En el caso de aplicar el software Revit para los metrados, se debe tener en cuenta que el modelado de la estructura esté representado en su totalidad y así evitar errores en omisiones de elementos y perder la exactitud a la que se puede llegar aplicando este programa.

2.10.3 Precios unitarios

Precio unitario es el importe de la remuneración o pago total que debe cubrirse por unidad de concepto terminado y ejecutado conforme al proyecto, especificaciones de construcción y normas de calidad, la integración de este requiere del conocimiento técnico de la obra y del marco normativo vigente.

Esto ayuda para obtener un soporte práctico y podrá evaluar el rendimiento de la fuerza de trabajo y del equipo que intervienen en cada concepto, así como el costo de los insumos de acuerdo a cada región económica.

El precio unitario se integra con los costos directos correspondientes al concepto de trabajo (mano de obra, materiales, maquinaria o equipo de construcción), los costos indirectos (administración de oficinas centrales y oficinas de campo), el costo por financiamiento, el cargo por la utilidad del contratista y los cargos adicionales (impuestos). La enumeración de los costos y cargos mencionados para el análisis, cálculo e integración de estos, tiene por objeto cubrir en la forma más amplia posible los recursos necesarios para realizar cada concepto de trabajo.

2.10.4 Presupuesto general de la obra

Se basa en la previsión del total de los costos involucrados en la obra de construcción incrementados con el margen de beneficio que se tenga previsto.

Las mediciones y el presupuesto de obra tienen como finalidad dar una idea aproximada y lo más real posible del importe de la ejecución del proyecto.

2.10.5 Cronograma de ejecución de la obra

El cronograma de ejecución de obra es una representación gráfica y ordenada con tal detalle para que un conjunto de actividades, de la parte estructural de la obra, se lleven a cabo en un tiempo estipulado y bajo condiciones que garanticen la optimización del tiempo.

Esta herramienta indica la organización del proyecto, en la realización de una serie pasos para la culminación de actividades. Son la base principal de ejecución de una producción organizada.

3. INGENIERIA DEL PROYECTO

Dentro del presente capítulo se mostrará el procedimiento de cálculo y los resultados obtenidos de todo el marco teórico con la aplicación de las normas presentadas.

3.1 Análisis del estudio de suelos

La determinación de la capacidad portante del suelo se hizo mediante el ensayo de SPT en tres pozos a diferentes profundidades, ubicados dentro de la zona donde se emplazará la unidad educativa, de acuerdo a como se muestra en la siguiente figura:

Figura 20: Ubicación de pozos para estudio de suelos



Fuente: Elaboración propia

De cada pozo se extrajo material para efectuar los ensayos para la clasificación del suelo, realizados en el laboratorio de suelos de la U.A.J.M.S.

Cuadro: Resultados de resistencia admisible del terreno y clasificación

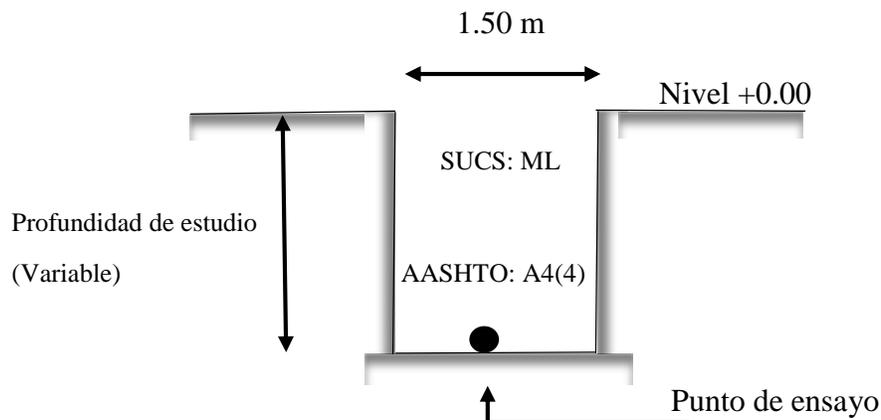
Pozo N°	Profundidad (m)	N° Golpes	Resist. Adm. Nat. (kg/cm ²)	Clasificación del suelo
1	4.00	28	1.21	<u>SUCS:</u> ML
				<u>AASHTO:</u> A- 4(4)

2	3.80	28	1.21	<u>SUCS:</u> ML <u>AASHTO:</u> A- 4(4)
3	2.00	27	1.19	<u>SUCS:</u> ML <u>AASHTO:</u> A- 4(4)

Fuente: Elaboración propia

Se logró determinar que el suelo a nivel de fundación tiene una resistencia característica de 1.19 kg/cm^2 , además que el tipo de suelo es ML, según la clasificación S.U.C.S., y A- 4(4), según la clasificación A.A.S.H.T.O. (Anexo 3).

Figura 21: Perfil del pozo de estudio



Fuente: Elaboración propia.

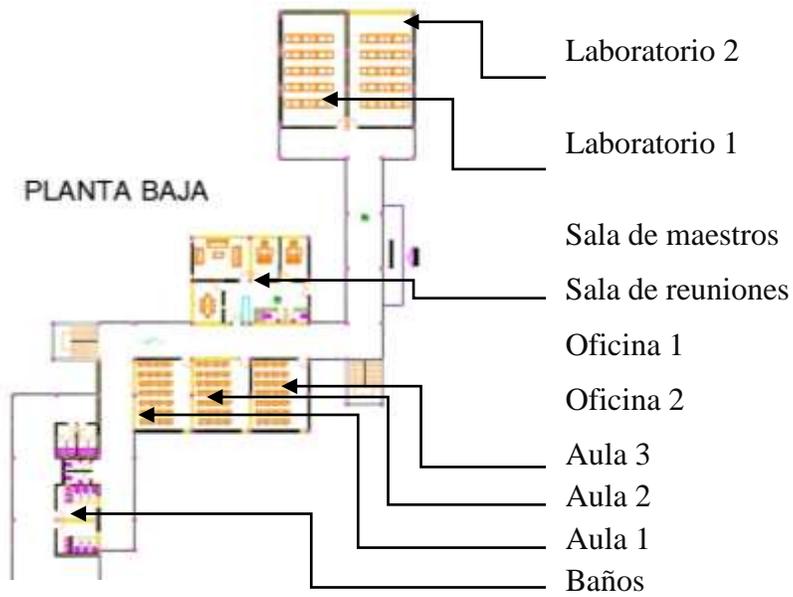
3.2 Análisis del diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico fue elaborado por la Secretaría de obras de la Alcaldía de San Lorenzo en conjunto con la UPRE.

A continuación, se presenta la arquitectura de la unidad educativa, la cual consta con los siguientes ambientes:

- Planta baja: Aula 1, aula 2, aula 3, laboratorio 1, laboratorio 2, sala de maestros, sala de reuniones, oficina 1, oficina 2, baños hombres y baños mujeres.

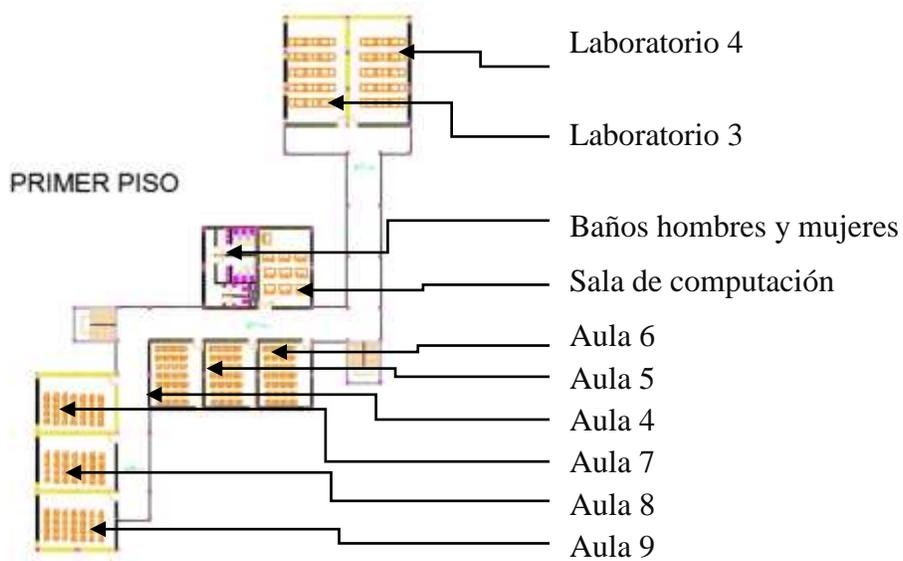
Figura 22: Detalle: Arquitectura de planta baja



Fuente: Elaboración propia.

- Primer piso: Aula 4, aula 5, aula 6, aula 7, aula 8, aula 9, laboratorio 3, laboratorio 4, sala de computación, baños hombres y baños mujeres.

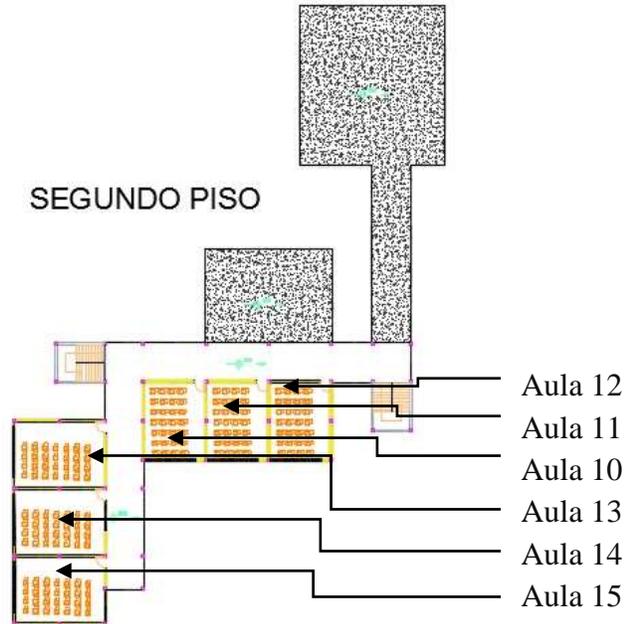
Figura 23: Detalle: Arquitectura primer piso



Fuente: Elaboración propia

- Segundo piso: Aula 10, aula 11, aula 12, aula 13, aula 14 y aula 15.

Figura 24: Detalle: Arquitectura segundo piso



Fuente: Elaboración propia.

3.3 Valores característicos de cálculo del hormigón armado

3.3.1 Resistencia característica del hormigón (f_{ck})

La resistencia a compresión a 28 días que se requiere para diseñar un proyecto es de 210 kg/cm^2 , de acuerdo con la norma boliviana.

3.3.2 Resistencia característica del acero (f_{yk})

La resistencia que se aplicará para el cálculo de este proyecto es de 4200 kg/cm^2 .

3.3.3 Coeficiente de minoración del hormigón

De acuerdo con el Anexo 2 - Tabla 7: *Estados límites últimos – Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón*, el coeficiente de minoración del hormigón es: $\gamma_c = 1.50$

3.3.4 Coeficiente de minoración del acero

En el Anexo 2 - Tabla 8: *Estados límites últimos – Coeficiente de minoración de la resistencia del acero*, el coeficiente para la minoración del acero es: $\gamma_s = 1.15$

3.4 Análisis de acciones sobre la estructura

3.4.1 Acciones permanentes

Las acciones permanentes aplicadas sobre la estructura, en el presente diseño, son las siguientes:

- Cargas generadas por la losa de cubierta: 170 kg/m^2 .
- Cargas generadas por las losas de entresijos: 290 kg/m^2 .
- Cargas de columnas, vigas y zapatas con peso específico del hormigón armado igual a: $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25 \text{ kN/m}^3$.
- Cargas correspondientes a los cerramientos de muros de ladrillo: 490 kg/m .
- Cargas correspondientes al peso de los barandados: 30 kg/m .

3.4.2 Acciones variables

Las acciones variables que afectan a la estructura están prescritas en el Anexo 2 - Tabla 12: *Valores característicos de las sobrecargas de uso*.

Toda la estructura del presente proyecto, al ser una escuela, pertenece a la categoría de uso *C: Zonas de acceso al público*. Para las aulas, la sobrecarga de uso está dada por la subcategoría *C1: Zonas con mesas y sillas* cuyo valor es 3 kN/m^2 . La sobrecarga de

uso actuante en los pasillos está dada por la subcategoría *C3: Zonas sin obstáculos que impiden el libre movimiento de las personas*, y su valor es de 5 kN/m².

Para las losas de cubierta, se tomará en cuenta además una carga de granizo igual a 1 kN/m².

3.5 Análisis de combinaciones de carga

Para el presente proyecto, se analizó las combinaciones de carga mencionadas en la sección 2.8.3 *Hipótesis de carga*, descartando la Hipótesis II, al ser la cubierta una losa, e Hipótesis III, ya que no se realizará el análisis sísmico.

De esta manera, la combinación de carga utilizada es:

Hipótesis I:
$$\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q \quad \text{(I)}$$

Siendo: $\gamma_{fg} = \gamma_{fq} = 1.60$, de acuerdo a un efecto desfavorable y nivel de control normal.

3.6 Descripción de software de modelado y de cálculo estructural

En el presente proyecto se utilizaron dos softwares, uno para el modelado y cómputos métricos, y otro para cálculo y verificación de la estructura:

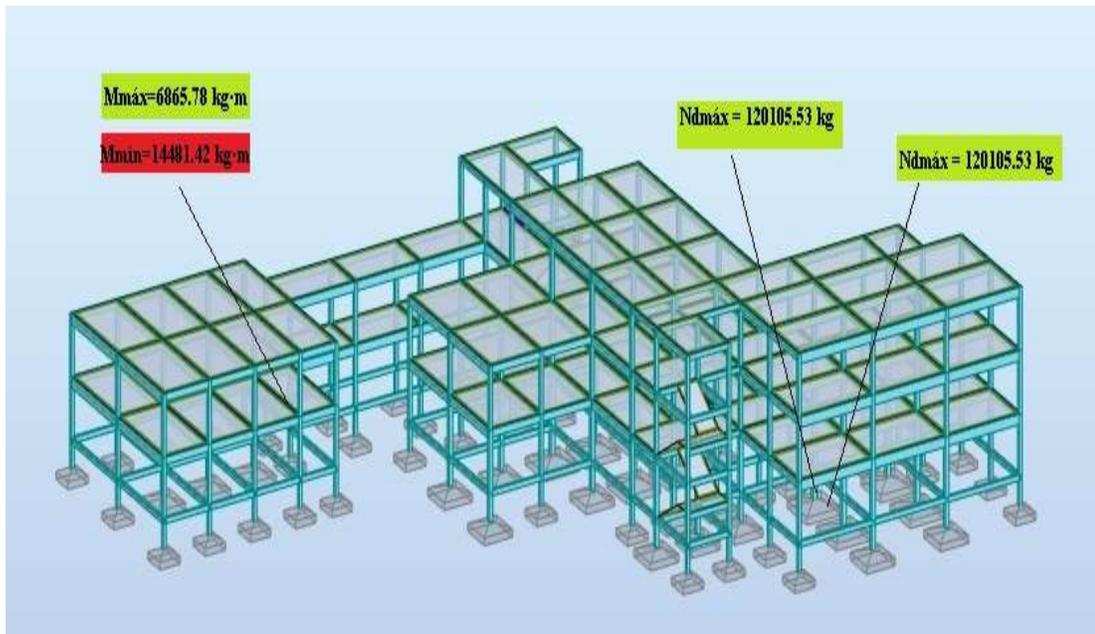
- AUTODESK REVIT STRUCTURAL 2016 (Modelado y cómputos métricos).
- AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2016 (Cálculo y verificación).

Para poder verificar la aplicabilidad de los resultados obtenidos por el programa de cálculo se realizó un análisis y cálculo manual de los elementos estructurales sometidos a las solicitaciones más desfavorables.

3.7 Extracto de solicitaciones

El software ROBOT STRUCTURAL proporciona un extracto de solicitaciones en los elementos a partir de las demandas de carga y un análisis basado en elementos finitos, de acuerdo a la estructura de la siguiente figura:

Figura 25: Vista isométrica de la estructura



Fuente: Autodesk Robot Estructural Analysis Professional 2016

El reporte completo de todas las solicitaciones para vigas, columnas y zapatas se encuentra en el Anexo 6.

3.7.1 Solicitaciones máximas para vigas

De acuerdo con los resultados obtenidos aplicando las cargas sobre la estructura y la hipótesis más desfavorable, se obtuvo los momentos máximos (positivo y negativo) y el esfuerzo cortante máximo:

$$M_{máx}(+) = 6865.78 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad x = 2.65 \text{ m}$$

$$M_{m\acute{a}x}(-) = 14481.42 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad x = 0.00 \text{ m}$$

$$V_{m\acute{a}x}(+) = 23607.23 \text{ kg}$$

3.7.2 Solicitaciones máximas para columnas

Las sollicitaciones máximas en columnas son la fuerza normal máxima y momentos flectores de cálculo en X y Y:

$$Nd_{m\acute{a}x} = 120105.53 \text{ kg}$$

$$M_{Xd} = 3723.3 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{Yd} = 2402.11 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

3.7.3 Solicitaciones máximas para zapatas

La sollicitación máxima para zapatas es igual a la reacción producida por la columna con mayor sollicitación. Además, se debe tomar en cuenta la tensión admisible sobre el terreno:

$$Nd_{m\acute{a}x} = 120105.53 \text{ kg}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 1.19 \text{ kg/cm}^2$$

3.8 Análisis, cálculo y diseño estructural

3.8.1 Losas de cubierta y losas de entrepisos

Las losas de cubierta y de entrepisos serán losas alivianadas debido a la facilidad constructiva que representa su ejecución, además del reducido peso propio de las mismas, lo cual favorece el diseño ya que se reducen las sollicitaciones presentes en la estructura debido al peso muerto.

Las losas están conformadas por viguetas pretensadas CONCRETEC con complemento de plastroformo y una capa de compresión de 5cm de espesor.

Todas las losas cumplen con las solicitaciones del proyecto debido a que las viguetas satisfacen los requerimientos de la norma NB 977 *Elementos prefabricados de hormigón – Viguetas prefabricadas de hormigón pretensado – Requisitos y métodos de ensayo*.

Resistencia de cálculo del hormigón:

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

Resistencia de cálculo del acero:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4200}{1.15} = 3652.17 \text{ kg/cm}^2$$

Armadura positiva:

Momento máximo de servicio: $M_{m\acute{a}x} = 4291.113 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento mayorado

$$M_d = M_{m\acute{a}x} \cdot \gamma_f = 4291.1125 \cdot 1.6$$

$$M_d = 6865.78 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{686578.00}{30 \cdot 53^2 \cdot 140}$$

$$\mu_d = 0.0582$$

Cuantía geométrica

$w = 0.0611$	Anexo 2 - Tabla 15
--------------	--------------------

Armadura necesaria

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ck}} = 0.0611 \cdot 30 \cdot 53 \cdot \frac{140}{3652.17}$$

$$A_s = 3.73 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s\min} = w_{\min} \cdot b_w \cdot h = 0.0033 \cdot 30 \cdot 55$$

$$A_{s\min} = 5.45 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida: $A_s = 5.45 \text{ cm}^2$

Armadura a utilizar:

$3 \Phi 16$	$A_{s\text{prov}} = 6.032 \text{ cm}^2$
-------------	---

$$A_{s\text{prov}} > A_s$$

$$6.032 > 5.445$$

Cumple

Armadura negativa izquierda**C 54**Momento máximo de servicio: $M_{m\acute{a}x} = 9050.89 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento mayorado

$$M_d = M_{m\acute{a}x} \cdot \gamma_f = 9050.89 \cdot 1.6$$

$$M_d = 14481.42 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1448142.00}{30 \cdot 53^2 \cdot 140}$$

$$\mu_d = 0.1227$$

Cuantía geométrica

$w = 0.1339$	<i>Anexo 2 - Tabla 15</i>
--------------	---------------------------

Armadura necesaria

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ck}} = 0.1339 \cdot 30 \cdot 53 \cdot \frac{140}{3652.17}$$

$$A_s = 8.17 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s \min} = w_{\min} \cdot b_w \cdot h = 0.0033 \cdot 30 \cdot 55$$

$$A_{s \min} = 5.445 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida: $A_s = 8.17 \text{ cm}^2$

Armadura a utilizar:

$5 \Phi 16$	$A_{s \text{ prov}} = 10.053 \text{ cm}^2$
-------------	--

$$A_{s \text{ prov}} > A_s$$

$$10.053 > 8.17$$

Cumple**Armadura negativa derecha****C 55**Momento máximo de servicio: $M_{m\acute{a}x} = 1574.39 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento mayorado

$$M_d = M_{m\acute{a}x} \cdot \gamma_f = 1574.39 \cdot 1.6$$

$$M_d = 2519.02 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{251902.00}{30 \cdot 53^2 \cdot 140}$$

$$\mu_d = 0.0214$$

Cuantía geométrica

$w = 0.0219$	Anexo 2 - Tabla 15
--------------	--------------------

Armadura necesaria

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ck}} = 0.0219 \cdot 30 \cdot 53 \cdot \frac{140}{3652.17}$$

$$A_s = 1.34 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{smin} = w_{min} \cdot b_w \cdot h = 0.0033 \cdot 30 \cdot 55$$

$$A_{smin} = 5.445 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida: $A_s = 5.445 \text{ cm}^2$

Armadura a utilizar:

$3 \Phi 16$	$A_{sprov} = 6.032 \text{ cm}^2$
-------------	----------------------------------

$$A_{sprov} > A_s$$

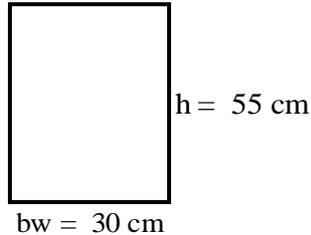
$$6.032 > 5.445$$

Cumple

Memoria de cálculo: Viga de H°A° sometida a corte

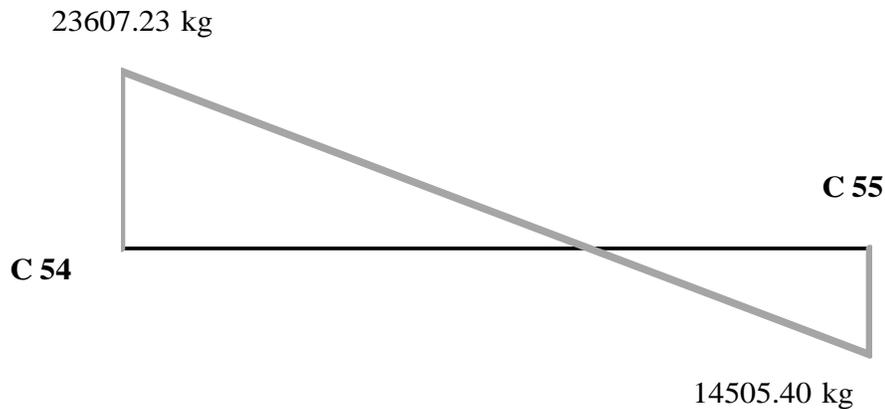
Geometría de la viga y esfuerzos

Longitud: 6.63 m
Nombre de la viga: Barra 230
Ubicación entre columnas: C 54 y C 55



Cortante izq = 23607.23 kg
Cortante der = 14505.40 kg

Diagrama de cortantes



Resistencia a cortante del hormigón:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \cdot \sqrt{140} = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

Armadura transversal izquierda C 54

Cortante máxima de servicio: $V_{m\acute{a}x} = 14754.52 \text{ kg}$

Cortante mayorado

$$V_d = V_{m\acute{a}x} \cdot \gamma_f = 14754.52 \cdot 1.6$$

$$V_d = 23607.23 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante último

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 5.92 \cdot 30 \cdot 53$$

$$V_{cu} = 9406.57 \text{ kg}$$

Cortante último por agotamiento

$$V_{ou} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0.30 \cdot 140.00 \cdot 30 \cdot 53$$
$$V_{ou} = 66780.00 \text{ kg}$$

Comprobación si necesita o no armadura transversal

$$V_d > V_{cu}$$
$$23607.23 > 9406.57$$

Necesita armadura transversal

Como:

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$
$$9406.57 < 23607.23 < 66780.00$$

Se debe calcular armadura transversal correspondiente al esfuerzo cortante residual

Cortante resistida por el acero

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 23607.23 - 9406.57$$
$$V_{su} = 14200.66 \text{ kg}$$

Armadura transversal

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot t}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{14200.66 \cdot 100.00}{0.90 \cdot 53 \cdot 3652.17}$$
$$A_{st} = 8.15 \text{ cm}^2$$

Armadura transversal para una pierna

$$A_{st1} = 4.08 \text{ cm}^2$$

Diámetro adoptado: $\Phi = 8 \text{ mm}$

Area de la barra: $A_{s \phi 10} = 0.50 \text{ cm}^2$

Número de estribos: $Nb = 9$

Armadura de las barras: $A_{st1} = 4.52 \text{ cm}^2$

Distribución de las barras: $S = 10 \text{ cm}$

Distribución final

$\Phi 8 \text{ c/ } 10 \text{ cm}$

Armadura transversal derecha C 55

Cortante máxima de servicio: $V_{m\acute{a}x} = 9065.88 \text{ kg}$

Cortante mayorado

$$V_d = V_{m\acute{a}x} \cdot \gamma_f = 9065.875 \cdot 1.6$$
$$V_d = 14505.40 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante último

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 5.92 \cdot 30 \cdot 53$$

$$V_{cu} = 9406.57 \text{ kg}$$

Cortante último por agotamiento

$$V_{ou} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0.30 \cdot 140.00 \cdot 30 \cdot 53$$

$$V_{ou} = 66780.00 \text{ kg}$$

Comprobación si necesita o no armadura transversal

$$V_d > V_{cu}$$

$$14505.40 > 9406.57$$

Necesita armadura transversal

Como:

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$9406.57 < 14505.40 < 66780.00$$

Se debe calcular armadura transversal correspondiente al esfuerzo cortante residual

Contribución de las armaduras transversales

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 14505.40 - 9406.57$$

$$V_{su} = 5098.83 \text{ kg}$$

Armadura transversal A90=Ast

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot t}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{5098.83 \cdot 110.00}{0.90 \cdot 53 \cdot 3652.17}$$

$$A_{st} = 3.22 \text{ cm}^2$$

Armadura transversal para una pierna

$$A_{st1} = 1.61 \text{ cm}^2$$

Diámetro adoptado: Φ 8 mm

Area de la barra: $A_{s \phi 8} = 0.50 \text{ cm}^2$

Número de barras: Nb = 4

Armadura de las barras: $A_{st1} = 2.01 \text{ cm}^2$

Distribución de las barras: S = 25.00 cm

Distribución final:

Φ 8 c/ 25 cm

Memoria de cálculo: Verificaciones de viga de H°A° en ELS

Longitud de la viga:	L =	663	cm
Ancho de la sección:	bw =	30	cm
Peralte de la sección:	h =	55	cm
Peralte efectivo:	d =	53	cm
Recubrimiento:	c =	2	cm
Resistencia característica de la sección:	fck =	210	kg/cm ²
Resistencia característica del acero:	fyk =	4200	kg/cm ²
Coefficiente de minoración del hormigón:	γc =	1.5	
Coefficiente de minoración del acero:	γs =	1.15	
Coefficiente de mayoración de cargas:	γf =	1.6	
Cuantía mínima:	wmin =	0.0033	

Resultados de viga más solicitada

Momento máximo de servicio:	Mmáx =	4291.11	kg·m
	φ =	16	mm
	Nb =	3	
	As =	6.032	cm ²

Estado límite de fisuración

En función a las condiciones del ambiente y de la sensibilidad de las armaduras a la corrosión, la máxima abertura característica de fisura, que deberá aceptarse para satisfacer las exigencias de durabilidad, será la siguiente:

$w_{máx} = 0.2 \text{ mm}$	Para condiciones moderadamente severas del ambiente y poca sensibilidad de las armaduras a la corrosión.
----------------------------	--

La abertura característica (w_k) debe ser menor a la abertura máxima.

$$w_k = 1.7 \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm} \leq w_{máx}$$

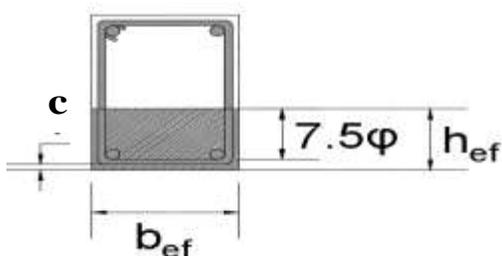
Distancia final media entre fisuras (S_{rm})

φ =	1.6	cm	
Nb =	3		
r =	2	cm	
K ₁ =	0.4		Coef. de calidad de adherencia
K ₂ =	0.125		Coef. para vigas sometidas a flexión

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - Nb \cdot \phi}{Nb - 1} = 10.6 \left. \vphantom{\frac{b - 2 \cdot r - Nb \cdot \phi}{Nb - 1}} \right\} s = 10.6 \text{ cm}$$

$$s = 15 \cdot \phi = 24$$

Figura: Area efectiva



$$A_s = Nb \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$Ac_{ef} = (7.5 \cdot \phi + \phi + c) \cdot b$$

$$Ac_{ef} = 468.00 \text{ cm}^2$$

$$\rho_r = \frac{A_s}{Ac_{ef}} = 0.013$$

Fuente: Elaboración propia

$$S_{rm} = 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + K_1 \cdot K_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_r} = 12.33 \text{ cm}$$

Alargamiento medio de las armaduras (ϵ_{sm})

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 1/(2.5 \cdot K_1) = 1$$

$$\beta_2 = 0.5 \quad \text{Coef. para cargas de larga duración}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 4291.11 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

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

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

$$d = 53 \text{ cm}$$

$$A_s = 6.032 \text{ cm}^2$$

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

Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada (σ_s)

$$\sigma_s = \frac{M_{m\acute{a}x}}{0.8 \cdot d \cdot A_s} = 1677.85 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante que se fisura el hormigón (σ_{sr})

$$M_{fis} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot 0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 345379.19 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0.8 \cdot d \cdot A_s} = 1350.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$0.00054 \geq 0.00032 \quad \text{Cumple}$$

Abertura característica

$$w_k = 1.7 \cdot S_{rm} \cdot \epsilon_{sm} \leq w_{m\acute{a}x}$$

$$0.011 \leq 0.2 \quad \text{Cumple}$$

Estado límite de deformación

L =	663	cm	
bw =	30	cm	
h =	55	cm	
y _t =	27.5	cm	
d =	53	cm	
c =	2	cm	
fck =	210	kg/cm ²	
Es =	2100000	kg/cm ²	
As =	6.032	cm ²	(Tracción)
M _{máx} =	429111.25	kg·cm	
As _c =	6.032	cm ²	(Compresión)

Momento de fisuración de la sección (M_f)

Resistencia media a tracción del hormigón

$$fct_m = 0.37 \cdot fck^{2/3} = 2.816 \text{ N/mm}^2$$

$$fct_m = 28.16 \text{ kg/cm}^2$$

Momento de inercia de la sección bruta (sin fisurar)

$$I_1 = \frac{b \cdot h^3}{12} = 415937.50 \text{ cm}^4$$

$$M_f = \frac{fct_m \cdot I_b}{y_t} = 425967.67 \text{ kg·cm}$$

Momento de inercia de la sección fisurada (I₂)

Módulo de deformación longitudinal

$$E_c = 44000 \cdot (fck + 80)^{1/3} = 291240.66 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficiente de equivalencia

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7.211$$

Profundidad de la fibra neutra en situación de servicio

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x^2 = A_s \cdot n \cdot (d - x) \rightarrow x = 11.03 \text{ cm}$$

Momento de inercia de la sección fisurada (I₂)

$$I_2 = A_s \cdot n \cdot \left[d - \frac{x}{3} \right] \cdot (d - x) = 90031.11 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia equivalente (I_e)

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_o}\right)^3 \cdot I_1 + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_o}\right)^3\right] \cdot I_2 \leq I_1$$

$$I_e = 408827.27 < 415937.50 = I_1$$

Cumple

Flecha instantánea de viga en flección simple (α_o)

Coefficiente que depende del tipo de carga y forma de sustentación

$$\alpha = 0.06 \quad \text{Ref. Jimenez Montoya, Séptima edición, pág 439}$$

$$\alpha_o = \alpha \cdot \frac{M_o \cdot l^2}{E_c \cdot I_e} = 0.0990 \quad \text{cm}$$

Flecha diferida (α_{dif})

Cuantía geométrica de armadura compimida

$$\rho' = \frac{As_c}{b \cdot h} = 0.0037$$

Coefficiente ξ

$$\xi = 2 \quad \text{Ref. Jimenez Montoya, Séptima edición, pág 441}$$

Factor de cálculo λ

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} = 1.69$$

$$\alpha_{dif} = \alpha_o \cdot \lambda = 0.1674 \quad \text{cm}$$

Flecha total (α_t)

$$\alpha_t = \alpha_o + \alpha_{dif} = 0.2664 \quad \text{cm}$$

Flecha máxima ($\alpha_{m\acute{a}x}$)

$$\alpha_{m\acute{a}x} = \frac{L}{500} = 1.326 \quad \text{cm} \quad \text{Ref. CBH-87, pág 196}$$

Verificación

$$\alpha_t \leq \alpha_{m\acute{a}x}$$
$$0.2664 < 1.326$$

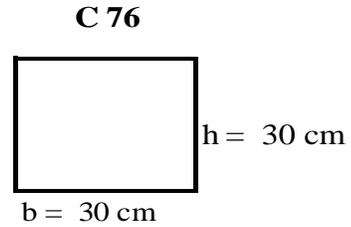
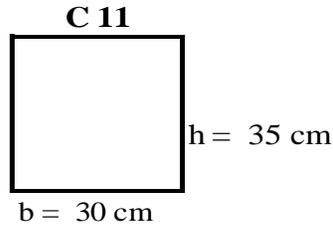
Cumple

3.8.2.2 Columnas de Hormigón Armado

Memoria de cálculo: Columna de H°A° sometida a Flexo-compresión

Geometría de la columna y esfuerzos

Nombre de la columna: Barra 11
 Altura de la columna: 3.40 m

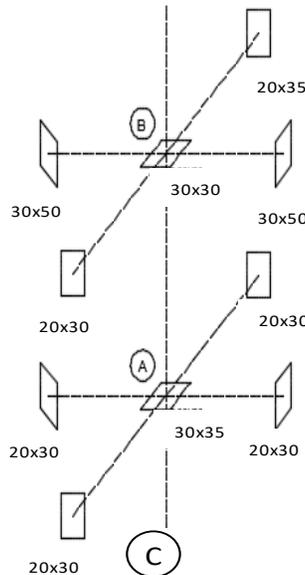


Cota: 0.00 - 3.40
 b = 30 cm
 h = 35 cm
 r = 3.0 cm

Cota: 3.40 - 6.80
 b = 30 cm
 h = 30 cm
 L = 3.40 m

Nd = 120105.53 kg
 Mx = 3723.30 kg·m
 My = 2402.11 kg·m
 L = 3.40 m
 fcd = 140 kg/cm²
 fyd = 3652.17 kg/cm²

Esquema de columna en estudio



L = 340 cm

L = 340 cm

L = 150 cm

Esbeltez geométrica de la columna - Comprobación al pandeo

Cálculo de inercias de las vigas adyacentes a los extremos de la columna de estudio

En punto B

Viga: 172
20 cm x 30 cm

$$\begin{aligned} I_x (\text{cm}^4) &= 45000 \\ I_y (\text{cm}^4) &= 20000 \\ L (\text{cm}) &= 335 \end{aligned}$$

Viga: 242
20 cm x 35 cm

$$\begin{aligned} I_x (\text{cm}^4) &= 71458 \\ I_y (\text{cm}^4) &= 23333 \\ L (\text{cm}) &= 405 \end{aligned}$$

Viga: 227
30 cm x 50 cm

$$\begin{aligned} I_x (\text{cm}^4) &= 312500 \\ I_y (\text{cm}^4) &= 112500 \\ L (\text{cm}) &= 615 \end{aligned}$$

Viga: 228
30 cm x 50 cm

$$\begin{aligned} I_x (\text{cm}^4) &= 312500 \\ I_y (\text{cm}^4) &= 112500 \\ L (\text{cm}) &= 618 \end{aligned}$$

En punto A

Viga: A1
20 cm x 30 cm

$$\begin{aligned} I_x (\text{cm}^4) &= 45000 \\ I_y (\text{cm}^4) &= 20000 \\ L (\text{cm}) &= 335 \end{aligned}$$

Viga: A2
20 cm x 30 cm

$$\begin{aligned} I_x (\text{cm}^4) &= 45000 \\ I_y (\text{cm}^4) &= 20000 \\ L (\text{cm}) &= 405 \end{aligned}$$

Viga: A3
20 cm x 30 cm

$$\begin{aligned} I_x (\text{cm}^4) &= 45000 \\ I_y (\text{cm}^4) &= 20000 \\ L (\text{cm}) &= 615 \end{aligned}$$

Viga: A4
20 cm x 30 cm

$$\begin{aligned} I_x (\text{cm}^4) &= 45000 \\ I_y (\text{cm}^4) &= 20000 \\ L (\text{cm}) &= 618 \end{aligned}$$

Cálculo de inercia de las columnas

Columna de 35 cm x 35 cm

$$\begin{aligned} I_x (\text{cm}^4) &= 125052 \\ I_y (\text{cm}^4) &= 125052 \\ L_A (\text{cm}) &= 340 \\ L_C (\text{cm}) &= 150 \\ \sqrt{I_x/A} = r_x (\text{cm}) &= 10.91 \\ \sqrt{I_y/A} = r_y (\text{cm}) &= 10.91 \end{aligned}$$

Columna de 30 cm x 30 cm

$$\begin{aligned} I_x (\text{cm}^4) &= 67500 \\ I_y (\text{cm}^4) &= 67500 \\ L (\text{cm}) &= 340 \end{aligned}$$

Cálculo de la longitud de pandeo

Cálculo de factor de longitud efectiva (K) con los valores de ψ :

$$\Psi = \frac{\sum \left(\frac{E \cdot I}{L} \right)_{\text{COLUMNAS}}}{\sum \left(\frac{E \cdot I}{L} \right)_{\text{VIGAS}}}$$

Tramo C-A:	$\Psi_{Ax} =$	3.07	$\Psi_{Ay} =$	6.91
Tramo A-B:	$\Psi_{Bx} =$	0.43	$\Psi_{By} =$	1.17

Entrando, con los valores obtenidos, al Anexo 2 - Abaco 1 se obtiene los valores de K:

$K_x =$	1.52	$K_y =$	1.74
---------	------	---------	------

Se tomará el valor de K mayor:

Tramo A-B:	$K =$	1.74
------------	-------	------

Longitud de pandeo:

Tramo A-B:	$l_o (cm) = K \cdot l_{col} =$	591.6
	$l_o (m) =$	5.92

Cálculo de esbeltez

Esbeltez mecánica

$$\lambda = \frac{l_o}{\sqrt{I/A}}$$

Tramo A-B:	$\lambda_x =$	54.21	$\lambda_y =$	54.21
------------	---------------	-------	---------------	-------

Esbeltez geométrica

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

h = Dimensión de la columna en la dirección que va a comprobar.

Tramo A-B:	$\lambda_{gx} =$	19.72	$\lambda_{gy} =$	16.90
------------	------------------	-------	------------------	-------

Las condiciones para determinar si una columna es considerada corta o larga, son las siguientes:

$$\left. \begin{array}{l} \lambda \leq 35 \\ \lambda_g \leq 10 \end{array} \right\} \text{Columna corta (no se debe verificar a pandeo)}$$

$$\left. \begin{array}{l} 35 \leq \lambda \leq 100 \\ 10 \leq \lambda_y \leq 29 \end{array} \right\} \text{Columna larga (se debe verificar a pandeo)}$$

Como la columna calculada se encuentra dentro de la clasificación de columna larga, se debe realizar el cálculo para que la carga sea aplicada a una distancia "e_f" desfasada del centro

Cálculo de excentricidad

Excentricidad de primer orden

$$e_o = \frac{M}{Nd} \rightarrow \begin{array}{l} e_{ox} = 0.03 \text{ cm} \\ e_{oy} = 0.02 \text{ cm} \end{array}$$

Excentricidad accidental

$$e_a \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{b \text{ o } h}{20} = \frac{30}{20} = 1.50 \text{ cm} \\ 2cm \end{array} \right.$$

$$e_{ax} = 2.00 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = 2.00 \text{ cm}$$

Excentricidad de adicional a efectos de 2° orden

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

$$c = 30 \text{ cm} \quad (\text{para ambas direcciones})$$

$$e_{ficx} = 4.77 \text{ cm}$$

$$e_{ficy} = 4.77 \text{ cm}$$

Excentricidad final

$$e_f = e_o + e_a + e_{fic} \rightarrow \begin{array}{l} e_{fx} = 6.80 \text{ cm} \\ e_{fy} = 6.79 \text{ cm} \end{array}$$

Cálculo de momentos de distribución

$$Md = Nd \cdot e_f \rightarrow \begin{array}{l} Md_x = 816298.58 \text{ kg}\cdot\text{cm} \\ Md_y = 814977.39 \text{ kg}\cdot\text{cm} \end{array}$$

Capacidad mecánica del hormigón

$$U_c = fcd \cdot h_x \cdot h_y = 147000 \text{ kg}$$

Esfuerzos reducidos

Axil reducido

$$v = \frac{Nd}{U_c} = 0.82$$

Momentos reducidos

$$\left. \begin{aligned} \mu_x &= \frac{Md_x}{U_c \cdot h_c} = 0.159 \\ \mu_y &= \frac{Md_y}{U_c \cdot h_c} = 0.185 \end{aligned} \right\} \rightarrow \begin{cases} \mu_1 = 0.185 \\ \mu_2 = 0.159 \end{cases}$$

Con los esfuerzos reducidos se debe determinar "w" a partir del Anexo 2 - Abaco 2

$$w = 0.34$$

Capacidad mecánica del acero

$$U_s = w \cdot U_c = 49980 \text{ kg}$$

Cálculo de armadura longitudinal

$$A_t = U_s / f_{yd} = 13.69 \text{ cm}^2$$

Diámetro adoptado: Φ 16 mm

Área de la barra: $A_{s\phi} = 2.01 \text{ cm}^2$

Número de barras: Nb = 8

Armadura de las barras: $A_s = 16.08 \text{ cm}^2$

Distribución final: 8 Φ 16

Cálculo de armadura transversal

$$\Phi_{estribo} \geq \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{1}{4}\right) \cdot \Phi_{\max(\text{armadura longitudinal})} = 0.4 \text{ cm} \\ \Phi_6 = 0.6 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \Phi_{estribo} = 6 \text{ mm}$$

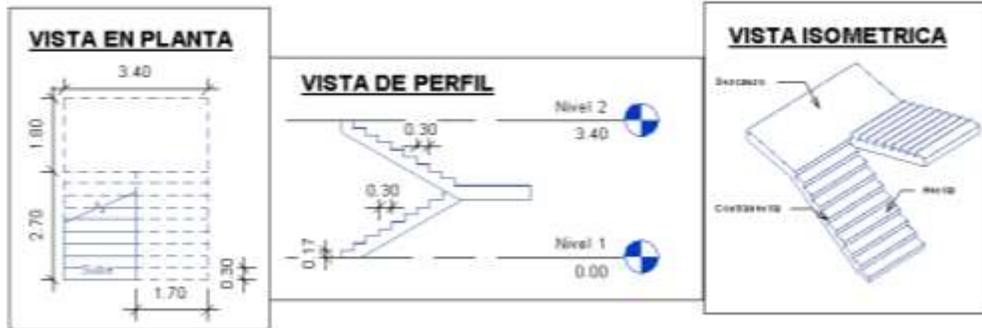
$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} = 30 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \\ 15 \cdot \Phi_{\min(\text{armadura longitudinal más delgada})} = 24 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow s = 20 \text{ cm}$$

Φ 6 mm c/ 20 cm

3.8.3 Estructuras complementarias (sistemas de escaleras)

Memoria de cálculo: Escaleras de H°A°

Figura: Geometría de la escalera



Fuente: Elaboración propia

Datos:

Desnivel:	$h =$	3.4	m
Ancho del tramo de escalera:	$b =$	1.7	m
Huella:	$P =$	30	cm
Contrahuella:	$C_p =$	17.9	cm
Longitud horizontal del tramo 1:	$L_{1_} =$	2.7	m
Longitud inclinada del tramo 1:	$L_{1/} =$	3.19	m
Longitud horizontal de losa de descanso:	$L_{_} =$	1.8	m
Longitud horizontal del tramo 2:	$L_{2_} =$	2.7	m
Longitud inclinada del tramo 2:	$L_{2\setminus} =$	3.19	m
Longitud total - Primer Tramo:	$L_{n1} =$	4.5	m
Longitud total - Segundo Tramo:	$L_{n2} =$	4.5	m
Recubrimiento:	$r =$	2.5	cm
Peso específico del hormigón:	$\gamma_{H^\circ} =$	2500	kg/m ³
Resistencia característica de la sección:	$f_{ck} =$	210	kg/cm ²
Resistencia característica del acero:	$f_{yk} =$	4200	kg/cm ²
Coefficiente de minoración del hormigón:	$\gamma_c =$	1.5	
Coefficiente de minoración del acero:	$\gamma_s =$	1.15	
Coefficiente de mayoración de cargas:	$\gamma_f =$	1.6	
Cuantía mínima:	$w_{min} =$	0.0018	
Sobrecarga por acabados:	SC. acab =	50	kg/m ²
Carga por barandado:	CP. bar =	30	kg/m
Sobrecarga de uso:	SC =	500	kg/m ²

Resistencia de cálculo del hormigón:

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

Resistencia de cálculo del acero:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4200}{1.15} = 3652.17 \quad \text{kg/cm}^2$$

Resistencia a cortante del hormigón:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \cdot \sqrt{140} = 5.92 \quad \text{kg/cm}^2$$

Dimensionamiento

• Primer tramo

- Dimensionamiento de la escalera

a) Espesor de la losa

$$t = \begin{cases} t = \frac{Ln}{20} = \frac{450 \text{ cm}}{20} = 22.50 \text{ cm} \\ t = \frac{Ln}{25} = \frac{450 \text{ cm}}{25} = 18.00 \text{ cm} \end{cases}$$

El espesor será un valor constructivo aproximado al promedio del t calculado

$$t \text{ prom} = 20.25 \text{ cm} \longrightarrow \boxed{t = 20 \text{ cm}}$$

b) Angulo de inclinación de la huella

$$\cos \alpha = \frac{P}{\sqrt{P^2 + Cp^2}} = \frac{30}{\sqrt{30^2 + 17.89^2}} = 0.859$$

c) Altura inicial

$$h = \frac{t}{\cos \alpha} = \frac{20 \text{ cm}}{0.859} = 23.29 \text{ cm} = 23.50 \text{ cm}$$

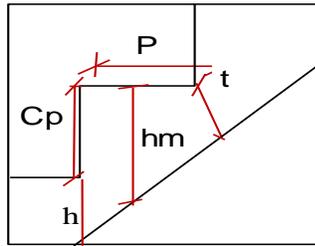
d) Altura media

$$h_m = h + \frac{Cp}{2} = 23.5 + \frac{17.89}{2} = 32.45 \text{ cm}$$

e) Canto útil

$$d = t - r = 20 - 2.5 = 17.50 \text{ cm}$$

f) Diagrama de partes de la escalera



Paso: P =	30.00 cm
Contrapaso: Cp =	17.89 cm
Altura media: hm =	32.45 cm
Espesor de losa: t =	20.00 cm
Canto útil: d =	17.50 cm
α =	30.81°

- Cargas que actúan sobre la escalera

1. Losa de tramo de subida

a) Peso propio de la escalera

$$PP_{1_} = \gamma_H \cdot hm \cdot b = 1378.91 \text{ kg/m}$$

b) Cargas permanentes

$$C.P. acab_{1_} = SC \cdot acab \cdot b = 85 \text{ kg/m}$$

$$C.P. bar_{1_} = 30 \text{ kg/m}$$

$$C.P._{1_} = C.P. acab + C.P. bar = 115 \text{ kg/m}$$

c) Carga de diseño

$$q_{d1_} = SC \cdot b = 850 \text{ kg/m}$$

Carga total (mayorada) en proyección horizontal:

$$q_{u1_} = 1.6(PP_{1_} + C.P. + SC) = 1.6 (1378.91 + 115 + 850)$$

$$q_{u1_} = 3750.26 \text{ kg/m}$$

Peso propio en proyección inclinada mayorada:

$$q_{PP/} = 1.6 \cdot \frac{PP_{1_} + C.P.}{\cos \alpha} \rightarrow \underline{q_{PP/} = 2783 \text{ kg/m}}$$

Sobrecarga total en proyección inclinada mayorada:

$$q_{sc/} = 1.6 \cdot \frac{q_{d1_}}{\cos \alpha} \rightarrow \underline{q_{sc/} = 1583 \text{ kg/m}}$$

Carga total en proyección inclinada:

$$q_{u/} = q_{PP/} + q_{sc/} \rightarrow \underline{q_{u/} = 4366 \text{ kg/m}}$$

2. Losa de descanso

a) Peso propio de la losa

$$PP_{-} = \gamma_{H^{\circ}} \cdot t \cdot b = 850 \quad \text{kg/m}$$

b) Cargas permanentes

$$C.P. \text{ acab} = SC. \text{ acab} \cdot b = 85 \quad \text{kg/m}$$

$$C.P. \text{ bar} = 30 \quad \text{kg/m}$$

$$C.P. = C.P. \text{ acab} + C.P. \text{ bar} = 115 \quad \text{kg/m}$$

c) Carga de diseño

$$q_d = SC \cdot b = 850 \quad \text{kg/m}$$

Peso propio total mayorado:

$$q_{PP_{-}} = 1.6 \cdot (PP_{-} + C.P.) \rightarrow \underline{q_{PP_{-}} = 1544 \quad \text{kg/m}}$$

Sobrecarga total mayorada:

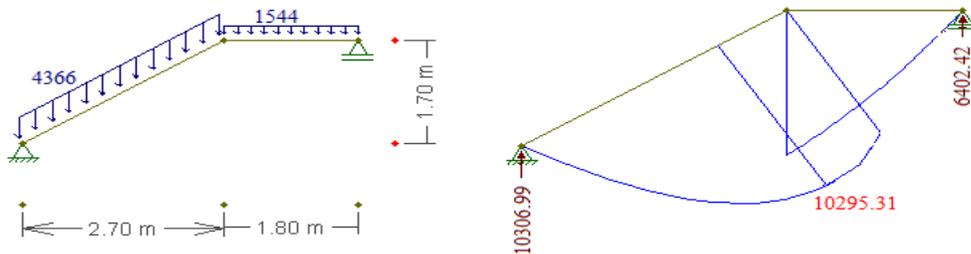
$$q_{d_{-}} = 1.6 \cdot q_d \rightarrow \underline{q_{d_{-}} = 1360 \quad \text{kg/m}}$$

Carga total mayorada:

$$q_{u_{-}} = q_{PP_{-}} + q_{d_{-}} \rightarrow \underline{q_{u_{-}} = 2904 \quad \text{kg/m}}$$

Análisis de cargas para momento positivo y negativo en barras

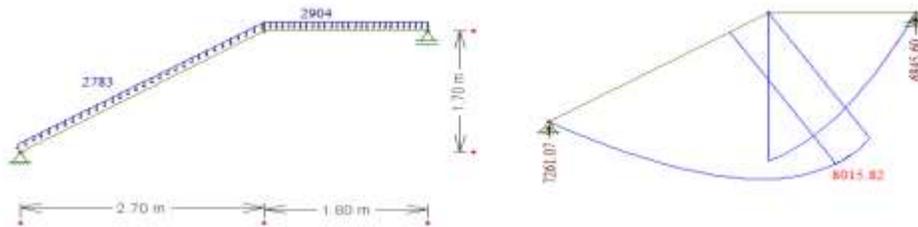
Figura: Escalera con sobrecarga en el tramo inclinado



Fuente: Elaboración propia

$$\begin{aligned} M_{\text{máx}} (+) &= 10295.31 \quad \text{kg}\cdot\text{m} \\ R_a &= 10306.99 \quad \text{kg} \\ R_b &= 6402.42 \quad \text{kg} \\ V_{\text{máx}} &= 8722.11 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

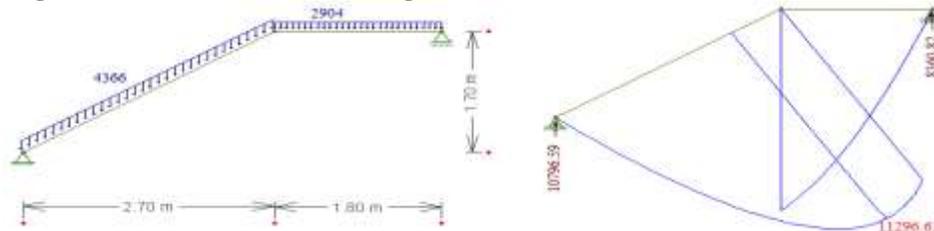
Figura: Escalera con sobrecarga en el tramo de descanso



Fuente: Elaboración propia

$$\begin{aligned}
 M_{\text{máx}(+)} &= 8015.82 \quad \text{kg} \cdot \text{m} \\
 R_a &= 7261.07 \quad \text{kg} \\
 R_b &= 6845.60 \quad \text{kg} \\
 V_{\text{máx}} &= 6845.60 \quad \text{kg}
 \end{aligned}$$

Figura: Escalera con sobrecarga en ambos tramos



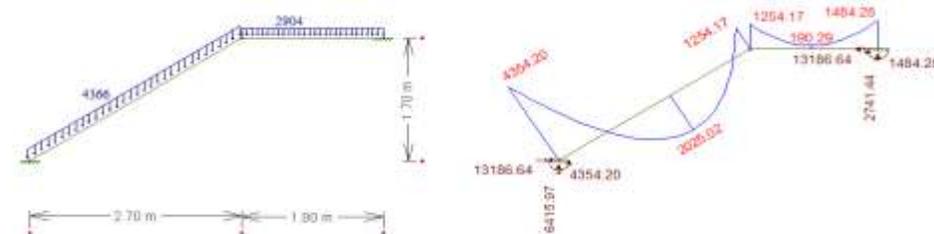
Fuente: Elaboración propia

$$\begin{aligned}
 M_{\text{máx}(+)} &= 11296.63 \quad \text{kg} \cdot \text{m} \\
 R_a &= 10796.59 \quad \text{kg} \\
 R_b &= 8360.82 \quad \text{kg} \\
 V_{\text{máx}} &= 9136.43 \quad \text{kg}
 \end{aligned}$$

Solicitaciones máximas (envolvente)

$$\begin{aligned}
 M_{d(+)} &= 11296.630 \quad \text{kg} \cdot \text{m} \\
 R_a &= 10796.590 \quad \text{kg} \\
 R_b &= 8360.820 \quad \text{kg} \\
 V_{\text{máx}} &= 9136.430 \quad \text{kg}
 \end{aligned}$$

Figura: Análisis del momento de empotramiento



Fuente: Elaboración propia

$$M_{d(-)} = 4354.200 \quad \text{kg} \cdot \text{m}$$

- Armaduras de refuerzo (Momento positivo)

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1129663.00}{170 \cdot 17.5^2 \cdot 140} = 0.1550$$

Cuantía geométrica ws = 0.17

Armadura positiva

$$A_s = ws \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ck}} = 19.22 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s \min} = w_{\min} \cdot b \cdot d = 0.0018 \cdot 170 \cdot 17.5 = 5.36 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida A_s = 19.22 cm²

Armadura a utilizar: 17 Φ 12 mm = 19.23 cm² **Cumple**

Disposición de las armaduras

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - \Phi}{N_{barras} - 1} = \frac{170 - 2 \cdot 2.5 - 1.2}{17 - 1} = 10.24 \text{ cm}$$

$$s = 10 \text{ cm}$$

Armadura positiva: 17 Φ 12 mm c/ 10 cm

- Armaduras de refuerzo (Momento negativo)

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{435420.00}{170 \cdot 17.5^2 \cdot 140}$$

$$\mu_d = 0.0597$$

Cuantía geométrica ws = 0.0627

Armadura negativa

$$A_s = ws \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ck}} = 7.15 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$(-)A_{s \min} = w_{\min} \cdot b \cdot d = 0.0018 \cdot 170 \cdot 17.5 = 5.36 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida $A_s = 7.150 \text{ cm}^2$

Armadura a utilizar: $15 \Phi 8 \text{ mm} = 7.54 \text{ cm}^2$ **Cumple**

Disposición de las armaduras

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - \Phi}{N_{barras} - 1} = \frac{170 - 2 \cdot 2.5 - 0.8}{15 - 1} = 11.73 \text{ cm}$$

$s = 10 \text{ cm}$

Armadura negativa: $15 \Phi 8 \text{ mm c/ } 10 \text{ cm}$

- Refuerzo transversal por temperatura

$$L_1 = L_{1/} + L_{-} = 499 \text{ cm}$$

$$A_{st} = w_{min} \cdot L_1 \cdot d = 0.0018 \cdot 499 \cdot 17.5 = 15.72 \text{ cm}^2$$

Armadura a utilizar: $32 \Phi 8 \text{ mm} = 16.08 \text{ cm}^2$ **Cumple**

Disposición de las armaduras

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - \Phi}{N_{barras} - 1} = \frac{499 \text{ cm} - 2 \cdot 2.5 - 0.8}{32 - 1} = 15.91 \text{ cm}$$

$s = 15 \text{ cm}$

Armadura transversal por temperatura: $32 \Phi 8 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm}$

- Refuerzo longitudinal

$$A_{s \text{ min long}} = w_{min} \cdot b \cdot d = 0.0018 \cdot 170 \cdot 17.5 = 5.36 \text{ cm}^2$$

Armadura a utilizar: $13 \Phi 8 \text{ mm} = 6.53 \text{ cm}^2$ **Cumple**

Disposición de las armaduras

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - \Phi}{N_{barras} - 1} = \frac{170 \text{ cm} - 2 \cdot 2.5 - 0.8}{13 - 1} = 13.68 \text{ cm}$$

$s = 10 \text{ cm}$

Refuerzo longitudinal: $13 \Phi 8 \text{ mm c/ } 10 \text{ cm}$

- Verificación al corte

$$\text{Cortante máxima de servicio: } V_{\text{máx}} = 8722.11 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante mayorado: } V_d = 13955.38 \text{ kg}$$

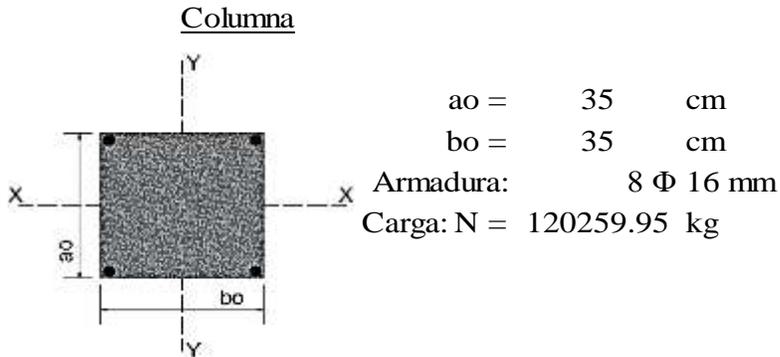
$$\text{Cortante resistido por el hormigón: } V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 17600.34 \text{ kg}$$

Comprobación si necesita o no armadura transversal

$$V_d = 13955.38 \text{ kg} < V_{cu} = 17600.34 \text{ kg} \quad \text{No necesita armadura transversal}$$

3.8.4 Estructuras de cimentación

Memoria de cálculo: Zapata de H°A° sometida a la carga más desfavorable



Tensión admisible sobre el terreno: $\sigma_{adm} = 1.19 \text{ kg/cm}^2$

Propiedades de los materiales

Resistencia característica del acero:	$f_{yk} = 4200$	kg/cm^2
Resistencia característica del hormigón:	$f_{ck} = 210$	kg/cm^2
Coef. de seguridad para el acero:	$\gamma_s = 1.15$	
Coef. de seguridad para el hormigón:	$\gamma_c = 1.50$	
Coef. de mayoración de cargas:	$\gamma_f = 1.60$	

Resistencia de cálculo del hormigón:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210}{1.5} = 140.00 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de cálculo del acero:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4200}{1.15} = 3652.17 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a cortante del hormigón:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \cdot \sqrt{140.00} = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

a) Dimensionamiento:

Dimensionamiento en planta:

Se asumirá que la zapata tiene una sección cuadrada, por tanto:

$$a = b \longrightarrow A = a^2 = b^2$$

$$\sigma_{adm} = \frac{1.05 \cdot N}{a \cdot b} = \frac{1.05 \cdot N}{a^2}$$

$$a = \sqrt{\frac{1.05 \cdot N}{\sigma_{adm}}} = 290.1 \quad \text{cm}$$

a = b = 290 cm

Presión admisible del terreno sobre la zapata

$$\sigma_t = \frac{N}{a \cdot b} = \frac{120259.95}{290 \cdot 290}$$

$$\sigma_t = 1.17 \quad \text{kg/cm}^2$$

Cálculo del canto de la zapata:

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_t} = 10.34$$

Datos:

$$a_o = 35 \quad \text{cm}$$

$$b_o = 35 \quad \text{cm}$$

$$a = 290 \quad \text{cm}$$

$$b = 290 \quad \text{cm}$$

$$k = 10.343$$

El canto de la zapata no debe ser menor que el mayor de los calculados a continuación:

$$h \geq \begin{cases} d_2 = \sqrt{\frac{a_o \cdot b_o}{4} + \frac{a \cdot b}{2k - 1} - \frac{a_o + b_o}{4}} = 50.16 \quad \text{cm} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (a - a_o)}{4 + k} = 35.56 \quad \text{cm} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (a - a_o)}{4 + k} = 35.56 \quad \text{cm} \end{cases}$$

El h adoptado es:	h = 55 cm
-------------------	-----------

Por lo tanto d será calculado de la siguiente manera:

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

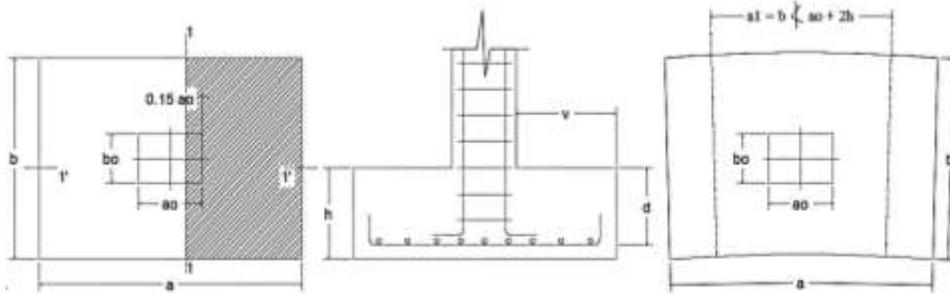
$$r = 5 \quad \text{cm}$$

$$\Phi = 16 \quad \text{mm}$$

$$d = h - r - \frac{\Phi}{2} = 49.20 \quad \text{cm}$$

b) Determinación de las armaduras: Momentos en las secciones 1-1 y 1'-1'

Figura: Cálculo a flexión de una zapata flexible



Fuente: Jiménez Montoya, P. (2000). *Hormigón Armado - Decimocuarta edición*. Editorial Gustavo Gili S.A. España.

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

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

$$a = 290 \text{ cm}$$

$$b = 290 \text{ cm}$$

$$d = 49 \text{ cm}$$

$$N = 120259.95 \text{ kg}$$

$$\gamma_f = 1.6$$

$$M_{ad} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot a} \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 \cdot a_o \right)^2 = 5846313.06 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_{bd} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot b} \cdot \left(\frac{b - b_o}{2} + 0.15 \cdot b_o \right)^2 = 5846313.06 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Para el lado a

Momento reducido

$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{5846313.06}{290 \cdot 49.20^2 \cdot 140.00} = 0.059$$

Cuantía geométrica

$$w_a = \mu_a \cdot (1 + \mu_a) = 0.0595 \cdot (1 + 0.0595) = 0.063$$

Armadura necesaria

$$A_{s(a)} = w_a \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ck}} = 0.063 \cdot 290 \cdot 49.20 \cdot \frac{140.00}{3652.17}$$

$$A_{s(a)} = 34.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armadura a utilizar: } 18 \Phi 16 \quad A_{s \text{ prov}} = 36.191 \text{ cm}^2$$

Para el lado a se utilizará la siguiente armadura:

18 Φ 16 mm c/ 16 cm

Para el lado b

Momento reducido

$$\mu_b = \frac{M_{bd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{5846313.06}{290 \cdot 49.20^2 \cdot 140} = 0.059$$

Cuantía geométrica

$$w_b = \mu_b \cdot (1 + \mu_b) = 0.0595 \cdot (1 + 0.0595) = 0.063$$

Armadura necesaria

$$A_{s(b)} = w_a \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ck}} = 0.063 \cdot 290 \cdot 49 \cdot \frac{140.0}{3652.2}$$

$$A_{s(b)} = 34.48 \text{ cm}^2$$

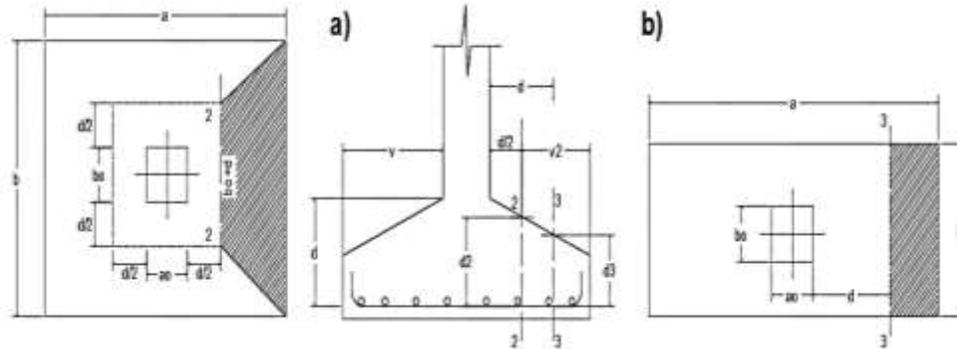
Armadura a utilizar: 18 Φ 16 $A_{sprov} = 36.191 \text{ cm}^2$

Para el lado b se utilizará la siguiente armadura:

18 Φ 16 mm c/ 16 cm

c) Verificación a cortante y punzonamiento:

Figura: Comprobaciones al cortante y punzoamiento



Fuente: Jiménez Montoya, P. (2000). Hormigón Armado - Decimocuarta edición. Editorial Gustavo Gili S.A. España.

Vuelo: $v = 127.5 \text{ cm} > 110.0 \text{ cm} = 2 h$

Zapata flexible, se verifica por corte en la sección 3-3

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

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

$$a = 290 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 b &= 290 & \text{cm} \\
 d &= 49.20 & \text{cm} \\
 N &= 120106 & \text{kg} \\
 \gamma_f &= 1.6 \\
 d_2 &= 50.12 & \text{cm} \\
 d_3 &= 35.52 & \text{cm} \\
 f_{vd} &= 5.92 & \text{kg/cm}^2 \\
 f_{vd} &= 5.92 & \text{kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right) \leq d_3 \cdot f_{vd}$$

$$178.916 \leq 210.165 \quad \text{Cumple}$$

Verificación por punzonamiento en la sección Ac:

$$Ac = 2 \cdot (a_o + d + b_o + d) \cdot d_2 = 16880.58 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \cdot [a \cdot b - (a_o + d) \cdot (b_o + d)] \leq Ac \cdot 2 \cdot f_{vd}$$

$$175968.99 \leq 199733.77 \quad \text{Cumple}$$

d) Comprobación de adherencia:

$$\text{Vuelo: } v = 130.0 \text{ cm} > 110.0 \text{ cm} = 2h$$

$$\text{Zapata flexible: } v > 2h; k = 2$$

$$\text{Armadura para el lado a: } 18 \Phi 16 \text{ mm}$$

$$\text{Armadura para el lado b: } 18 \Phi 16 \text{ mm}$$

$$k = 2.00$$

Lado: a

$$V_{da} = \frac{\gamma_f \cdot N}{a} \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 \cdot a_o \right) = 87966.947 \text{ kg}$$

$$\tau_{ba} = \frac{V_{da}}{0.9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \Phi} \leq f_{bd} = k \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$$21.96 \leq 53.92 \quad \text{Cumple}$$

Lado: b

$$V_{db} = \frac{\gamma_f \cdot N}{b} \cdot \left(\frac{b - b_o}{2} + 0.15 \cdot b_o \right) = 87966.947 \text{ kg}$$

$$\tau_{ba} = \frac{V_{db}}{0.9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \Phi} \leq f_{bd} = k \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$$21.96 \leq 53.92 \quad \text{Cumple}$$

3.8.5 Juntas de dilatación

Las juntas de dilatación están calculadas en el Anexo 4.

3.9 Desarrollo de estrategia para la ejecución del proyecto

3.9.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas serán realizadas únicamente para los elementos estructurales del proyecto. Estas se encuentran en el Anexo 9.

3.9.2 Cómputos métricos

El objeto que cumplen los cómputos métricos es el de establecer volúmenes de obra y costos parciales.

El trabajo se divide por etapas, cada una de las cuales constituye un rubro del presupuesto, esta clasificación por ítem está hecha con criterio de separar todas las partes de costo diferente ya que sirve como lista indicativa de los trabajos ejecutados.

El cómputo métrico desarrollado para cada ítem se detalla en el Anexo 10.

3.9.3 Precios unitarios

Para realizar el análisis de precios unitarios se incluyeron varios componentes como ser indicaciones de cantidades y costos de materiales, transportes, desperdicios, rendimientos, costo de mano de obra, etc.

Los precios unitarios se hallan detallados en el Anexo 10.

3.9.4 Presupuesto general de la obra

El presupuesto general de la obra se realizó con las cantidades de obra calculadas en los cómputos métricos y los precios unitarios para cada actividad.

Este presupuesto se encuentra a detalle en el Anexo 10.

3.9.5 Cronograma de ejecución de obra

De acuerdo con los volúmenes de obra, el cronograma de ejecución se presenta en el Anexo 10, por medio de un diagrama de barras Gantt, el cual permite apreciar la ruta crítica de la obra, el tiempo requerido para la ejecución de cada una de las actividades y el tiempo total de ejecución.

4. APORTE ACADEMICO DEL ESTUDIANTE

El presente capítulo desarrolla la metodología de cálculo para el sistema de escaleras autoportante, contrastando así con el sistema convencional para poder brindar un análisis comparativo entre las distintas opciones que se pueden tomar en cuenta en un diseño estructural.

4.1 Alcance

El aporte del presente proyecto se limitará a la realización de una memoria de cálculo para un sistema de escaleras autoportantes. Asimismo, se efectuará el análisis comparativo, tomando en cuenta los metrados y costos de ejecución de este sistema y el sistema de escaleras común, escaleras de losa.

4.2 Marco teórico

Los sistemas de escaleras autoportantes son aquellos que se basan en el hecho de que están conformados por dos tramos de losas de hormigón escalonadas y colocadas en sentido contrario, con sujeción o apoyos empotrados por sus extremos a un elemento rígido y con una losa descanso, en voladizo, que es la unión horizontal entre ambos tramos, es decir, no llevan ningún apoyo adicional intermedio ni lateral.

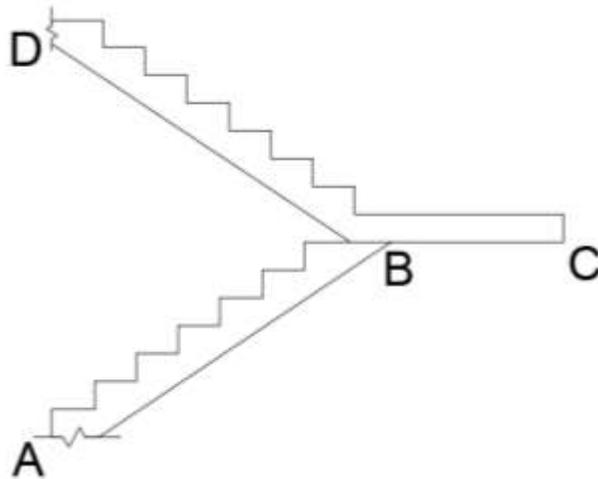
Las cargas aplicadas en el tramo inferior de la escalera generan tensión en el tramo superior mientras que las aplicadas en el superior, generan compresión en el inferior. Puesto que el concreto es eficiente en compresión, el tramo inferior se diseña sólo por flexión. Sin embargo, el tramo superior se diseña como un elemento sometido a flexión y tracción.

Por su parte, la losa del descanso está sometida no sólo a la flexión generada por las cargas que actúan directamente sobre ella, sino a la torsión generada por las fuerzas de tensión y compresión en los tramos superior e inferior de la escalera. Para que este torsor sea lo menor posible, el refuerzo provisto para resistir la tensión en el tramo

superior debe distribuirse lo más cerca posible del borde interior del elemento. De este modo se busca reducir el brazo de palanca del par.

El análisis se hace como si fuera una estructura articulada. Si se supone que el punto B no sufre desplazamiento, se considerara un apoyo ficticio en dicho punto, calculándose así el diagrama de momentos y el área de acero respectivo.

Figura 26: Sistemas de escaleras autoportantes



Fuente: Fernández Chea, C. A. (1998). *Análisis y Diseño de Escaleras*. Perú.

El análisis de escaleras autoportantes se debe verificar en los siguientes estados:

ESTADO 1: Flexión simple en la rampa superior.

ESTADO 2: Flexión simple en la rampa inferior.

ESTADO 3: Flexo-tracción en la rampa superior

ESTADO 4: Flexo-compresión en la rampa inferior.

ESTADO 5: Flexión vertical en el descanso y torsión.

ESTADO 6: Flexión horizontal en el descanso y torsión.

ESTADO 7: Esfuerzo axial en las rampas superior e inferior.

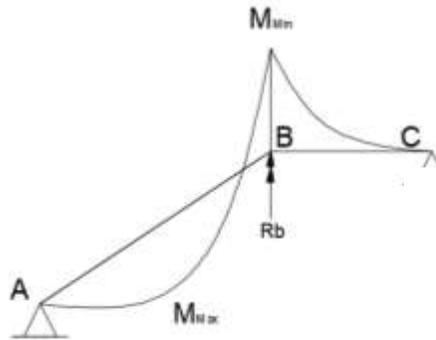
ESTADO 8: Momento debido al empotramiento en el apoyo superior.

ESTADO 9: Momento debido al empotramiento en el apoyo inferior.

4.2.1 Estado flexión simple – Estados 1 y 2

Para realizar el análisis de flexión simple, se separa la escalera en dos tramos aislados. Para evitar desplazamiento al inicio del descanso, se coloca un apoyo ficticio en “B”. De esta manera, se genera un diagrama de momentos en la viga, similar al que se muestra en la siguiente figura:

Figura 27: Diagrama de momentos en escalera



Fuente: Fernández Chea, C. A. (1998). *Análisis y Diseño de Escaleras*. Perú.

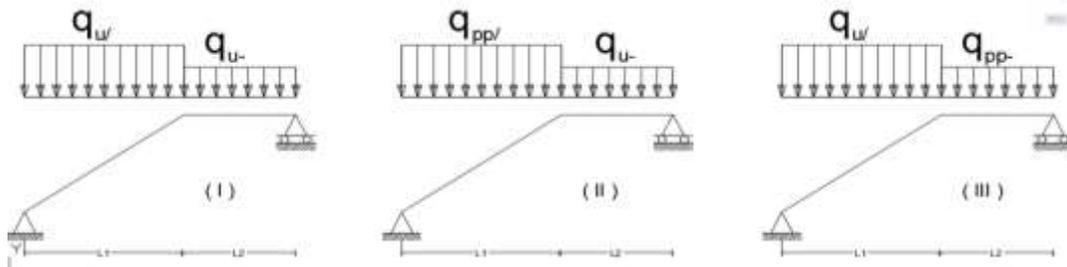
Para obtener los M_{\max} , M_{\min} , R_A y R_B , se realiza un análisis tomando las siguientes hipótesis de cargas, adoptando la envolvente resultante.

Hipótesis I: $q_{u/}$; q_{u-}

Hipótesis II: $q_{pp/}$; q_{u-}

Hipótesis III: $q_{u/}$; q_{pp-}

Figura 28: Hipótesis de carga en escaleras



Fuente: Elaboración propia

Para la envolvente de los tres casos se usa los máximos resultantes.

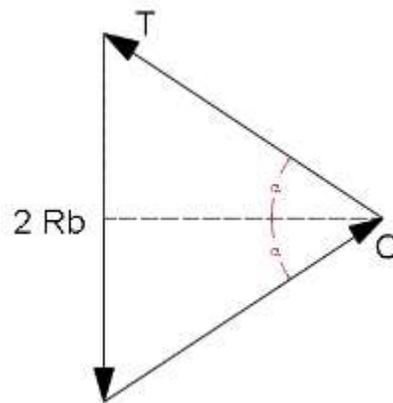
Flexión simple en las rampas inferior y superior, se calcula a partir de los momentos de diseño, calculando posteriormente el momento reducido de cálculo, la cuantía y las armaduras.

$$M_{max} \rightarrow \mu \rightarrow \omega_s \rightarrow A_s$$

4.2.2 Estados de flexotracción y flexocompresión - Estados 3 y 4.

Para este análisis, se idealiza la escalera como marco plano compuesto por ejes longitudinales de los elementos de la escalera. El valor de flexotracción es igual al de flexocompresión por la geometría simétrica en las dos rampas de la escalera.

Figura 29: Fuerzas de tracción y compresión en las rampas de la escalera



Fuente: Fernández Chea, C. A. (1998). *Análisis y Diseño de Escaleras*. Perú.

En este modelo, la reacción en B sería igual a la suma de las reacciones de los dos tramos separados. Realizando sumatoria de fuerzas en el punto B se tiene:

$$2 \cdot Rb = T \cdot \text{sen}(\alpha) + C \cdot \text{sen}(\alpha) \quad (63)$$

Expresando la reacción Rb por unidad de longitud

$$Rb = rb \cdot b \quad (64)$$

Flexocompresión en la rampa superior y flexotracción en rampa inferior

$$T = C = \frac{Rb \cdot (b+m)}{\text{sen } \alpha} \quad (65)$$

Cálculo del momento:

$$Md = \frac{T \cdot (b+m)}{2} \quad (66)$$

Una vez calculado el momento se debe verificar si las piezas cumplen la sollicitación a flexocompresión y flexotracción, tomando el mayor momento para el cálculo.

a) Verificación a flexocompresión

$$f = \pm \frac{6M}{t * b^2} + \frac{T}{t * b} \begin{cases} +f \leq 0.85 * f'c \\ -f \leq 0.21(fck)^{2/3} \end{cases}$$

b) Verificación a flexotracción

$$f = \pm \frac{6M}{t * b^2} - \frac{T}{t * b} \begin{cases} +f \leq 0.85 * f'c \\ -f \leq 0.21(fck)^{2/3} \end{cases}$$

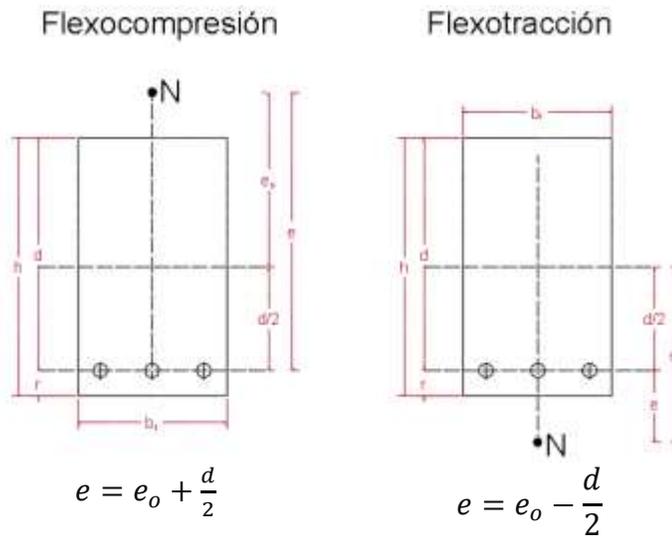
Con los valores máximos de momento y de la fuerza de tracción o compresión, se calcula la excentricidad referida al centro geométrico de la sección (e_o).

$$e_o = \frac{Md}{Nd} \quad (67)$$

Donde Nd puede ser el valor de T o C.

Excentricidad “e” referida a la armadura de tracción, es diferente para flexotracción y flexocompresión.

Figura 30: Excentricidades de cálculo



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Donde:

$h = b$ = Base de la rampa.

d = Canto útil.

r = Recubrimiento.

$br = t$ = Ancho de rampa.

Nd = Tracción o compresión.

Nuevo momento de cálculo a partir de la excentricidad respecto a la armadura de tracción:

$$Md = Nd \cdot e \quad (68)$$

Normal reducida de cálculo

$$v_d = \frac{Nd}{t \cdot d \cdot f_{cd}} \quad (69)$$

A partir del rango en el que se encuentre el momento reducido de cálculo, se determina la cuantía de acero que se utilizará, tal como se indica en las siguientes condiciones:

Si:
$$\mu < \mu_{lim} \rightarrow \omega_{s_1} = \omega - v_d \quad (70)$$

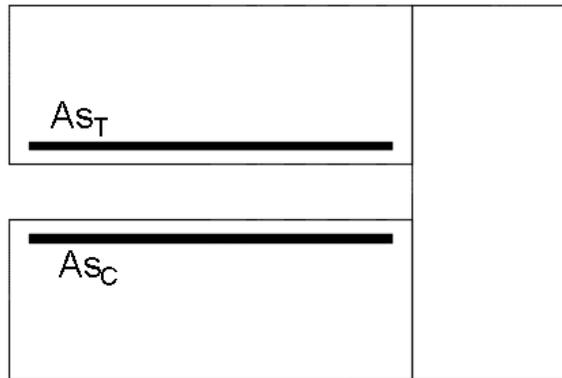
Si: $\mu > \mu_{lim} \rightarrow \omega_{s_2} = \omega_{lim} + \omega_{s_2} - \nu_d$ (71)

$$\omega_2 = \frac{\mu_d - \mu_{lim}}{1 - \delta} \quad (72)$$

$$\delta = r/d \quad (73)$$

Las armaduras, tanto para la zona traccionada como para la comprimida, se calculan a partir de los momentos de diseño, los momentos reducidos de cálculo y las cuantías geométricas.

Figura 31: Posición de armaduras de flexotracción y flexocompresión en rampas



Fuente: Elaboración propia

4.2.3 Estados de flexión vertical y horizontal en el descanso – Estados 5 y 6

- Flexión vertical en el descanso (Estado 5)

A partir del centro de la rampa, se calcula el momento resultante para cada tramo y, con este momento, se determina las armaduras de flexión vertical:

$$Rb \rightarrow M = \frac{Rb \cdot b \cdot (b+m)}{2} \rightarrow \mu \rightarrow \omega_s \rightarrow A_s$$

- Flexión horizontal en el descanso (Estado 6).

Calculando las componentes horizontales que generan esfuerzos en el descanso, se puede determinar la flexión horizontal en éste.

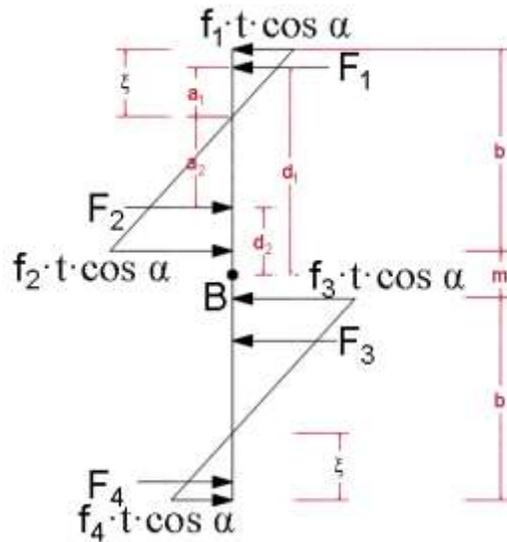
$$f_1 \cdot t \cdot \cos \alpha = \frac{Rb}{tg \alpha} \cdot \left[1 - \frac{3 \cdot (b+m)}{b} \right] \quad (74)$$

$$f_2 \cdot t \cdot \cos \alpha = \frac{Rb}{tg \alpha} \cdot \left[1 - \frac{3 \cdot (b+m)}{b} \right] \quad (75)$$

$$f_3 \cdot t \cdot \cos \alpha = -\frac{Rb}{tg \alpha} \cdot \left[1 - \frac{3 \cdot (b+m)}{b} \right] \quad (76)$$

$$f_4 \cdot t \cdot \cos \alpha = -\frac{Rb}{tg \alpha} \cdot \left[1 - \frac{3 \cdot (b+m)}{b} \right] \quad (77)$$

Figura 32: Esfuerzos internos en el descanso

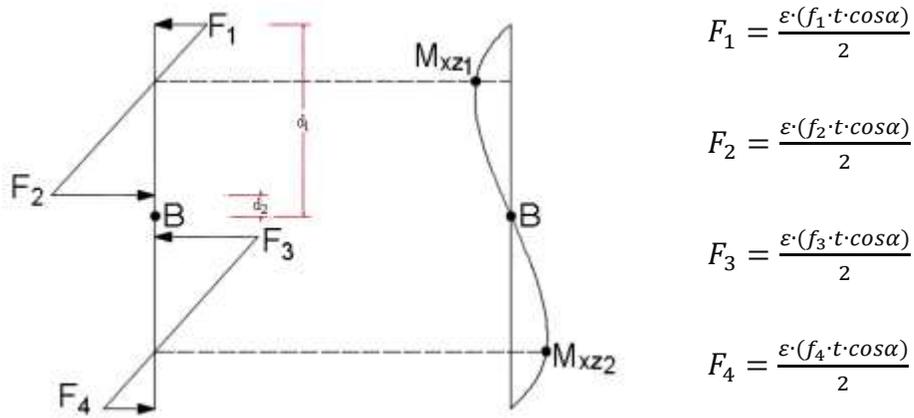


$$\varepsilon = b \cdot \frac{abs|f_1|}{abs|f_1| + abs|f_2|}$$

Fuente: Elaboración propia

A partir de las resultantes de las fuerzas, se determina los momentos de cálculo para la flexión horizontal, como se muestra en la siguiente figura:

Figura 33: Diagrama de esfuerzos y momentos



Fuente: Elaboración propia

Aplicando los momentos calculados y comparándolos con la resistencia a tracción del hormigón, se determina si el hormigón es capaz de resistir o no toda la sollicitación.

$$\sigma = \frac{M_{xz} \cdot c}{I} \leq 0.30 \cdot \sqrt[3]{fck^2} \rightarrow Si \begin{cases} (1) \leq (2) \rightarrow \text{El H}^\circ \text{ resiste el momento} \\ (1) \geq (2) \rightarrow \text{El H}^\circ \text{ no resiste el momento} \end{cases}$$

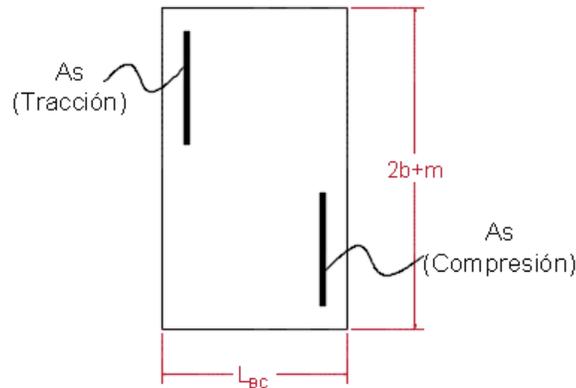
Donde:

$$I = \text{Inercia de la sección} : I = \frac{b \cdot t^3}{12}$$

$c =$ Distancia a la fibra más traccionada: $c = t/2$

En el caso de que el hormigón no resista el momento en su totalidad, se debe calcular la armadura necesaria. En caso de que resista, se debe colocar únicamente una armadura mínima.

Figura 34: Disposición de armaduras para tracción y compresión en el descanso

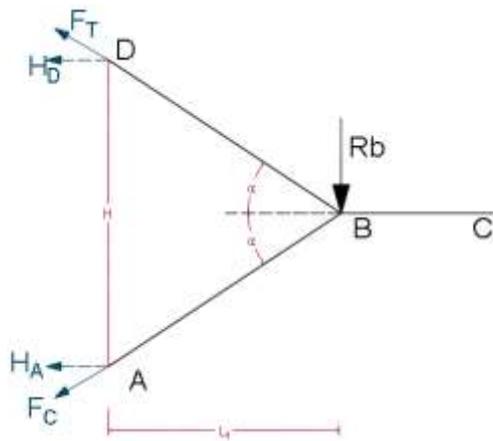


Fuente: Elaboración propia

4.2.4 Esfuerzos axiales en rampas superior e inferior – Estado 7

Se realiza el análisis a partir de un pórtico plano que representa a el perfil de la escalera. Se realiza la sumatoria de momentos en los apoyos A y D, aplicando la reacción en B como si fuera una carga (ya que este apoyo es ficticio y por lo tanto existirá un desplazamiento), esto genera esfuerzos internos.

Figura 35: Fuerzas axiales en rampas



Fuente: Elaboración propia

$$\sum M_A = 0 \rightarrow Rb \cdot L_1 - H_D \cdot H = 0 \rightarrow H_D = \frac{Rb \cdot L_1}{H} \quad (78)$$

$$\sum M_D = 0 \rightarrow -Rb \cdot L_1 + H_A \cdot H = 0 \rightarrow H_A = \frac{Rb \cdot L_1}{H} \quad (79)$$

$$F_C \text{ o } F_T = \frac{H}{\cos \alpha} \quad (80)$$

4.2.4.1 Cálculo de armadura para tracción axial

Una vez calculados las fuerzas axiales, se procede al cálculo de armadura para tracción axial, la resistencia a tensión del hormigón se desprecia, por lo tanto, el acero se encarga de soportar las tensiones, de ésta manera tenemos:

$$A_T = \frac{F_T}{f_{yd}} \quad (81)$$

4.2.4.2 Cálculo de la compresión axial

Todas las fibras de la sección del hormigón están sometidas a compresión, de acuerdo a como se indica en la siguiente condición:

$$\frac{F_C}{b \cdot r} \leq 0.85 \cdot f_{cd}$$

En caso de considerar la tensión del acero, ésta deberá tomar por lo menos el 10% de la carga, pero no sobrepasará la carga que soporta el hormigón, como se indica en la siguiente condición:

$$f_{yd} \cdot A'_s \geq 0.10 \cdot F_C$$

4.2.5 Momentos debido a empotramientos en apoyos – Estados 8 y 9

Debido a que el apoyo en el punto B es ficticio, se generarán deformaciones en ese punto y por lo tanto se deben realizar dos análisis de deformaciones. Ambos análisis generan deformaciones iguales:

$$\delta_{T1} = \delta_{T2} \quad (82)$$

4.2.5.1 Análisis 1

La deformación total será la suma de los efectos de tensión axial y de flexión en el marco.

$$\delta_{TOTAL} = \delta_{TENSION AXIAL} + \delta_{FLEXION} \quad (83)$$

- Acortamiento – Alargamiento por tensión axial

Debido a las fuerzas de tracción y compresión, se genera el alargamiento o el acortamiento

$$\Delta L_{RI} = \Delta L_{RS} = \frac{N \cdot L}{A \cdot E} \quad (84)$$

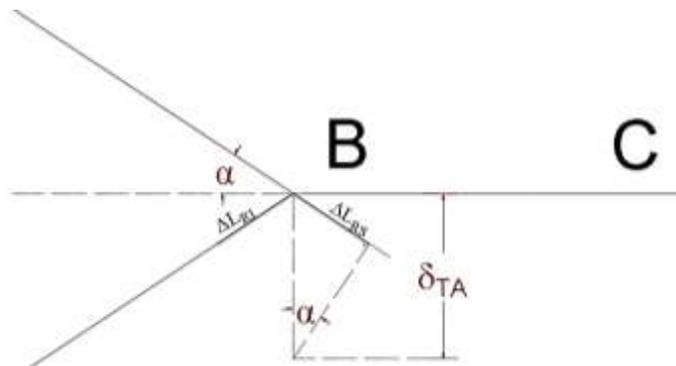
Donde N es T o C. Por lo tanto, reemplazando valores, se tiene:

$$\Delta L = \frac{rb \cdot L}{\text{sen} \alpha \cdot t \cdot E} \quad (85)$$

- Deformación por tensión axial (δ_{TA})

La tensión axial produce un desplazamiento en el punto B, detallado en la siguiente figura:

Figura 36: Deformación por tensión axial



Fuente: Elaboración propia

Del grafico tenemos:

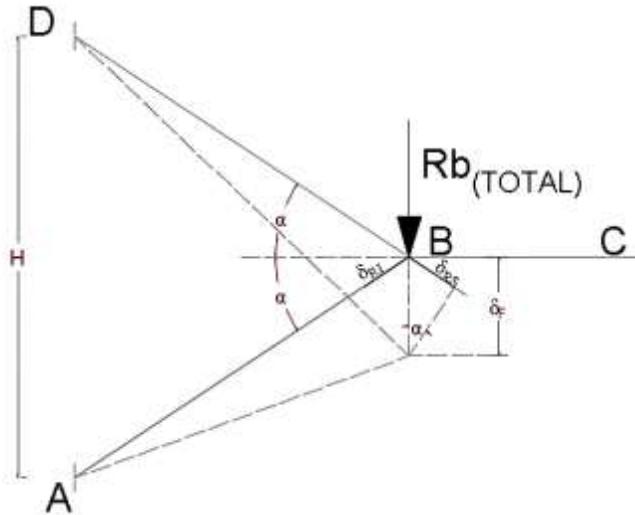
$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{\Delta L}{\delta_{TA}} \quad (86)$$

$$\delta_{TA} = \frac{rb \cdot L}{\operatorname{sen}^2 \alpha \cdot t \cdot E} \quad (87)$$

- Deformación por flexión (δ_F).

La flexión en las rampas produce desplazamiento en el punto B, las deformaciones de la rampa superior e inferior son iguales como indica la figura xx

Figura 37: Deformación por flexión



Fuente: Elaboración propia

Aplicando la ley de Hooke obtenemos:

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \quad (88)$$

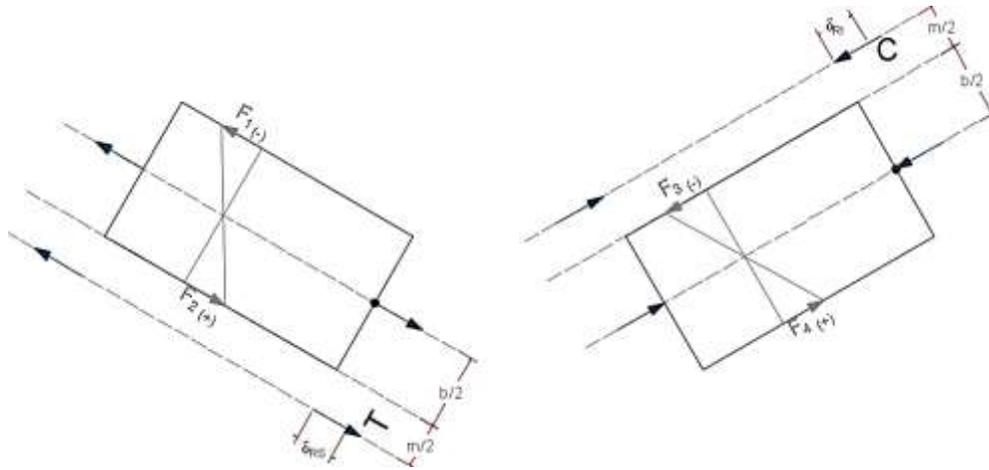
Reemplazando la deformación unitaria:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{\delta_{fRS}}{L_{BD}} = \frac{\delta_{fRI}}{L_{BA}} = \frac{\delta_f}{L} \quad (89)$$

Finalmente, la deformación por flexión está dada por la siguiente expresión.

$$\delta_f = \frac{\sigma \cdot L}{E} \quad (90)$$

Figura 38: Deformaciones en rampas superior e inferior



Fuente: Elaboración propia

A partir del diagrama anterior se determina el momento con la siguiente ecuación:

$$M = T \cdot \frac{b+m}{2} = \frac{r \cdot b \cdot b}{\text{sen} \alpha} \cdot \frac{b+m}{2} \quad (91)$$

Con el momento, la inercia y del eje neutro a la fibra más traccionada, se puede aplicar la fórmula de esfuerzos internos por flexión

$$\sigma = \frac{M \cdot c}{I} \quad (92)$$

Reemplazando valores en la ecuación anterior se obtiene:

$$\sigma = \frac{3 \cdot r \cdot b \cdot (b+m)^2}{\text{sen} \alpha \cdot t \cdot b^2} \quad (93)$$

Por lo tanto, reemplazando valores en la *ecuación (90)*, se determina el alargamiento o acortamiento y por lo tanto se puede establecer la deformación total por flexión:

$$\delta_f = \frac{3 \cdot r \cdot b}{\text{sen} \alpha} \cdot \frac{(b+m)^2}{t \cdot b} \cdot \frac{L}{E} \quad (94)$$

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{\delta_f}{\delta_F} \rightarrow \delta_F = \frac{3 \cdot r_b}{\operatorname{sen}^2 \alpha} \cdot \frac{(b+m)^2}{t \cdot b} \cdot \frac{L}{E} \quad (95)$$

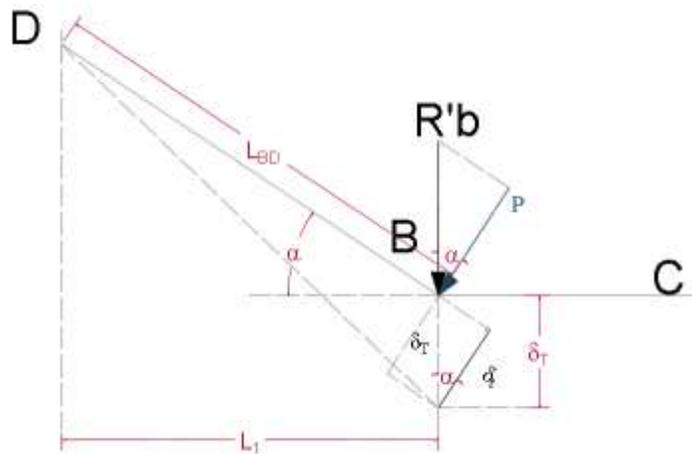
Una vez definidas las deformaciones por tensión axial y por flexión, se puede calcular una fórmula simplificada para el cálculo de la deformación total para el análisis 1.

$$\delta_{T1} = \frac{r_b \cdot L}{\operatorname{sen}^2 \alpha \cdot E \cdot t} \cdot \left[1 + \frac{3(b+m)^2}{b^2} \right] \quad (96)$$

4.2.5.2 Análisis 2

Para este análisis se considera la escalera, en dos tramos separados, cada uno como una viga en voladizo sometida a la acción de una carga R_B .

Figura 39: Deformaciones en viga empotrada a partir de una carga



Fuente: Elaboración propia

La flecha máxima para viga empotrada en un extremo y con una carga puntual en el otro, está dada por la siguiente expresión:

$$\delta_t = \frac{P \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad (97)$$

Siendo para este caso L las longitudes de los tramos AB y BD, I es la inercia de la sección (siendo b la base y t la altura), y la carga P es la siguiente:

$$P = r'_b \cdot b \cdot \cos \alpha \quad (98)$$

Por lo tanto, calculando la deformación vertical producida por la carga, se llega a la ecuación simplificada siguiente:

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{\delta_T}{\delta_{T2}} \rightarrow \delta_{T2} = \frac{4 \cdot r'_b \cdot L^3}{E \cdot t^3} \quad (99)$$

Como el desplazamiento en ambos análisis es el mismo, como lo indica la *ecuación* (82), a partir de igualar ambos se obtiene una ecuación simplificada para poder calcular la carga por unidad de longitud que genera los momentos de empotramiento.

$$r'_B = \frac{r_b \cdot t^2}{\operatorname{sen}^2 \alpha \cdot 4 \cdot L^2} \cdot \left[1 + \frac{3(b+m)^2}{b^2} \right] \quad (100)$$

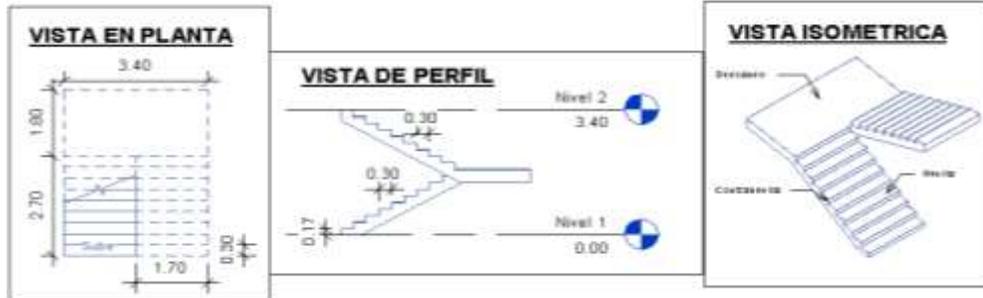
El análisis de deformación se aplica, de igual manera, al tramo inferior, por lo que con la carga r'_b , se calcula el momento de empotramiento en A y D.

$$M_{emp} = r'_b \cdot b \cdot L_1 \quad (101)$$

4.3 Cálculo de sistemas de escaleras autoportantes

Memoria de cálculo: Escaleras autoportantes

Figura: Geometría de la escalera



Fuente: Elaboración propia

Datos:

Desnivel:	$h =$	3.4	m
Ancho del tramo de escalera:	$b =$	1.7	m
Huella:	$P =$	30	cm
Contrahuella:	$C_p =$	17	cm
Longitud horizontal del tramo 1:	$L_{1_} =$	2.7	m
Longitud inclinada del tramo 1:	$L_{1/} =$	3.19	m
Longitud horizontal de losa de descanso:	$L_{_} =$	1.8	m
Longitud horizontal del tramo 2:	$L_{2_} =$	2.7	m
Longitud inclinada del tramo 2:	$L_{2\setminus} =$	3.19	m
Longitud total - Primer Tramo:	$L_{n1} =$	4.5	m
Longitud total - Segundo Tramo:	$L_{n2} =$	4.5	m
Separación entre rampas:	$m =$	0	m
Recubrimiento:	$r =$	2.5	cm
Peso específico del hormigón:	$\gamma_{H^{\circ}} =$	2500	kg/m ³
Resistencia característica de la sección:	$f_{ck} =$	210	kg/cm ²
Resistencia característica del acero:	$f_{yk} =$	4200	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del hormigón:	$E =$	345000	kg/cm ²
Coefficiente de minoración del hormigón:	$\gamma_c =$	1.5	
Coefficiente de minoración del acero:	$\gamma_s =$	1.15	
Coefficiente de mayoración de cargas:	$\gamma_f =$	1.6	
Cuantía mínima:	$w_{min} =$	0.0018	
Sobrecarga por acabados:	SC. acab =	50	kg/m ²
Carga por barandado:	CP. bar =	30	kg/m
Sobrecarga de uso:	SC =	500	kg/m ²

Resistencia de cálculo del hormigón:

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

Resistencia de cálculo del acero:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4200}{1.15} = 3652.17 \quad \text{kg/cm}^2$$

Resistencia a cortante del hormigón:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \cdot \sqrt{140} = 5.92 \quad \text{kg/cm}^2$$

Dimensionamiento

• Primer tramo = Segundo tramo

- Dimensionamiento de la escalera

a) Espesor de la losa

$$t = \frac{Ln}{20} = \frac{450 \text{ cm}}{20} = 22.50 \text{ cm}$$

$$t = \frac{Ln}{25} = \frac{450 \text{ cm}}{25} = 18.00 \text{ cm}$$

El espesor será un valor constructivo aproximado al promedio de los t calculados

$$t = 20.25 \text{ cm} \longrightarrow \boxed{t = 20 \text{ cm}}$$

b) Angulo de inclinación de la huella

$$\cos \alpha = \frac{P}{\sqrt{P^2 + Cp^2}} = \frac{30}{\sqrt{30^2 + 17^2}} = 0.870$$

c) Altura inicial

$$h = \frac{t}{\cos \alpha} = \frac{20}{0.870} = 22.99 = 23 \text{ cm}$$

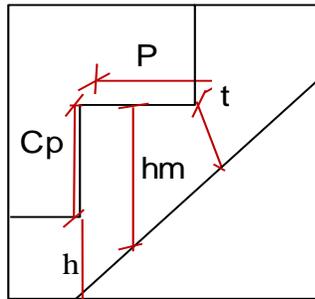
d) Altura media

$$h_m = h + \frac{Cp}{2} = 23 \text{ cm} + \frac{17.0 \text{ cm}}{2} = 31.50 \text{ cm}$$

e) Canto útil

$$d = t - r = 20 - 2.5 = 17.50 \text{ cm}$$

f) Diagrama de partes de la escalera



Paso: P =	30.00 cm
Contrapaso: Cp =	17.00 cm
Altura media: hm =	31.50 cm
Espesor de losa: t =	20.00 cm
Canto útil: d =	17.50 cm
$\alpha =$	29.54 °

- Cargas que actúan sobre la escalera

Losa de inclinada

a) Peso propio de la escalera

$$PP_{1_} = \gamma_{H^{\circ}} \cdot hm \cdot b = 1338.75 \text{ kg/m}$$

b) Cargas permanentes

$$C.P. acab_{1_} = SC \cdot acab \cdot b = 85 \text{ kg/m}$$

$$C.P. bar_{1_} = 30 \text{ kg/m}$$

$$C.P._{1_} = C.P. acab + C.P. bar = 115.00 \text{ kg/m}$$

c) Carga de diseño

$$q_{d1_} = SC \cdot b = 850 \text{ kg/m}$$

Carga total (mayorada) en proyección horizontal:

$$q_{u1_} = 1.6(PP_{1_} + C.P. + SC) = 1.6(1338.750 + 115 + 850)$$

$$q_{u1_} = 3686.00 \text{ kg/m}$$

Peso propio en proyección inclinada mayorada:

$$q_{PP/} = 1.6 \cdot \frac{PP_{1_} + C.P.}{\cos \alpha} \rightarrow \underline{q_{PP/} = 2673 \text{ kg/m}}$$

Sobrecarga total en proyección inclinada mayorada:

$$q_{sc/} = 1.6 \cdot \frac{q_{d1_}}{\cos \alpha} \rightarrow \underline{q_{sc/} = 1563 \text{ kg/m}}$$

Carga total en proyección inclinada:

$$q_{u/} = q_{PP/} + q_{sc/} \rightarrow \underline{q_{u/} = 4237 \text{ kg/m}}$$

Losa de descanso

a) Peso propio de la losa

$$PP_{-} = \gamma_{H^{\circ}} \cdot t \cdot b = 850 \text{ kg/m}$$

b) Cargas permanentes

$$C.P. acab = SC. acab \cdot b = 85 \text{ kg/m}$$

$$C.P. bar = 30 \text{ kg/m}$$

$$C.P. = C.P. acab + C.P. bar = 115 \text{ kg/m}$$

c) Carga de diseño

$$q_d = SC \cdot b = 850 \text{ kg/m}$$

Peso propio total mayorado:

$$q_{PP_{-}} = 1.6 \cdot (PP_{-} + C.P.) \rightarrow \underline{q_{PP_{-}} = 1544 \text{ kg/m}}$$

Sobrecarga total mayorada:

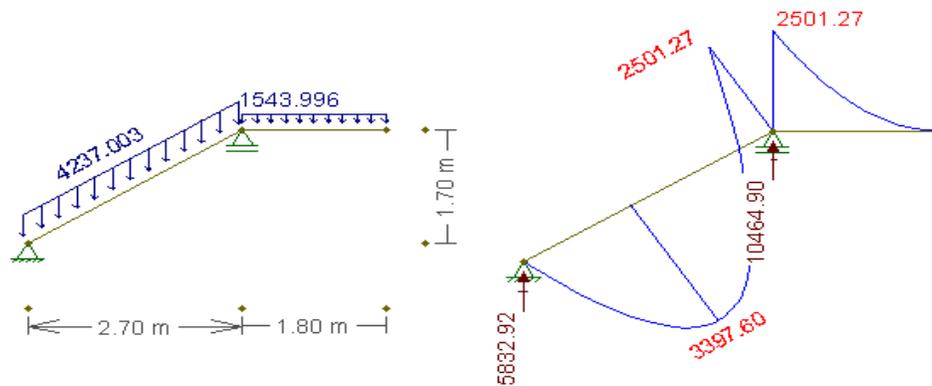
$$q_{d_{-}} = 1.6 \cdot q_d \rightarrow \underline{q_{d_{-}} = 1360 \text{ kg/m}}$$

Carga total mayorada:

$$q_{u_{-}} = q_{PP_{-}} + q_{d_{-}} \rightarrow \underline{q_{u_{-}} = 2904 \text{ kg/m}}$$

Casos de carga sobre la escalera

Figura: Escalera aplicando sobrecarga en el tramo inclinado



Fuente: Elaboración propia

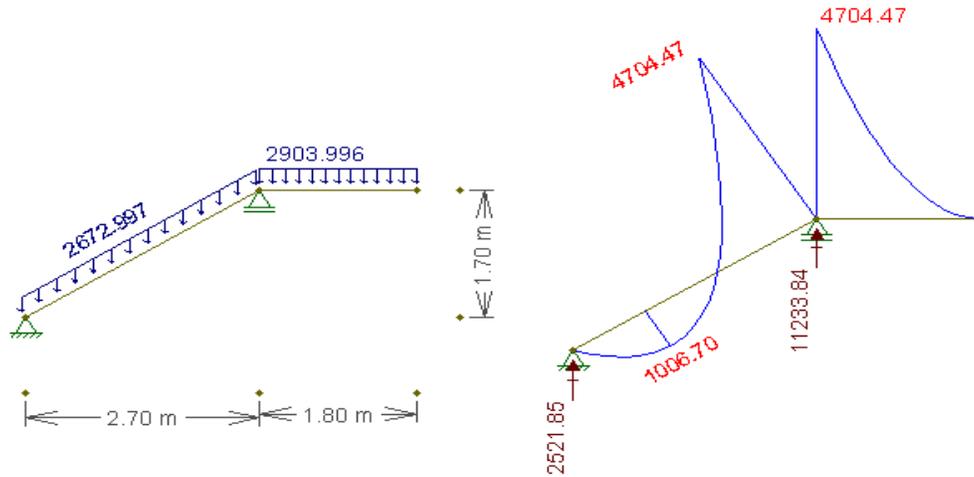
$$M_{\text{máx (+)}} = 3397.60 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{máx (-)}} = 2501.28 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$R_A = 5832.92 \text{ kg}$$

$$R_B = 10464.90 \text{ kg}$$

Figura: Escalera aplicando sobrecarga en el tramo de descanso



Fuente: Elaboración propia

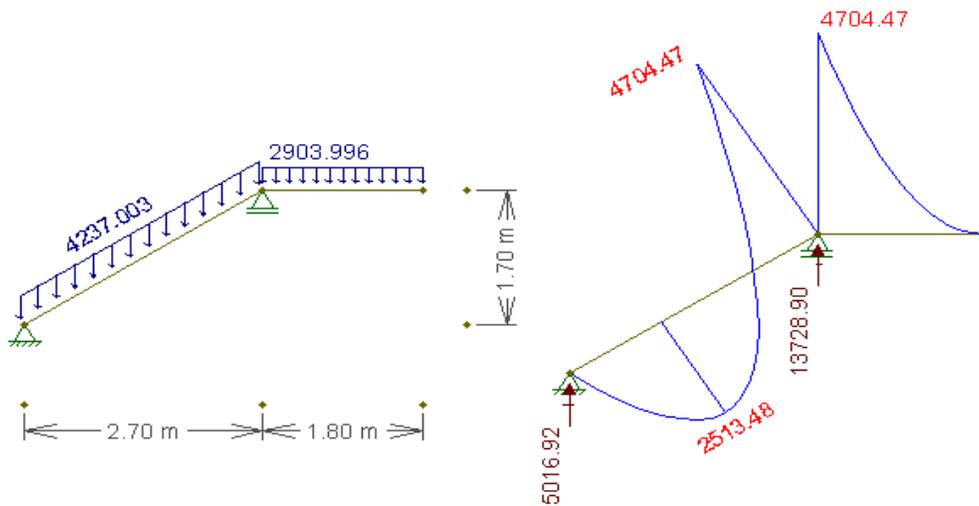
$$M_{\text{máx (+)}} = 1006.70 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{máx (-)}} = 4704.48 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$R_A = 2521.85 \text{ kg}$$

$$R_B = 11233.84 \text{ kg}$$

Figura: Escalera aplicando sobrecarga en ambos tramos



Fuente: Elaboración propia

$$M_{\text{máx (+)}} = 2513.47 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{máx (-)}} = 4704.48 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$R_A = 5016.92 \text{ kg}$$

$$R_B = 13728.90 \text{ kg}$$

Solicitaciones máximas (envolvente)

$$Md_{(+)} = 3397.600 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$Md_{(-)} = 4704.480 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$R_A = 5832.920 \text{ kg}$$

$$R_B = 13728.900 \text{ kg}$$

Análisis de estados en la escalera

1. Análisis de los Estados 1 y 2: Flexión simple

$$b = 170.0 \text{ cm}$$

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

- Armaduras de refuerzo (Momento positivo)

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{Md_{(+)}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{339760}{170 \cdot 17.5^2 \cdot 140} = 0.0466$$

Cuantía geométrica

$$w_s = 0.0486$$

Armadura positiva

$$A_s = w_s \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ck}} = 0.0486 \cdot 170 \cdot 17.5 \cdot \frac{140}{3652.17}$$

$$A_s = 5.55 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s\min} = w_{\min} \cdot b \cdot d = 0.0018 \cdot 170 \cdot 17.5 = 5.36 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida : $A_s = 5.55 \text{ cm}^2$

Armadura a utilizar: $8 \Phi 10 \text{ mm} = 6.28 \text{ cm}^2$ **Cumple**

Disposición de las armaduras

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - \Phi}{N_{barras} - 1} = \frac{170 - 2 \cdot 2.5 - 1}{8 - 1} = 23.43 = 20 \text{ cm}$$

Armadura positiva: $8 \Phi 10 \text{ mm} \text{ c/ } 20 \text{ cm}$

- Armaduras de refuerzo (Momento negativo)

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{Md_{(-)}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{470448}{170 \cdot 17.5^2 \cdot 140} = 0.0645$$

Cuantía geométrica

$w_s = 0.0679$

Armadura negativa

$$A_s = w_s \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ck}} = 0.0679 \cdot 170 \cdot 17.5 \cdot \frac{140}{3652.17}$$

$$A_s = 7.75 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$(-)A_{smin} = w_{min} \cdot b \cdot d = 0.0018 \cdot 170 \cdot 17.5 = 5.36 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida:

$A_s = 7.75 \text{ cm}^2$

Armadura a utilizar:

$$10 \Phi 10 \text{ mm} = 7.85 \text{ cm}^2$$

Cumple

Disposición de las armaduras

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - \Phi}{N_{barras} - 1} = \frac{170 - 2 \cdot 2.5 - 1}{10 - 1} = 18.22 = 15 \text{ cm}$$

Armadura negativa:

$10 \Phi 10 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm}$

2. Análisis de los Estados 3 y 4: Flexotracción y flexocompresión

$$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2 = 21 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 420 \text{ N/mm}^2$$

$$R_A = 5832.920 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$R_a = 3431.13 \text{ kg}$$

$$R_B = 13728.90 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$R_b = 8075.82 \text{ kg}$$

$$b = 1.7 \text{ m}$$

$$m = 0 \text{ m}$$

$$t = 0.2 \text{ m}$$

$$\alpha = 29.54^\circ$$

- Flexotracción en rampa superior = Flexocompresión en rampa inferior

$$N_{d1} = T_{RS} = C_{RI} = \frac{R_b \cdot b}{\sin \alpha} = 27845.91 \text{ kg}$$

$$Md_1 = \frac{N_{d1} \cdot (b + m)}{2} = 23669.03 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

- Flexotracción en rampa inferior = Flexocompresión en rampa superior

$$N_{d2} = T_{RI} = C_{RS} = \frac{R_a \cdot b}{\sin \alpha} = 11830.74 \text{ kg}$$

$$Md_2 = \frac{N_{d2} \cdot (b + m)}{2} = 10056.13 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

- Verificación a flexotracción y flexocompresión

$$Md = Md_{\text{máx}} = 2366902.6 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$Nd = Nd_{\text{máx}} = 27845.91 \text{ kg}$$

Se debe verificar si las piezas cumplen a flexotracción y flexocompresión, tomando en cuenta los siguientes esfuerzos como máximos:

$$0.85 \cdot f_{ck} = 178.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.21 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 1.598 \text{ N/mm}^2 = 15.98 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación para flexocompresión

$$f = \pm \frac{6 \cdot Md}{t \cdot b^2} + \frac{Nd}{t \cdot b} \left\{ \begin{array}{l} \text{Esfuerzo permisible en compresión} \\ +f = 32.76 \text{ kg/cm}^2 < 178.50 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Pasa en compresión} \\ \text{Esfuerzo permisible en tracción} \\ -f = 16.38 \text{ kg/cm}^2 > 15.98 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{No pasa por en tracción} \end{array} \right.$$

Verificación para flexotracción

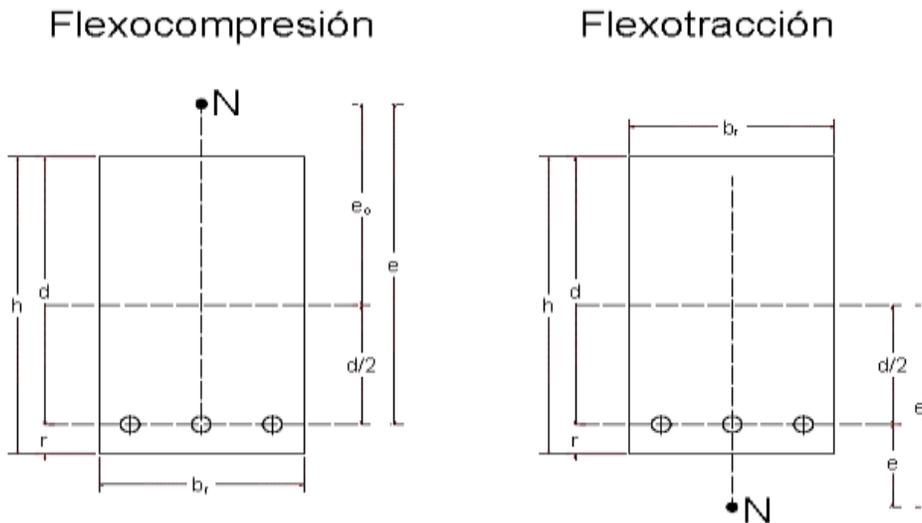
$$f = \pm \frac{6 \cdot Md}{t \cdot b^2} - \frac{Nd}{t \cdot b} \left\{ \begin{array}{l} \text{Esfuerzo permisible en compresión} \\ +f = 16.38 \text{ kg/cm}^2 < 178.50 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Pasa en compresión} \\ \text{Esfuerzo permisible en tracción} \\ -f = 32.76 \text{ kg/cm}^2 > 15.98 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{No pasa por en tracción} \end{array} \right.$$

Excentricidad referida al centro geométrico de la sección

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d} = 85 \text{ cm}$$

Excentricidad referida a la armadura de tracción (e):

Figura: Excentricidades de cálculo



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

$$\begin{aligned} h = b &= 170 & \text{cm} \\ b_r = t &= 20 & \text{cm} \\ r &= 2.5 & \text{cm} \\ d &= 167.5 & \text{cm} \\ fcd &= 140 & \text{kg/cm}^2 \\ fyd &= 3652.17 & \text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Excentricidad para flexocompresión

$$e = e_0 + \frac{d}{2} = 168.75 \text{ cm}$$

Excentricidad para flexotracción

$$e = e_0 - \frac{d}{2} = 1.25 \text{ cm}$$

Nuevo momento de cálculo, a partir de la excentricidad respecto a la armadura de tracción

Para flexocompresión: $M_{dFC} = N_d \cdot e = 4698997.79 \text{ kg}\cdot\text{cm}$

Para flexotracción: $M_{dFT} = N_d \cdot e = 34807.39 \text{ kg}\cdot\text{cm}$

Momento y normales reducidos de cálculo y cuantías

Para flexocompresión: $\mu_{FC} = \frac{M d}{t \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0598 < 0.332 = \mu_{lim}$

$$v_{dFC} = \frac{N d}{t \cdot d \cdot f_{cd}} = 0.0594$$

Cuantía geométrica $w_s = 0.0624$

Para flexotracción: $\mu_{FT} = \frac{M d}{t \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0004 < 0.332 = \mu_{lim}$

$$v_{dFT} = \frac{N d}{t \cdot d \cdot f_{cd}} = 0.0594$$

Cuantía geométrica $w_s = 0.0004$

Armaduras

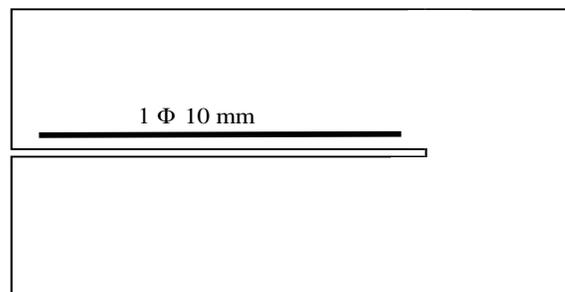
Para flexotracción: $A_s = (w_s - v_d) \cdot t \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ck}} = 0.39 \text{ cm}^2$

Armadura escogida: $A_s = 0.39 \text{ cm}^2$

Armadura a utilizar: $1 \Phi 10 \text{ mm} = 0.79 \text{ cm}^2$ **Cumple**

Armadura para flexocompresión: $1 \Phi 10 \text{ mm}$

Figura: Posición de armaduras de flexotracción



Fuente: Elaboración propia

3. Análisis de los Estados 5 y 6: Esfuerzos de flexión vertical y horizontal en el descanso

Esfuerzos interiores en el descanso

$$R_B = 13728.90 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$R_b = 8075.82 \text{ kg}$$

$$\alpha = 29.54^\circ$$

$$b = 1.70 \text{ m}$$

$$m = 0 \text{ m}$$

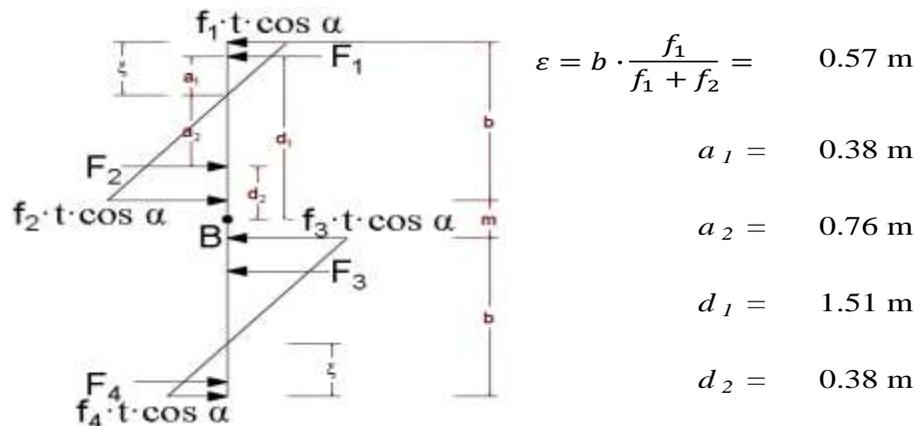
$$f_1 \cdot h_m \cdot \cos \alpha = \frac{R_b}{\tan \alpha} \cdot \left[1 - \frac{3(b+m)}{b} \right] = -28501.49 \text{ kg/m}$$

$$f_2 \cdot h_m \cdot \cos \alpha = \frac{R_b}{\tan \alpha} \cdot \left[1 + \frac{3(b+m)}{b} \right] = 57002.99 \text{ kg/m}$$

$$f_3 \cdot h_m \cdot \cos \alpha = -\frac{R_b}{\tan \alpha} \cdot \left[1 + \frac{3(b+m)}{b} \right] = -57002.99 \text{ kg/m}$$

$$f_4 \cdot h_m \cdot \cos \alpha = -\frac{R_b}{\tan \alpha} \cdot \left[1 - \frac{3(b+m)}{b} \right] = 28501.49 \text{ kg/m}$$

Figura: Esfuerzos internos en el descanso



Fuente: Elaboración propia

$$F_1 = \frac{\varepsilon \cdot (f_1 \cdot h_m \cdot \cos \alpha)}{2} = -8075.423 \text{ kg}$$

$$F_2 = \frac{\varepsilon \cdot (f_2 \cdot h_m \cdot \cos \alpha)}{2} = 16150.847 \text{ kg}$$

$$F_3 = \frac{\varepsilon \cdot (f_3 \cdot h_m \cdot \cos \alpha)}{2} = -16150.85 \text{ kg}$$

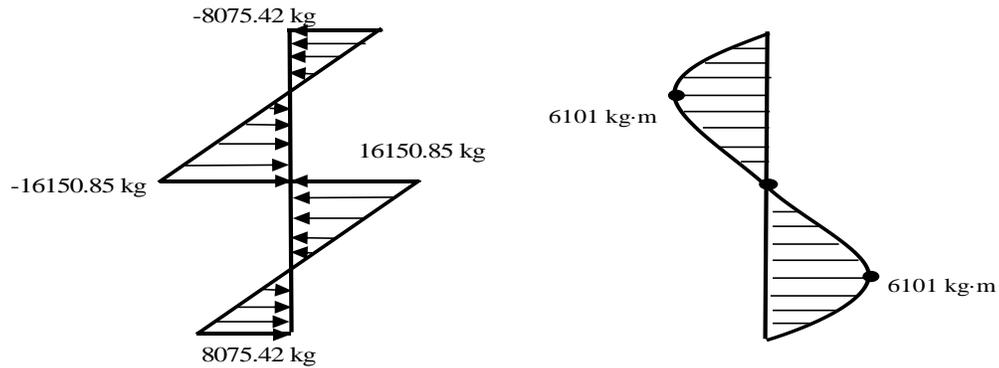
$$F_4 = \frac{\varepsilon \cdot (f_4 \cdot h_m \cdot \cos \alpha)}{2} = 8075.4234 \text{ kg}$$

Momentos debido a las fuerzas resultantes

$$M_{uXZ1} = F_2 \cdot d_2 - F_1 \cdot d_1 = 6101.43 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{uXZ2} = F_4 \cdot d_4 - F_3 \cdot d_3 = 6101.43 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Figura: Diagrama de esfuerzos y momentos



Fuente: Elaboración propia

Esfuerzo resistido por el hormigón

$$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2 = 21 \text{ N/mm}^2$$

$$0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 44.10 \text{ N/mm}^2 = 441 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 610143 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$t = 20.00 \text{ cm}$$

$$b = L = 180.00 \text{ cm}$$

$$d = 177.50 \text{ cm}$$

$$c = 10.00 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot t^3}{12} = 120000 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_u \cdot c}{I} \leq 0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$51 \text{ kg/cm}^2 \leq 441 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

El esfuerzo total es resistido por el hormigón

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{M^{(-)}}{t \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{610143.10}{20.00 \cdot 177.50^2 \cdot 140} = 0.0069$$

$$\text{Cuantía geométrica} \quad \boxed{ws = 0.0067}$$

Refuerzo transversal

$$A_s = ws \cdot t \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ck}} = 0.0067 \cdot 20.00 \cdot 177.50 \cdot \frac{140}{3652.17}$$

$$A_s = 0.92 \text{ cm}^2$$

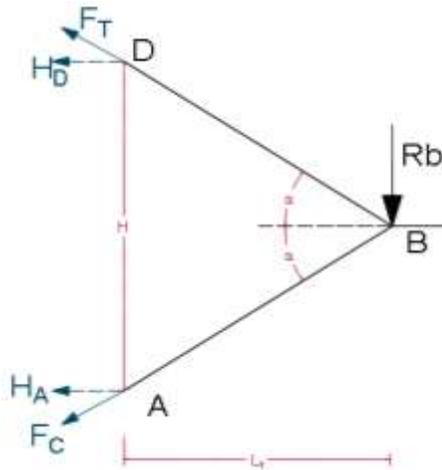
Armadura a utilizar: $2 \Phi 10 \text{ mm} = 1.57 \text{ cm}^2$

Cumple

Armadura transversal: $2 \Phi 10 \text{ mm}$

4. Análisis de estado 7 : Esfuerzos axiales en las rampas (Tracción y compresión)

Figura: Fuerzas axiales en rampas



$$\begin{aligned}
 R_B &= 13728.900 \text{ kg} \\
 R_b &= 8075.82 \text{ kg/m} \\
 L_1 &= 270 \text{ cm} \\
 H &= 340 \text{ cm} \\
 \alpha &= 29.54^\circ \\
 f_{cd} &= 140.00 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_{yd} &= 3652.17 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Area de la sección

$$\begin{aligned}
 b &= 170 \text{ cm} \\
 t &= 20 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Fuente: Elaboración propia

$$\begin{aligned}
 \sum M_A = 0 \rightarrow R_b \cdot L_1 - H_D \cdot H = 0 \rightarrow H_D &= 6413.15 \text{ kg} \\
 F_T = \frac{H_D}{\cos \alpha} &= 7371.34 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sum M_D = 0 \rightarrow -R_b \cdot L_1 + H_D \cdot H = 0 \rightarrow H_A &= 6413.15 \text{ kg} \\
 F_C = \frac{H_A}{\cos \alpha} &= 7371.34 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Armaduras para resistir la tracción axial

Las tensiones en el hormigón se desprecian

$$A_{sT} = \frac{F_T}{f_{yd}} = 2.02 \text{ cm}^2$$

Armadura a utilizar: $2 \Phi 12 \text{ mm} = 2.26 \text{ cm}^2$

Cumple

- Cálculo de compresión axial

Todas las fibras de la sección están en compresión

$$\frac{F_c}{b_r \cdot d_r} \leq 0.85 \cdot f_{cd}$$

$$2.17 \leq 119$$

Cumple

Considerando la tensión del acero:

$$f_{yd} \cdot A_{sT} \geq 0.10 \cdot Fc$$

$$7371.34 \geq 737.13422 \quad \text{Cumple}$$

5. Análisis de estados 8 y 9 : Análisis debido a los momentos de empotramiento producidos por la deformada en el apoyo ficticio

$R_B =$	1372890	kg	$c =$	85	cm
$Rb =$	8076	kg/cm	$t =$	20	cm
$H =$	340	cm	$L =$	319	cm
$b =$	170	cm	$L_I =$	270	cm
$d_r =$	31.50	cm	$E =$	345000	kg/cm ²
$m =$	0	cm	$\alpha =$	29.54 °	

Análisis 1

La deformación total es la suma de los efectos de tensión axial y de flexión en el marco.

- Acortamiento y Alargamiento (producidos por tensión axial)

$$A_{BD} = A_{AB} = A = b \cdot t = 3400 \text{ cm}^2$$

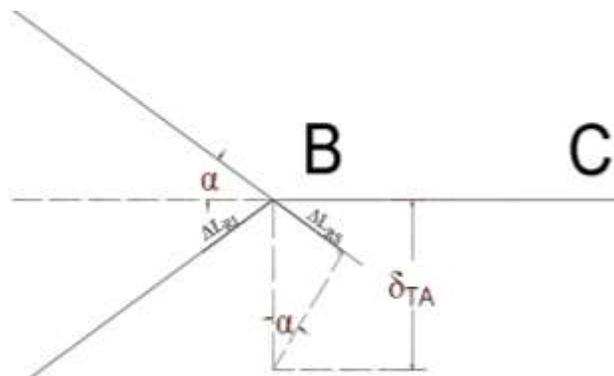
$$L_{BD} = L_{AB} = L = 319 \text{ cm}$$

$$F = C = T = \frac{R_b \cdot b}{\sin \alpha} = 16380 \text{ kg}$$

$$\Delta L = \Delta L_{RI} = \Delta L_{RS} = \frac{F \cdot L}{A \cdot E} = 0.0045 \text{ cm}$$

- Deformación por tensión axial (δ_{TA})

Figura: Deformación por tensión axial

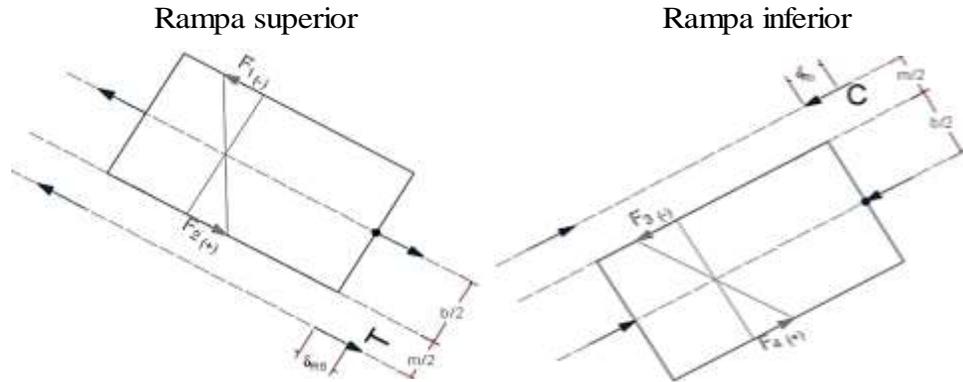


$$\delta_{TA} = \frac{\Delta L}{\text{sen} \alpha} = 0.0090 \text{ cm}$$

Fuente: Elaboración propia

- Deformación por flexion (δ_F)

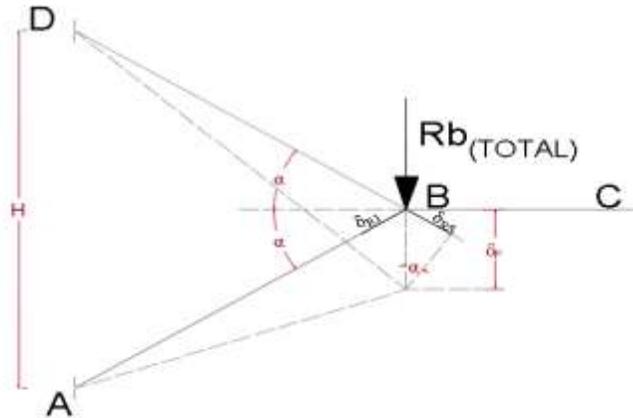
Figura: Deformaciones en rampas superior e inferior



Fuente: Elaboración propia

$$\left. \begin{aligned} M &= F \cdot \frac{b+m}{2} = 1392296 \text{ kg}\cdot\text{cm} \\ I &= \frac{t \cdot b^3}{12} = 8188333.3 \text{ cm}^4 \\ c &= 85 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \sigma = \frac{M \cdot c}{I} = 14.45 \text{ kg/cm}^2$$

Figura: Deformación por flexión



Deformación unitaria

$$\xi = \frac{\delta_f}{L}$$

Deformación total

$$\sigma = \xi \cdot E = \frac{\delta_f}{L} \cdot E$$

$$\delta_f = \sigma \cdot \frac{L}{E} = 0.013 \text{ cm}$$

$$\delta_F = \frac{\delta_f}{\text{sen}\alpha} = 0.027 \text{ cm}$$

Fuente: Elaboración propia

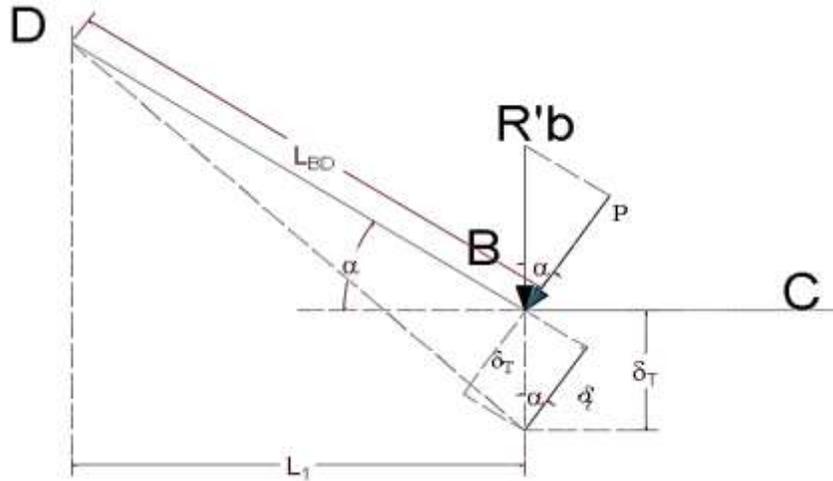
- Deformación total para el análisis 1

$$\delta_{T1} = \delta_{TA} + \delta_F = 0.036 \text{ cm}$$

Análisis 2

Se considera una viga en voladizo, sometida a la acción de una carga R_b

Figura: Deformaciones en viga empotrada a partir de una carga



Fuente: Elaboración propia

Del análisis 2, se obtiene la ecuación de deformación δ_{T2}

$$\text{Flecha máxima: } \delta_t = \frac{P \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

$$\left. \begin{array}{l} P = r'_b \cdot b \cdot \cos \alpha \\ L = L_{AB} = L_{BD} \\ I = \frac{b \cdot t^3}{12} \end{array} \right\} \delta_t = \frac{4 \cdot r'_b \cdot L^3 \cdot \cos \alpha}{E \cdot t^3}$$

Deformación total para el análisis 2

$$\delta_{T2} = \frac{\delta_t}{\sin \alpha}$$

Compatibilizando los desplazamientos en ambos análisis, se obtiene una ecuación para el cálculo de r'_b

$$\delta_{T1} = \delta_{T2}$$

$$r'_b = \frac{r_b \cdot t^2}{\sin^2 \alpha \cdot 4 \cdot L^2} \cdot \left[1 + \frac{3 \cdot (b + m)^2}{b^2} \right] = 76.82 \quad \text{kg/m}$$

Con los análisis 1 y 2 calculamos la carga r'_b , la cual ocasiona los momentos de empotramiento

$$M_{empA} = M_{empB} = M_{emp} = r'_b \cdot b \cdot L_1 = 352.60 \quad \text{kg}\cdot\text{m}$$

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_{emp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{35260}{170 \cdot 31.5^2 \cdot 140}$$

$$\mu_d = 0.0015$$

Cuantía geométrica

$$w_s = 0.0011$$

Armadura positiva

$$A_s = w_s \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ck}} = 0.23 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s \min} = w_{\min} \cdot b \cdot d = 0.0018 \cdot 170 \cdot 31.5 = 9.64 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida : $A_s = 9.64 \text{ cm}^2$

Armadura a utilizar: $9 \Phi 12 \text{ mm} = 10.18 \text{ cm}^2$ **Cumple**

Disposición de las armaduras

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - \Phi}{N_{barras} - 1} = \frac{170 - 2 \cdot 2.5 - 1.2}{9 - 1} = 20.48 = 20 \text{ cm}$$

Armadura positiva: $9 \Phi 12 \text{ mm} \text{ c/ } 20 \text{ cm}$

4.4 Estudio comparativo

El presente punto trata de mostrar las diferencias técnicas entre el diseño de los sistemas de escaleras planteados, de manera que se indique el contraste de complejidad de ambos cálculos a la vez de la diferencia de comprobaciones para la seguridad.

4.4.1 Análisis técnico comparativo

a) Análisis de escalera de losa

El cálculo de la escalera de losa se realiza por medio de un análisis en el cual se idealiza la escalera como una viga isostática, simplemente apoyada, y como una viga hiperestática, biempotrada (como se indica en el capítulo 2).

El análisis se lleva a cabo únicamente en un plano de trabajo, tomando en cuenta el tipo de apoyo para encontrar los esfuerzos máximos. De este modo, la dificultad de cálculo se reduce considerablemente, motivo por el cual es menos probable cometer errores de cálculo que puedan llevar a fallas en el diseño estructural.

b) Análisis de escalera autoportante

El análisis inicia, al igual que en escalera de losa, realizando cálculos en un plano de la estructura, considerando la escalera como una viga simplemente apoyada. Sin embargo, como en la realidad este sistema tiene el descanso en voladizo, se generan mayores esfuerzos internos, en varias direcciones, en cada uno de los elementos de la escalera (rampas y descanso).

Por lo tanto, también se debe realizar cálculos de dichos esfuerzos en las diferentes direcciones que se producen, para posteriormente realizar las verificaciones de seguridad y así garantizar la estabilidad de la estructura por medio de las armaduras.

c) Análisis de comprobaciones entre escaleras

A continuación, se presenta un cuadro indicando las comprobaciones para garantizar la seguridad de funcionamiento de cada tipo de escalera.

Cuadro: Verificaciones a realizar en diferentes sistemas de escaleras

	Sistema de escalera de losa	Sistema de escalera autoportante
Verificaciones	<ul style="list-style-type: none"> - Cortante - Flexión simple <p>(ambos se realizan en el plano longitudinal)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Retracción por temperatura 	<ul style="list-style-type: none"> - Flexión simple en la rampa superior. - Flexión simple en la rampa inferior. - Flexo-tracción en la rampa superior - Flexo-compresión en la rampa inferior. - Flexión vertical en el descanso y torsión. - Flexión horizontal en el descanso y torsión. - Esfuerzo axial en las rampas superior e inferior. - Momento debido al empotramiento en el apoyo superior. - Momento debido al empotramiento en el apoyo inferior.

Fuente: Elaboración propia.

El cuadro muestra de manera clara la diferencia en la cantidad de comprobaciones, entre cada sistema de escaleras, y así es posible dar cuenta de la complejidad de los cálculos a realizarse para evitar fallas.

4.4.2 Análisis comparativo de cálculos métricos

A partir de los cálculos métricos, se puede determinar los volúmenes de material que se llegan a ahorrar con la implementación del sistema autoportante, como se muestra en el siguiente cuadro:

Cuadro de comparación de volúmenes para diferentes sistemas de escaleras:

	Sistema de escalera de losa		Sistema de escalera autoportante	
Volumen de hormigón de la escalera	Escaleras	m³	Escaleras	m³
	Escalera planta baja	4.64	Escalera planta baja	4.64
	Escalera primer piso	4.64	Escalera primer piso	4.64
Volumen de hormigón armado ahorrado (vigas, columnas y zapatas)	Zapatas	m³	Zapatas	m³
	Zapata Tipo I Ejes B-10 =	0.49	Zapata Tipo V Ejes D-10 =	1.29
	Zapata Tipo I Ejes B-11 =	0.49	Zapata Tipo V Ejes D-11 =	1.29
	Zapata Tipo V Ejes D-10 =	1.29		
	Zapata Tipo V Ejes D-11 =	1.29	Zapata Tipo VII Ejes J-11 =	1.89
			Zapata Tipo I Ejes K-11 =	0.49
	Zapata Tipo VII Ejes J-11 =	1.89		
	Zapata Tipo I Ejes K-11 =	0.49		
	Zapata Tipo I Ejes J-13 =	0.49		
	Zapata Tipo I Ejes K-13 =	0.49		
	Columnas	m³	Columnas	m³
	Planta baja		Planta baja	
	Columna 25x25 Ejes B-10 =	0.31	Columna 25x30 Ejes D-10 =	0.37
	Columna 25x25 Ejes B-11 =	0.31	Columna 25x30 Ejes D-11 =	0.37
	Columna 25x30 Ejes D-10 =	0.37		
	Columna 25x30 Ejes D-11 =	0.37	Columna 25x35 Ejes J-11 =	0.43
			Columna 25x25 Ejes K-11 =	0.31
	Columna 25x35 Ejes J-11 =	0.43		
	Columna 25x25 Ejes K-11 =	0.31		
	Columna 25x25 Ejes J-13 =	0.31		
	Columna 25x25 Ejes K-13 =	0.31		
	Primer piso		Primer piso	
Columna 25x25 Ejes B-10 =	0.21	Columna 25x25 Ejes D-10 =	0.21	
Columna 25x25 Ejes B-11 =	0.21	Columna 25x25 Ejes D-11 =	0.21	
Columna 25x25 Ejes D-10 =	0.21			
Columna 25x25 Ejes D-11 =	0.21	Columna 25x25 Ejes J-11 =	0.21	
		Columna 25x25 Ejes K-11 =	0.21	

Columna 25x25 Ejes J-11 =	0.21		
Columna 25x25 Ejes K-11 =	0.21		
Columna 25x25 Ejes J-13 =	0.21		
Columna 25x25 Ejes K-13 =	0.21		
Segundo piso		Segundo piso	
Columna 25x25 Ejes B-10 =	0.21	Columna 25x25 Ejes D-10 =	0.21
Columna 25x25 Ejes B-11 =	0.21	Columna 25x25 Ejes D-11 =	0.21
Columna 25x25 Ejes D-10 =	0.21		
Columna 25x25 Ejes D-11 =	0.21	Columna 25x25 Ejes J-11 =	0.21
		Columna 25x25 Ejes K-11 =	0.21
Columna 25x25 Ejes J-11 =	0.21		
Columna 25x25 Ejes K-11 =	0.21		
Columna 25x25 Ejes J-13 =	0.21		
Columna 25x25 Ejes K-13 =	0.21		
Vigas	m³	Vigas	m³
Planta baja		Planta baja	
Viga Eje B (10-11) =	0.20	Viga Eje D (10-11) =	0.20
Viga Eje 10 (B-D) =	0.36		
Viga Eje 11 (B-D) =	0.36	Viga Eje 11 (J-K) =	0.20
Viga Eje D (10-11) =	0.20		
Viga Eje 11 (J-K) =	0.20		
Viga Eje J (11-13) =	0.35		
Viga Eje K (11-13) =	0.36		
Viga Eje 13 (J-K) =	0.20		
Primer piso		Primer piso	
Viga Eje B (10-11) =	0.20	Viga Eje D (10-11) =	0.20
Viga Eje 10 (B-D) =	0.36		
Viga Eje 11 (B-D) =	0.36	Viga Eje 11 (J-K) =	0.20
Viga Eje D (10-11) =	0.20		
Viga Eje 11 (J-K) =	0.20		
Viga Eje J (11-13) =	0.36		
Viga Eje K (11-13) =	0.36		
Viga Eje 13 (J-K) =	0.20		
Segundo piso		Segundo piso	
Viga Eje B (10-11) =	0.20	Viga Eje D (10-11) =	0.20
Viga Eje 10 (B-D) =	0.36		
Viga Eje 11 (B-D) =	0.36	Viga Eje 11 (J-K) =	0.20
Viga Eje D (10-11) =	0.20		
Viga Eje 11 (J-K) =	0.20		
Viga Eje J (11-13) =	0.36		
Viga Eje K (11-13) =	0.36		
Viga Eje 13 (J-K) =	0.20		
Total (m ³) = 29.01		Total (m ³) = 18.63	

	Sistema de escalera de losa		Sistema de escalera autoportante	
	Tramo 1		Tramo 1	
	Armadura	Peso (kg)	Armadura	Peso (kg)
Peso de armaduras de la escalera	Armadura longitudinal inferior 17 Φ 12 mm c/ 10 cm L= 6.25 m	94.56	Armadura longitudinal inferior 8 Φ 10 mm c/ 20 cm L= 6.25 m	31.00
	Armadura longitudinal superior 15 Φ 8 mm c/ 10 cm L= 5.80 m	34.80	Armadura longitudinal superior 10 Φ 10 mm c/ 15 cm L= 5.80 m	35.96
	Armadura por temperatura 23 Φ 8 mm c/ 15 cm L= 1.68 m	15.46	Armadura para flexocompresión 0 Φ 0 mm L= 0.00 m	0.00
	Refuerzo longitudinal 13 Φ 8 mm c/ 10 cm L= 5.80 m	30.16	Armadura para flexión vertical y horizontal en el descanso 2 Φ 10 mm L= 1.68 m	2.08
			Refuerzo en empotramiento 9 Φ 12 mm c/ 20 cm L= 1.40 m	11.21
Peso de armaduras de la escalera	Tramo 2		Tramo 2	
	Armadura	Peso (kg)	Armadura	Peso (kg)
	Armadura longitudinal inferior 17 Φ 12 mm c/ 10 cm L= 5.52 m	83.52	Armadura longitudinal inferior 8 Φ 10 mm c/ 20 cm L= 5.52 m	27.38
	Armadura longitudinal superior 15 Φ 8 mm c/ 10 cm L= 6.30 m	37.80	Armadura longitudinal superior 10 Φ 10 mm c/ 15 cm L= 6.30 m	39.06
Armadura por temperatura 23 Φ 8 mm c/ 15 cm L= 1.68 m	15.46	Armadura para flexotracción 1 Φ 10 mm L= 3.83 m	2.37	
Refuerzo longitudinal 13 Φ 8 mm c/ 10 cm L= 5.52 m	28.70	Armadura para flexión vertical y horizontal en el descanso 2 Φ 10 mm L= 1.68 m	2.08	
		Refuerzo en empotramiento 9 Φ 12 mm c/ 20 cm L= 1.40 m	11.21	
	Peso (kg) = 340.4561		Peso (kg) = 162.3682	

Fuente: Elaboración propia

En el cuadro anterior se pueden observar las ventajas en el ahorro de materiales. Se contemplan los siguientes puntos:

- El volumen de hormigón de cada escalera (4.64 m^3) es el mismo para ambos sistemas.
- El peso de acero para cada escalera autoportante representa un ahorro en comparación al acero necesario para las escaleras de losa.
- El volumen de hormigón armado reducido por la exclusión de los elementos estructurales de apoyo en el voladizo es de 10.38 m^3 . Sin embargo, se debe tomar en cuenta que los puntos de apoyo de la escalera autoportante pueden aumentar su sección de acuerdo al requerimiento de ésta.

Contrastando con el punto anterior, se puede observar que en este campo la escalera autoportante saca ventaja ya que, como el volumen de hormigón para la escalera en sí es el mismo, el peso de las armaduras es menor y la condición de poder prescindir de algunas de las vigas de apoyo, columnas y zapatas de la estructura, brinda una ventaja cuantitativa.

De esta manera se muestra que los sistemas de escaleras autoportantes brindan un ahorro en los materiales, sin embargo, presentan mayor dificultad técnica tanto para el cálculo como para la ejecución, puesto que, en este último, se requeriría de mano de obra especializada para evitar errores en la ejecución.