

CAPÍTULO I:
ELEMENTOS DEL OBJETO DEL
PROYECTO DE GRADO

CAPÍTULO I: ELEMENTOS DEL OBJETO DEL PROYECTO DE GRADO

1.1 El problema

1.1.1 Planteamiento del problema

Actualmente la ciudad de Bermejo carece de un Módulo Administrativo de lo que será el Campo Cultural y Agropecuario. Para llevar a cabo este Proyecto existe la necesidad de realizar el cálculo estructural del Módulo Administrativo del Campo Cultural y Agropecuario del Municipio de Bermejo. De acuerdo a las necesidades de cada nivel de la edificación se deberá calcular el dimensionamiento y la armadura necesaria para cada uno de los elementos estructurales, tales como ser, losas, vigas, columnas, zapatas, etc. De este modo se podrá obtener todos los planos necesarios para llevar a cabo dicho Proyecto.

1.1.2 Formulación

Realización del cálculo estructural de los elementos estructurales. Se usará la Norma Boliviana CBH-87, fundamentos teóricos y técnicos, además de textos guía. De este modo se podrán obtener los planos estructurales necesarios y estimar el costo y el tiempo que requerirá este proyecto.

1.1.3 Sistematización

De acuerdo a los planos arquitectónicos para el Cálculo Estructural del Módulo Administrativo del Campo Cultural y Agropecuario del Municipio de Bermejo se considerará como estructura de sustentación una estructura aporticada de H°A° donde se contempló lo siguiente:

Estructura de cubierta: Losa alivianada.

Estructura de entepiso: Losa alivianada.

Estructura de soporte: Contempla vigas y columnas de H°A° de los pórticos.

Estructuras de cimientos: Zapatas aisladas, zapatas combinadas y losas de cimentación.

Escalera: Escalera de H°A°.

1.2 Objetivos

1.2.1 General

- Realizar el Cálculo Estructural del Módulo Administrativo del Campo Cultural y Agropecuario del Municipio de la ciudad de Bermejo aplicando la Norma Boliviana CBH-87 y de esta forma garantizar que la obra cumpla con los estándares de calidad y seguridad, en base a normativas vigentes en nuestro país.

1.2.2 Específicos

- Realizar estudio SPT para determinar la capacidad portante del terreno.
- Realizar levantamiento topográfico.
- Realizar el análisis de cargas.
- Realizar los estados de carga.
- Realizar el diseño estructural de las zapatas, columnas, vigas, escalera de H°A° y losas alivianadas.
- Realizar los planos estructurales.
- Estimar el costo del proyecto.
- Estimar el tiempo de realización del proyecto.
- Diseño de losa colaborante
- Comparación técnica y económica de losa colaborante con losa alivianada.

1.3 Justificación

1.3.1 Académica

Con este proyecto se podrá adentrar los conocimientos adquiridos en el transcurso de la carrera de ingeniería civil y en el diseño de diferentes elementos estructurales.

1.3.2 Técnica

Cada uno de los elementos estructurales serán diseñados respetando la Norma CBH-87, de esta manera cada uno de los ambientes solicitados para este Proyecto brindarán las condiciones de confort y seguridad para el uso al que estarán destinados sin tener

deficiencias estructurales.

1.3.3 Social

Los habitantes de la zona y la población en general se beneficiarán con este proyecto no solamente económicamente con los eventos de doma de potro y otros eventos agropecuarios culturales ya que también contara con un salón de reuniones muy amplio.

1.4 Alcance del proyecto

- La edificación cuenta con 2 plantas y aperticadas.
- Cuenta con diferentes tipos de fundaciones, zapatas aisladas, combinadas y losa de cimentaciones.
- El diseño será únicamente estructural, no se contemplarán las instalaciones sanitarias ni eléctricas.
- Se realizará el estudio de suelo mediante el método Standard Penetration Test o SPT.
- Posterior al estudio de suelos también se recalculará mediante correlaciones.
- Respalda los datos experimentales que son necesarios para el diseño estructural.
- El proyecto tendrá como base la Norma CBH-87 y cada elemento estructural como ser, zapatas, columnas, vigas, losas, debe cumplir todos los requisitos que la Norma exija.
- También se hará uso de otros textos reconocidos como Hormigón Armado Jiménez Montoya 15ª edición y Apuntes de Hormigón Armado EHE-08 9, etc.
- Uso de leyes, conceptos e ideas de autores para el desarrollo del Proyecto y citar siempre que sea necesario.
- Se realizará las especificaciones técnicas de los elementos estructurales.
- Para la estimación del costo del Proyecto se realizará cálculos métricos y análisis de precios unitarios.
- Comparación de los resultados obtenidos mediante el uso de métodos y fórmulas para el dimensionamiento de cada elemento estructural con los obtenidos con el

paquete estructural.

1.4.1 Resultados a lograr

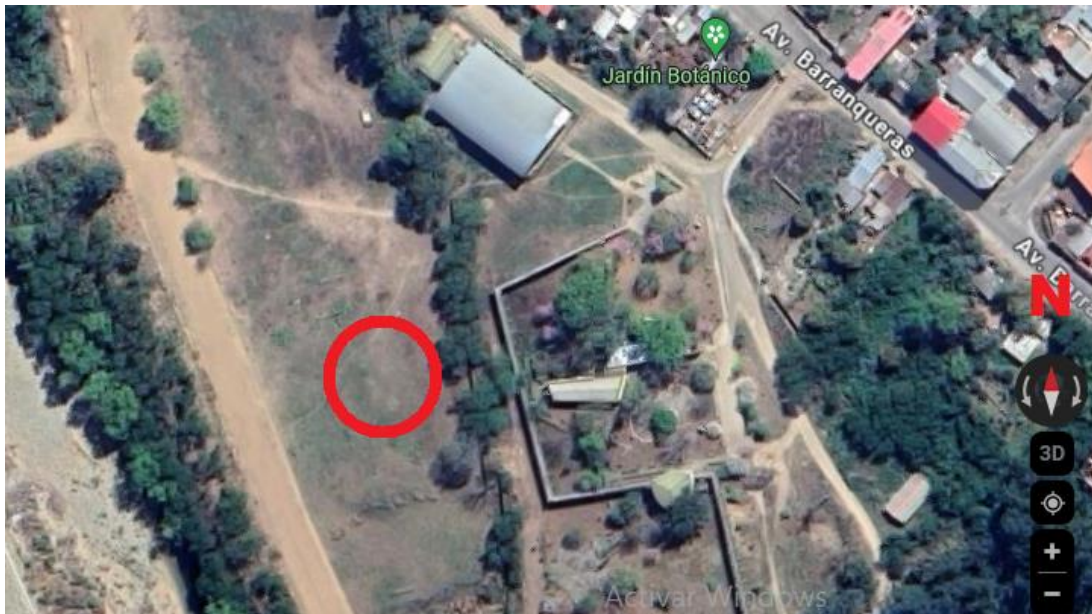
- Capacidad portante del terreno.
- Levantamiento topográfico.
- Un diseño estructural que cumpla con lo que exige la norma CBH-87 en el diseño de los elementos estructurales.
- Determinación de costo y tiempo del proyecto.
- Obtención de planos estructurales
- Comparación técnica y económica de losa colaborante con losa alivianada.

1.5 Ubicación

El proyecto está ubicado en el Departamento de Tarija, provincia Arce, municipio de Bermejo, cerca del río Bermejo, a pocos metros del Jardín Botánico.

Es un lugar bastante amplio y se encuentra en una zona muy poblada, cerca del mercado Central de Bermejo.

Figura 1.1 Vista satelital del lugar de emplazamiento



Fuente: Google Maps

Ubicación geográfica

Latitud: 22° 44' 16" S

Longitud: 64°20'41" O

1.6 Aporte académico

Diseño de losa colaborante y comparación técnica y económica con losa alivianada.

CAPÍTULO II:
MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico tiene por objetivo determinar las tres coordenadas de puntos en el espacio, en forma simultánea. Integrando los métodos planimétricos y altimétricos. El resultado final es un plano acotado o plano topográfico. Las alturas se representan mediante las curvas de nivel. Se realiza con el fin de señalar la configuración del terreno, para analizar si es necesario hacer movimientos grandes de suelo. De cualquier manera, es necesario puntualizar las características del terreno de emplazamiento. A través de la utilización de instrumental especializado, el topógrafo realiza un escrutinio de la superficie del terreno y procede a la toma de datos, generalmente con un teodolito o estación total. Con los datos obtenidos en el levantamiento topográfico se realizan mapas o planos específicos de un lugar, describiendo particularmente las características del terreno, como los relieves o diferencias de altura que pueda haber.

2.2 Estudio de suelos

Un estudio de suelo, también conocido como estudio geotécnico, es un conjunto de actividades que nos permiten obtener la información de un determinado terreno. Es una de las informaciones más importantes para la planificación, diseño y ejecución de un proyecto de construcción.

Para asegurar el conocimiento del suelo en forma adecuada es conveniente hacer exploraciones in situ y pruebas de laboratorio, de esta manera se podrá encontrar un dato importante como saber qué tipo de suelo se tiene y cuál es su capacidad portante, así poder determinar el tipo de cimentación más conveniente.

2.2.1 Granulometría

Se denomina clasificación granulométrica o granulometría, a la medición y gradación que se lleva a cabo de los granos de una formación sedimentaria, de los materiales sedimentarios, así como de los suelos, con fines de análisis, tanto de su origen como de sus propiedades mecánicas, y el cálculo de la abundancia de los correspondientes a

cada uno de los tamaños previstos por una escala granulométrica. El método de determinación granulométrico más sencillo es hacer pasar las partículas por una serie de mallas de distintos anchos de entramado (a modo de coladores) que actúan como filtros de los granos que se llama comúnmente columna de tamices.

2.2.2 Clasificación de suelos

Se basa en la determinación de los tamaños y tipos de suelo. Existen dos sistemas de clasificación, que determinan el rango de las partículas, de tal modo que son recomendados por los mismos, ver la Tabla 2.2.

Tabla 2.1 Sistemas de Clasificación de suelos

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN	TAMAÑO DEL GRANO (mm)
UNIFICADO	Grava: 76,2 mm a 4,75 mm
	Arena: 4,75 mm a 0,075 mm
	Limo y arcillas: < 0,075 mm
AASHTO	Grava: 76,2 mm a 2 mm
	Arena: 2 mm a 0,075 mm
	Limo: 0,075 mm a 0,002 mm
	Arcilla: < 0,002 mm

Fuente: Braja M. Das. Fundamentos de Ingeniería Geotecnia, pág. 3

2.2.2.1 Coeficiente de uniformidad (C_u)

Según Braja M. Das, 2001, pag. 13, el coeficiente de uniformidad se determina mediante la siguiente forma:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2.1)$$

Donde:

- D_{60} : Diámetro debajo del cual se sitúa el 60% de las partículas en peso.
- D_{10} : Diámetro debajo del cual se sitúa el 10% de las partículas en peso.

- El coeficiente de uniformidad (C_u), nos indica la amplitud de los tamaños de granos en una curva granulométrica.

2.2.2.2 Coeficiente de curvatura (C_c)

Según Braja M. Das, 2001, pag. 13, nos proporciona la siguiente ecuación para el cálculo del coeficiente de curvatura:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \quad (2.2)$$

Donde:

- D_{30} : Diámetro debajo del cual se sitúa el 30% de las partículas en peso.
- D_{60} : Diámetro debajo del cual se sitúa el 60% de las partículas en peso.
- El coeficiente de curvatura (C_c), permite identificar eventuales, discontinuidades en la curva granulométrica.

Estos coeficientes, son utilizados en el Sistema Unificado (SU) de clasificación de suelos. Un suelo “bien graduado”, tendrá un C_c entre 1 y 3, donde los valores menores que 1, corresponden a curvas discontinuas mal graduadas. Si el C_c es superior a 3, se verifica el predominio de los granos con el mismo diámetro.

2.2.3 Límites de Atterberg

Los suelos finos (arcilla y limo), presentan un comportamiento cohesivo en contacto con la humedad, afectando sus propiedades mecánicas. En cambio, los suelos granulares (gravas y arenas), llamados suelos no cohesivos, no contemplan un comportamiento diferente frente a la humedad.

Los límites de Atterberg, se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos, aunque su comportamiento varía a lo largo del tiempo. Los límites se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino solo pueden existir cuatro 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 10 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.

- Límite líquido: cuando el suelo pasa de un estado plástico a un estado líquido. Para la determinación de este límite se utiliza la copa de Casagrande.
- Límite plástico: cuando el suelo pasa de un estado semisólido a un estado plástico.

Una vez definidos el límite líquido y límite plástico puede determinarse el índice de plasticidad.

El índice de plasticidad es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo¹.

$$IP = LL - LP \quad (2.3)$$

Representa el intervalo de humedades desde el estado semisólido a semilíquido y al igual que los límites, es frecuentemente utilizado para la caracterización de suelos cohesivos.

2.2.4 Ensayo de penetración (SPT)

Consiste básicamente en contar el número de golpes (N) que se necesitan para introducir dentro un estrato de suelo, un toma-muestras (cuchara partida) de 45 a 60 cm 11 aproximadamente de largo, a diferentes profundidades (generalmente con variación de metro en metro). El toma-muestras es golpeado bajo energía constante, con una maza en caída libre de 140 lb. (33.5 kg) y una altura de caída de 30 plg. (76,2 cm.). Este ensayo se realiza en depósitos de suelo arenoso y de arcilla blanda. No es recomendable llevarlo a cabo en depósitos de grava, roca o arcilla consolidada, debido a los daños que podría sufrir el equipo de perforación al introducirlo dentro de dichos estratos.

2.3 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico influye en elementos como la distribución de espacios, buscando adaptarlos a las necesidades del propietario y consiguiendo el máximo aprovechamiento de cada metro disponible. La arquitectura se realiza considerando tres aspectos elementales: La funcionalidad de la edificación, la morfología y lo estético.

¹ **Fuente:** Braja, M. Das, 2001, pag. 29

2.4 Juntas de dilatación²

Se denominan juntas de dilatación, a los cortes que se dan a una estructura, con el objeto de permitir los movimientos originados por las variaciones de temperatura, la retracción de fraguado, o los asentos de los apoyos. Excepto en el caso de los asentos, normalmente, sólo se tienen en cuenta los efectos de estos movimientos en dirección horizontal. Su magnitud puede determinarse previamente, con exactitud, mediante el cálculo. En principio, las juntas de dilatación deben afectar a todos los elementos de la estructura, incluidos los secundarios, tales como muros medianeros o de fachada, por ejemplo, a no ser que se trate de elementos rigurosamente estables.

En el caso de edificios corrientes, la separación entre juntas de dilatación, función de las condiciones climatológicas del lugar en que estén ubicados, no será superior a:

- En regiones secas o con gran variación de temperatura (superior a 10°C), 25 m.
- En regiones húmedas y de temperatura poco variable (variación no mayor de 10°C), 50 m.

2.4.1 Coeficiente de dilatación térmica

Como coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado, se tomará: $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$ por grado centígrado³.

2.4.2 Dilatación lineal

La dilatación lineal en física es el fenómeno que se produce cuando un material cuya forma predominante se dilata en dirección longitudinal, es decir aumenta su largo, causado por un aumento de temperatura o calor.

Se determina mediante la siguiente ecuación (Young, Freedman, 2009, pag. 576):

$$\Delta L = \alpha \cdot L_i \cdot (T_f - T_i) \quad (2.4)$$

Donde:

² Fuente: CBH-87, 1987, pag. 201

³ Fuente: CBH-87, 1987, pág. 40

ΔL : Diferencia de longitud

α : Coeficiente de dilatación térmica del concreto

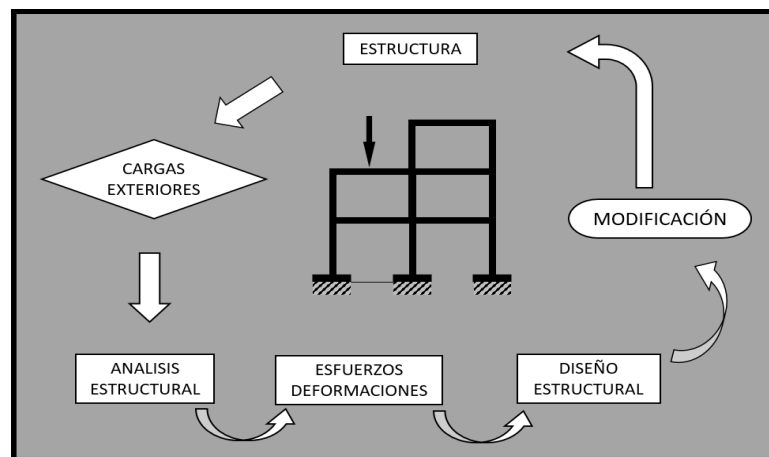
T_f : Temperatura final

T_i : Temperatura inicial

2.5 Análisis estructural⁴

El análisis de estructuras en un sentido amplio, es el conjunto de métodos y técnicas que permiten estudiar el comportamiento de las estructuras bajo determinadas acciones, en las distintas etapas que éstas atraviesan. En un sentido más clásico, el análisis de estructuras busca establecer las condiciones de resistencia y rigidez de las estructuras analizadas a través de la Resistencia de Materiales y de la Teoría de la Elasticidad.

Figura 2.1 Secuencia operacional de un proyecto estructural



Fuente: Blanco Díaz, Cervera Ruiz, & Suarez Arroyo, 2015, pág. 1

2.5.1 Principios fundamentales

Los métodos de análisis estructural a los que se van a aplicar las técnicas matriciales son aptos para estructuras en las que son válidos o se suponen válidos los principios fundamentales de la Mecánica de Estructuras, por tanto, se basan en el cumplimiento de:

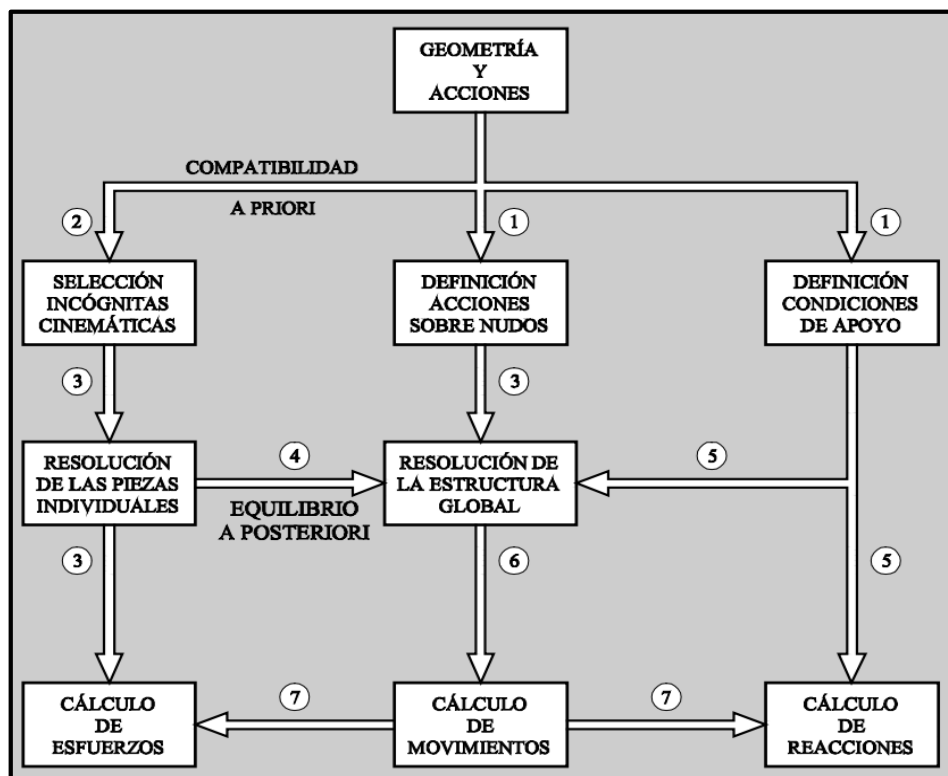
⁴ **Fuente:** Blanco Díaz, Cervera Ruiz, & Suarez Arroyo, Análisis Matricial de Estructuras, 2015, pág. 1

- I. **Compatibilidad:** La deformación es una función continua y tiene un valor único en cada punto. En consecuencia, los movimientos también lo son, y en particular, los movimientos en los extremos de las piezas que concurren en un mismo nudo son idénticos para todas las piezas.
- II. **Equilibrio:** Tanto la estructura globalmente como cada parte de la misma y, en particular, cada nudo y cada pieza de la misma están en equilibrio estático, bajo la acción de las fuerzas exteriores y de los esfuerzos internos.
- III. **Linealidad y principio de superposición:** La estructura se comporta linealmente tanto a nivel local (relación tensión-deformación según la Ley de Hooke), como a nivel global (relaciones desplazamiento-deformación y fuerzas-tensiones, según la hipótesis de los pequeños movimientos). En virtud de esta linealidad, es válido el principio de superposición. Los pasos necesarios para resolver una estructura mediante los métodos matriciales comienzan por definir la geometría de la estructura y las acciones, así como las condiciones de apoyo de la misma. La definición de la geometría debe hacerse de forma digital para que se pueda operar con ella fácilmente de manera algorítmica. La definición de las acciones debe ser general, de manera que se puedan considerar la enorme variedad de cargas y acciones que pueden solicitar la estructura. De igual manera, las condiciones de apoyo deben definirse de forma general. El proceso continúa con la identificación de las incógnitas, que serán movimientos incógnita de la estructura, si se aplica el Método de Rigidez, o fuerzas hiperestáticas, en el caso de aplicar el Método de Flexibilidad. El esquema de resolución en el caso del Método de Rigidez (ver Figura 2.2) consiste en el proceso secuencial siguiente:
 1. Definir la geometría de la estructura y las acciones, así como las condiciones de apoyo.
 2. Identificar el número de movimientos incógnitas que determinan la deformación de la estructura, teniendo en cuenta las correspondientes condiciones de compatibilidad en los nudos.
 3. Resolver las piezas individuales, en función de los movimientos de sus

extremos, satisfaciendo las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las piezas.

4. Imponer las necesarias condiciones de equilibrio en los nudos.
5. Imponer las condiciones de apoyo de la estructura.
6. Determinar los movimientos incógnita resolviendo el sistema de ecuaciones resultante.
7. Determinar los esfuerzos y las reacciones en la estructura.

Figura 2.2 Secuencia operacional de un proyecto estructural



Fuente: Blanco Díaz, Cervera Ruiz, & Suarez Arroyo, 2015, pág. 32

2.5.2 Método de las rigideces⁵

Este método, a diferencia del método de flexibilidad, basa en escribir primero las relaciones de fuerza y desplazamiento para los elementos, para después satisfacer los requisitos de equilibrio del modelo. En este método las incógnitas en las ecuaciones

⁵ **Fuente:** González Peña, Hoyos Castellanos, & Andrade Sánchez. Comparativa del Análisis Estructural Realizado con Software ETAAD y con Métodos Manuales tradicionales. 2017. pág. 140

son los desplazamientos. Una vez obtenidos estos desplazamientos, las fuerzas se obtienen a partir de las ecuaciones de compatibilidad y de fuerza-desplazamiento.

El estudio del método de la rigidez requiere subdividir la estructura en una serie de elementos finitos discretos e identificar sus puntos externos como nodos. Para el análisis de vigas y marcos, los elementos finitos se representan mediante cada uno de los miembros que la componen, y los apoyos o cambios de estado de cargas representan las juntas. Se determinan las propiedades de la fuerza-desplazamiento en cada miembro y después se relacionan entre sí usando las ecuaciones de equilibrio de fuerzas escritas en los nodos. Después estas relaciones, para todo el modelo, se agrupan en lo que se denomina matriz de rigidez de la estructura K . Una vez establecidos esto, se pueden determinar los desplazamientos desconocidos de los nodos para cualquier carga dada sobre el modelo analizado. Al conocer estos desplazamientos pueden calcularse las reacciones y fuerzas internas en la estructura utilizando las relaciones fuerza-desplazamiento para cada miembro.

En seguida se muestra un método que proporciona un medio para determinar los desplazamientos, las reacciones y las cargas internas de los miembros o elementos finitos de una viga tanto isostática como hiperestática.

Notación (viga)

Dividir la viga en elementos finitos e identificar arbitrariamente cada elemento y sus nodos. Usar un número escrito dentro de un círculo para un nodo y un número escrito dentro de un cuadro para un miembro. Por lo general, un elemento se extiende entre los puntos de apoyo, los puntos de cargas concentradas y las juntas, o en los puntos donde deben determinarse las cargas internas o desplazamientos. Además, los valores de E e I para los elementos que deben ser constantes.

Especificar en forma simbólica los extremos cercano y lejano de cada elemento al dirigir una flecha a lo largo del elemento, con la punta dirigida hacia el extremo lejano.

En cada punto nodal, especificar numéricamente los números de códigos y y z . En todos los casos, use los números de código más bajos para identificar todos los grados

de libertad no restringidos, seguidos por el resto de los números más altos para identificar los grados de libertad que están restringidos. Esto nos producirá una matriz compacta, es decir agrupará los coeficientes que representen las incógnitas para facilitar su manejo matemático.

Con base en el problema, establecer los desplazamientos conocidos D_k y las cargas externas conocidas D_k . Incluir cualquier carga de extremo fijo invertidas, si un elemento soporta una carga intermedia.

Matriz de rigidez de la estructura (viga)

Aplicar la Ecuación 2.5 para determinar la matriz de rigidez k para cada elemento expresada en coordenadas globales.

$$k = \begin{matrix} & \begin{matrix} N_y & N_z & F_y & F_z \end{matrix} \\ \begin{matrix} \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{matrix} \end{matrix} \quad (2.5)$$

Después de fijar la matriz de rigidez de cada elemento, y cuando las filas y columnas estén identificadas con los números de código adecuados, ensamble las matrices para establecer la matriz de rigidez de la estructura K . Como una comprobación parcial, las matrices de rigidez de todos los elementos y la matriz de rigidez de la estructura deben ser simétricas.

Desplazamientos y cargas

Partir la ecuación de rigidez de la estructura y realizar la multiplicación matricial con el fin de determinar los desplazamientos desconocidos D_u , ecuación 2.6, y las reacciones en los soportes desconocidos Q_u , ecuación 2.7.

$$Q_k = K_{11}D_u + K_{12}D_k \quad (2.6)$$

$$Q_u = K_{21}D_u + K_{22}D_k \quad (2.7)$$

La fuerza cortante y el momento interno q en los extremos de cada elemento de viga pueden determinarse a partir de la ecuación 2.8. Tomando en cuenta las cargas de extremo fijo adicionales q_0 .

$$q = k \times D_u + q_0 \quad (2.8)$$

Ahora veamos el análisis para el caso de un marco con este método de rigideces, que es muy similar al de una viga, como se vio anteriormente, con la diferencia que se requiere de matrices de transformación dado que los elementos de los marcos pueden estar orientados en diferentes direcciones, y la consideración de los desplazamientos axiales en los elementos, debidos a las acciones internas de tensión o compresión.

Notación (pórtico)

Se sigue la misma convención de notación que el utilizado en el análisis de una viga, estableciendo el sistema global de coordenadas y especificando los componentes de codificación x, y, z .

Matriz de rigidez de la estructura (pórtico)

Aplicar la ecuación 2.9 para determinar la matriz de rigidez para cada elemento expresada en coordenadas globales. En particular, los cosenos directores λ_x y λ_y se determinan a partir de las coordenadas x, y de los extremos del elemento, ecuaciones 2.10 y 2.11.

$$k = \begin{matrix} & \begin{matrix} N_x & N_y & N_z & F_x & F_y & F_z \end{matrix} \\ \begin{matrix} \left(\frac{AE}{L}\lambda_x^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_y^2 \right) & \left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right)\lambda_x\lambda_y & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_y & -\left(\frac{AE}{L}\lambda_x^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_y^2 \right) & -\left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right)\lambda_x\lambda_y & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_y \\ \left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right)\lambda_x\lambda_y & \left(\frac{AE}{L}\lambda_y^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_x^2 \right) & \frac{6EI}{L^2}\lambda_x & -\left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right)\lambda_x\lambda_y & -\left(\frac{AE}{L}\lambda_y^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_x^2 \right) & \frac{6EI}{L^2}\lambda_x \\ -\frac{6EI}{L^2}\lambda_y & \frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \frac{4EI}{L} & \frac{6EI}{L^2}\lambda_y & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \frac{2EI}{L} \\ -\left(\frac{AE}{L}\lambda_x^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_y^2 \right) & -\left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right)\lambda_x\lambda_y & \frac{6EI}{L^2}\lambda_y & \left(\frac{AE}{L}\lambda_x^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_y^2 \right) & \left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right)\lambda_x\lambda_y & \frac{6EI}{L^2}\lambda_y \\ -\left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right)\lambda_x\lambda_y & -\left(\frac{AE}{L}\lambda_y^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_x^2 \right) & \frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right)\lambda_x\lambda_y & \left(\frac{AE}{L}\lambda_y^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_x^2 \right) & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_x \\ -\frac{6EI}{L^2}\lambda_y & \frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \frac{2EI}{L} & \frac{6EI}{L^2}\lambda_y & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \frac{4EI}{L} \end{matrix} \quad (2.9)$$

$$\lambda_x = \cos\theta_x = \frac{X_F - X_N}{L} = \frac{X_F - X_N}{\sqrt{(X_F - X_N)^2 + (Y_F - Y_N)^2}} \quad (2.10)$$

$$\lambda_y = \cos\theta_y = \frac{Y_F - Y_N}{L} = \frac{Y_F - Y_N}{\sqrt{(X_F - X_N)^2 + (Y_F - Y_N)^2}} \quad (2.11)$$

Después de escribir cada matriz de rigidez de los elementos y luego de identificar las seis filas y columnas con, los números de código cercano y lejanos, las matrices se unen para formar la matriz de rigidez de la estructura K esta matriz también debe ser simétrica al igual que en el análisis de una viga.

Desplazamientos y cargas

De igual forma que el análisis en vigas se parte la ecuación de rigidez de la estructura y se realiza la multiplicación matricial con el fin de determinar los desplazamientos desconocidos D_u , Ecuación 2.6, y las reacciones en los soportes desconocidos Q_u , ecuación 2.7. Por último, las cargas internas en los extremos de los elementos pueden calcularse a partir de la ecuación 2.8.

Si los resultados de cualquiera de las dos incógnitas se calculan como cantidades negativas, indicará que actúan en la dirección negativa de sus coordenadas.

2.6 Hormigón armado

2.6.1 Resistencia característica a compresión del hormigón

Este valor se refiere a la amasada, y se obtiene a partir de los resultados de ensayo de rotura por compresión, como base de los cálculos; asociados en la norma CBH-87. Denominada por otro nombre, como resistencia específica.

Los hormigones se tipifican de acuerdo a los 28 días en probetas cilíndricas normales, según la siguiente serie:

Tabla 2.2 Resistencia característica de hormigones (f_{ck}) a 28 días (MPa).

H12,5; H15; H17,5; H20; H25; H30; H35; H40; H45; H50; H55

Fuente: CBH-87, 1987, pág. 21

Los tipos H12,5 y H25 se emplean generalmente en estructuras de edificación, y los

restantes de la serie se aplican en obras importantes. En nuestro país, el hormigón convencional, en nuestro medio es H21.

2.6.2 Resistencia característica a tracción

El valor de la resistencia a tracción del hormigón, si no se tiene disponible resultado de ensayo; se tomará en función de la resistencia a compresión del proyecto (f_{ck}).

Según CBH-87, pág. 20:

$$f_{ct,k} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (2.12)$$

Donde:

$f_{ct,k}$ y f_{ck} : Expresados en MPa.

2.6.3 Resistencia de cálculo del hormigón

Se considera como resistencia de diseño del hormigón en compresión " f_{cd} " al valor de la resistencia característica de proyecto correspondiente, dividido por un coeficiente de minoración adimensional (γ_c), tal como se indica en CBH-87, pág. 30.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.13)$$

2.6.4 Resistencia característica del acero

La resistencia característica del acero f_{yk} se define como el cuantil 5% del límite elástico en tracción.

2.6.5 Resistencia de cálculo del acero

Se considera como resistencia de cálculo, o de diseño, del acero, el valor f_{yd} dado por⁶:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.14)$$

Donde:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

⁶ Fuente: CBH-87. 1987. pag. 40

γ_s : Coeficiente de minoración del acero.

2.6.6 Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales

Los valores de los coeficientes de minoración para el acero y el hormigón y de ponderación según el nivel de control adoptado y los daños previsibles, se establecen en la siguiente tabla:

Tabla 2.3 Coeficientes de minoración de resistencia de los materiales

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1,15$	Reducido	+0,05
		Normal	0
		Intenso	-0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1,50$	Reducido	+0,20
		Normal	0
		Intenso	-0,10

Fuente: CBH-87, 1987, pág. 51

2.7 Hipótesis de carga más desfavorable⁷

Se elegirá la combinación de cargas más desfavorable, de las siguientes hipótesis:

$$\text{Hipótesis I} \quad y'_{fg} \cdot G + y'_{fq} \cdot Q \quad (2.15)$$

$$\text{Hipótesis II} \quad 0,90 \cdot (y'_{fg} \cdot G + y'_{fq} \cdot Q) + 0,90 \cdot y'_{fg} \cdot W \quad (2.16)$$

$$\text{Hipótesis III} \quad 0,80 \cdot (y'_{fg} \cdot G + y'_{fq} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq} \quad (2.17)$$

Donde:

G: Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.

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

⁷ Fuente: CBH-87. 1987. pág. 54

Q_{eq} : Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del 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 $W_{eq}=0$.

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.

2.8 Diseño de losa alivianada

2.8.1 Momento flector en viguetas

Se siguió los siguientes pasos, para el dimensionamiento y diseño de la armadura estructural.

1. Las cargas permanentes y cargas variables.
2. La altura de la losa alivianada (h_{aliv}) mínima será de 20 cm o $L/25$ en placas aligeradas⁸.

$$h_{aliv} = \frac{L}{25} \quad (2.18)$$

Donde:

L : Longitud de la vigueta

3. Como la vigueta está simplemente apoyada entre las vigas, se procede al cálculo del momento flector (M_f).

$$M_f = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad (2.19)$$

⁸ **Fuente:** García Meseguer, Morán Cabré & Arroyo Portero. 2009. Jiménez Montoya Hormigón Armado. pág. 418

Dónde:

q: Carga total: carga permanente + carga variable + peso de la losa (kg/m²).

L: Longitud de la vigueta (m).

4. El momento flector (M_f) será comparado con el momento flector admisible (M_{adm}), valor que es proporcionado por la empresa proveedora PRETENSA, **Figura 10.1**, cumpliendo la simple relación:

$$M_{adm} \geq M_f \quad (2.20)$$

Cuando el M_d , no es predominante en la losa de hormigón. Se debe de disponer una armadura de reparto en dirección perpendicular a los nervios o semiviguetas, esta armadura de reparto será constituida por barras, separadas como máximo 30 cm, según; la norma CBH-87 (página 195), cuya área A_s en cm²/m cumplirá la siguiente condición:

$$A_s \geq \frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}} \quad (2.21)$$

Donde:

h_o : Espesor en cm, de la losa de hormigón en el centro de la pieza (5 cm).

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto en MPa.

2.9 Diseño de Viga de H°A°

2.9.1 Predimensionamiento de la viga

El canto mínimo útil mínimo sin armadura de compresión (d_{min}) de la viga, se determina con siguiente ecuación⁹:

$$d_{min} = 1,69 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} \quad (2.22)$$

⁹ **Fuente:** García Meseguer, Morán Cabré & Arroyo Portero. Jiménez Montoya Hormigón Armado. 2009. pág. 236

Donde:

M_d : Momento de cálculo en E.L.U. ($\text{kg}\cdot\text{m}$).

b_w : Base de la sección (m)

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

El canto total (h), será la suma del canto mínimo (d_{\min}) y el recubrimiento mecánico.

En los cálculos se denomina recubrimiento mecánico a la distancia entre el centro de gravedad de una armadura y el paramento más próximo en la dirección del brazo mecánico, esto según García Meseguer, Moran Cabré & Arroyo Portero, 2009, pág. 119.

2.9.2 Cálculo de armadura longitudinal

Se determina el momento reducido de cálculo (μ_d), para luego compararlo con el momento reducido límite (μ_{lim}), según el caso que tenga:¹⁰

$$\text{a) } \mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \leq \mu_{\text{lim}} \quad \text{No se necesita armadura de compresión (A}_s\text{)} \quad (2.23)$$

$$\text{b) } \mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} > \mu_{\text{lim}} \quad \text{Si se necesita armadura de compresión (A}_s\text{')} \quad (2.24)$$

El valor de μ_{lim} , será determinado; según el tipo de acero a emplear. Para el presente proyecto, se utilizará un acero para hormigón; AH-500, con los siguientes valores límites:

Tabla 2.4 Valores límites que es recomendable no superar

ϵ_{lim}	μ_{lim}	ω_{lim}
0,45	0,2961	0,3643

Fuente: García Meseguer, Morán Cabré & Arroyo Portero, 2009, pág. 221

¹⁰ **Fuente:** García Meseguer, Morán Cabré & Arroyo Portero. Jiménez Montoya Hormigón Armado. 2009. pág. 220

Si la pieza solo requiere armadura de tracción (Caso a), se determinará la cuantía mecánica (ω), utilizando la tabla universal de flexión simple o compuesta. Posteriormente, se realiza el cálculo del área del acero (A_s), necesario a tracción. ¹¹

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.25)$$

El valor de la cuantía mecánica ω es posible obtenerla interpolando en función del momento reducido de cálculo. Esto usando la Tabla 16.1 (García Meseguer, Morán Cabré & Arroyo Portero, 2009, pág. 227)

Si la pieza necesita armadura de compresión (Caso b), se determinará en primer lugar; la cuantía de la armadura a compresión (ω'), posteriormente se obtendrá la cuantía de la armadura de tracción (ω). ¹²

$$\omega' = \frac{\mu_d - 0,2961}{1 - \delta'} \quad (2.26)$$

$$\omega = \omega' + 0,364 \quad (2.27)$$

Donde:

$$\delta' = \frac{r_m}{d} \text{ Recubrimiento relativo (adimensional)}^{13} \quad (2.28)$$

a) Obtenidos “ ω' o ω ”, se procede a determinar el área de la armadura de tracción (A_s) y de compresión (A_s'), según el caso que se obtenga. ¹⁴

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.29)$$

$$A_s' = \omega' \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.30)$$

¹¹ **Fuente:** García Meseguer, Morán Cabré & Arroyo Portero. Jiménez Montoya Hormigón Armado. 2009. pág. 226

¹² **Fuente:** García Meseguer, Morán Cabré & Arroyo Portero. Jiménez Montoya Hormigón Armado. 2009. pág. 230

¹³ **Fuente:** García Meseguer, Morán Cabré & Arroyo Portero. Jiménez Montoya Hormigón Armado. 2009. pág. 228

¹⁴ **Fuente:** García Meseguer, Morán Cabré & Arroyo Portero. Jiménez Montoya Hormigón Armado. 2009, pág. 227

- b) Para evitar la rotura frágil (falla de la sección por poca armadura de tracción) sin previo aviso, el código CBH-87, pág. 67, fija la siguiente armadura:

$$A_s \geq 0,04 \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.31)$$

- c) Para evitar las fisuras por retracción y temperatura, el código CBH-87 (pág. 67) fija una cuantía mínima geométrica (ω_g); para diferentes tipos de elementos estructurales, en función del tipo de acero utilizado.

Tabla 2.5 Cuantías geométricas mínimas, referidas a sección total del hormigón, en tanto por mil

Elemento	Posición	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares		8	6	5	4
Losa		2	1,8	1,5	1,4
Vigas		5	3,3	2,8	2,3
Muros	Horizontal	2,5	2	1,6	1,4
	Vertical	1,5	1,2	0,9	0,8

Fuente: CBH-87, pag. 67

- d) La armadura de diseño, será el mayor de las áreas de armaduras calculadas.

2.9.3 Cálculo de armadura transversal

Este cálculo de armadura de refuerzo transversal está referido a secciones sometidas a solicitaciones tangenciales.

La Norma CBH-87, pág. 70 y 71, indica que las ecuaciones utilizadas para el cálculo del estriado en los apoyos, donde la sollicitación del cortante es superior al mínimo, son las siguientes:

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b_w \cdot d \quad (2.32)$$

$$V_{u1} = 0,30 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd} \quad (2.33)$$

$$f_{cv} = 0,131 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (2.34)$$

Donde:

V_{cu} : Contribución de hormigón a la resistencia del esfuerzo cortante (kg).

f_{cv} : Resistencia virtual a cortante del hormigón (kg/m²).

f_{cd} : Resistencia característica del hormigón (kg/m²).

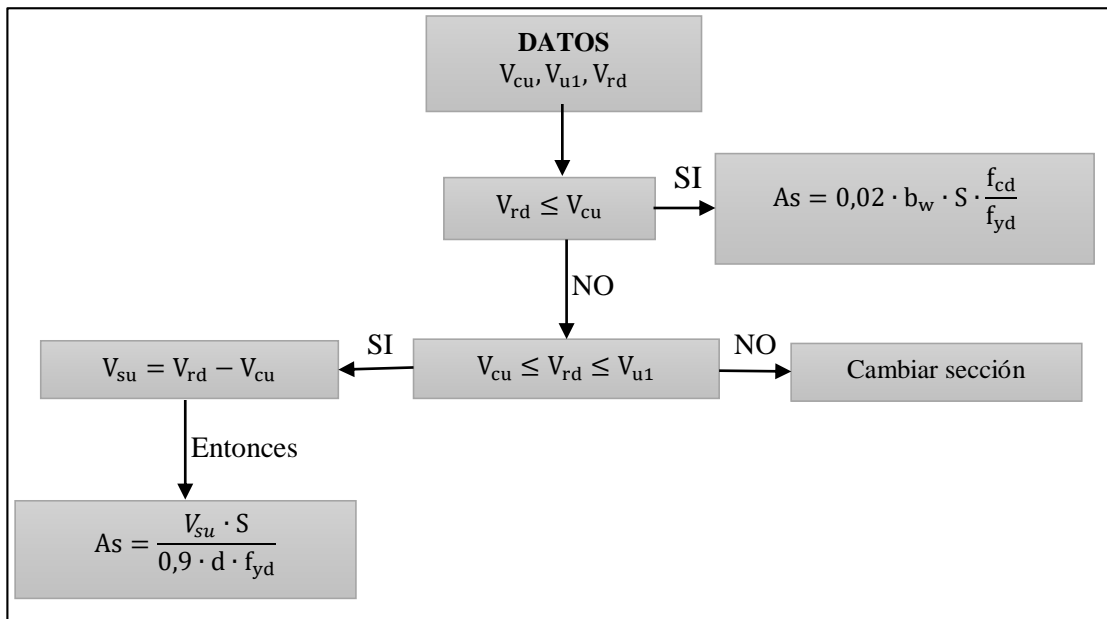
V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por esfuerzo por compresión oblicua del alma (kg).

d : Canto útil (m).

b_w : Base de la sección de estudio (m).

Para el diseño de la armadura, en los extremos de los apoyos; se debe determinar el esfuerzo cortante reducido de cálculo (V_{rd}), cuyo valor máximo se encuentra a una distancia “d” del borde del apoyo. El procedimiento para el cálculo de la armadura transversal, se presenta en el siguiente flujograma.

Figura 2.3 Flujograma cálculo de armadura transversal



Fuente: Elaboración propia

El diámetro de los estribos será de 6 mm, cuando las barras longitudinales son de 12 a 20 mm, y de 8 mm cuando las barras longitudinales son mayores a 20 mm, según el

comentario 8.1.7.2 de la norma CBH-87, pág. 65.

La separación de los estribos “ s_t ”, debe cumplir las siguientes condiciones; según el punto 8.2.3.3 de la norma CBH-87 (pág. 73):

$$s_t \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot d \\ 3 \cdot b_w \end{cases} \quad (2.35)$$

Sin embargo, la norma CBH-87 también menciona en página 64 que la separación entre estribos no debe sobrepasar de 12 veces el diámetro mínimo de las barras longitudinales.

2.9.4 Cálculo a torsión

Toda pieza prismática de hormigón que tenga sollicitación de torsión simple o acompañada de flexión y esfuerzo cortante se calculara según a lo que a continuación se indica con las armaduras longitudinales y transversales que se prescriben.

2.9.4.1 Comprobaciones relativas al hormigón¹⁵

El espesor eficaz h_e de las paredes viene dado por la siguiente expresión:

$$h_e = \frac{d_e}{6} \quad (2.36)$$

Donde:

d_e : El diámetro efectivo del mayor círculo que se pueda inscribir en el contorno de la sección.

La condición de agotamiento, por compresión del hormigón de las piezas de sección convexa, maciza o hueca, con $f_{cd} \leq 25$ MPa viene dada por:

$$T_d \leq T_{u1} = 0,36 \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \quad (2.37)$$

Donde:

T_d : Momento torsor de cálculo, actuante en la sección

¹⁵ Fuente: CBH-87. 1987. pág. 78

T_d : Momento torsor de agotamiento, por compresión del hormigón

A_e : Área envuelta por el contorno medio de la sección hueca, eficaz

h_e : Espesor eficaz

2.9.4.2 Comprobaciones relativas a las armaduras¹⁶

La condición de agotamiento por tracción de la armadura transversal es:

$$T_d \leq T_{u2} = \frac{2 \cdot A_e \cdot A_t}{s} f_{td} \quad (2.38)$$

Donde:

T_d : Momento torsor de cálculo

T_{u2} : Momento de agotamiento por tracción de la armadura transversal

A_e : Área envuelta por el contorno medio de la sección hueca eficaz

A_t : Área de la sección de una de las barras de los aceros, o de la malla que constituyen la armadura transversal.

s : Separación entre cercos o entre barras de la malla

f_{td} : Resistencia de cálculo del acero de la armadura transversal

La condición de agotamiento por tracción de la armadura longitudinal es:

$$T_d \leq T_{u3} = \frac{2 \cdot A_e}{u} f_{yd} \cdot A_{s1} \quad (2.39)$$

T_d : Momento torsor de cálculo

T_{u3} : Momento torsor por agotamiento por tracción de la armadura longitudinal

u : Perímetro del contorno medio de la sección hueca eficaz

A_{s1} : Área de la sección de armaduras longitudinales

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero de la armadura longitudinal

¹⁶ Fuente: CBH-87, 1987, pág. 79

Conviene recordar que para resistir la torsión solamente son efectivas las armaduras dispuestas junto a las caras de las piezas no siendo conveniente que c_o (véase figura 8.2.8 en CBH-87, pág. 80) sea superior a $b/6$ porque se reduce la eficacia de esta armadura y la del hormigón.

2.9.5 Cálculo de deformaciones

Cuando por razones funcionales, estéticas u otras, sea necesario efectuar el cálculo de deformaciones, se recurrirá a las teorías de la Resistencia de Materiales y/o de la elasticidad, introduciendo en el cálculo los valores característicos de los materiales y de las cargas, ya que el estudio de las deformaciones deberá realizarse para la pieza en las condiciones de servicio (no en las de agotamiento).

2.9.5.1 Cálculo de flechas

Para el cálculo de flechas instantáneas en elementos fisurados de sección constante, y a falta de métodos más rigurosos, se podrá usar, en cada etapa de la construcción, el siguiente método simplificado.

Se define como momento de inercia equivalente de una sección el valor I_e dado por:¹⁷

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 \cdot I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b \quad (2.40)$$

En esta expresión:

M_a : Momento flector máximo aplicado, para la combinación característica, a la sección hasta el instante en que se evalúa la flecha

M_f : Momento nominal de fisuración de la sección, que se calcula mediante la expresión:¹⁸

$$M_f = f_{ctm,fl} \cdot W_b \quad (2.41)$$

$f_{ctm,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón

¹⁷ Fuente: EHE-08. 2011. pág. 249

¹⁸ Fuente: EHE-08. 2011. pág. 250

W_b : Modulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra extrema en tracción

I_b : Momento de inercia de la sección bruta

I_f : Momento de inercia de la sección fisurada en flexión simple, que se obtiene despreciando la zona de hormigón en tracción y homogenizando las áreas de las armaduras activas y pasivas multiplicándolas por el coeficiente de equivalencia.

Las flechas adicionales diferidas, producidas por cargas de larga duración, resultantes de las deformaciones por fluencia y retracción, se pueden estimar, salvo justificación más precisa, multiplicando la flecha instantánea correspondiente por el factor.¹⁹

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'} \quad (2.42)$$

Donde:

ρ' : Cuantía geométrica de la armadura de compresión A'_s referida al área de la sección útil, en la sección de referencia.²⁰

$$\rho' = \frac{A'_s}{b_o \cdot d} \quad (2.43)$$

ξ : Coeficiente función de la duración de la carga que se toma de los valores indicados seguidamente:

5 o más años	2,0
1 año	1,4
6 meses	1,2
3 meses	1,0
1 mes	0,7
2 semanas	0,5

¹⁹ Fuente: EHE-08. 2001. pág. 250

²⁰ Fuente: EHE-08. 2001. pág. 251

2.9.5.2 Comprobaciones prácticas

No será necesaria la comprobación de la flecha en aquellos elementos cuyo canto útil d , cumpla simultáneamente las dos (2) condiciones siguientes: ²¹

$$d \geq 30 \cdot \varepsilon_y \cdot l_i \quad (2.44)$$

$$d \geq 50 \frac{g}{g + q} \varepsilon_y \cdot l_i \quad (2.45)$$

Donde:

ε_y : Alargamiento unitario del acero

g : Carga permanente repartida que actúa sobre el elemento

q : Carga variable repartida ($g + q =$ carga máxima total)

l_i : Longitud ficticia de la pieza expresada en las mismas dimensiones que “ d ”, cuyo valor en función de la longitud real “ l_r ” es el siguiente:²²

$l_i = 2,4 \cdot l_r$ si la pieza esta en voladizo

$l_i = l_r$ en las vigas simplemente apoyadas

$l_i = 0,8 \cdot l_r$ en las vigas empotradas en un extremo y apoyadas en el otro

$l_i = 0,6 \cdot l_r$ en las vigas empotradas en ambos extremos

La fórmula (2.45) puede aplicarse al caso de vigas sometidas a cargas concentradas, sustituyendo la expresión $g/(g + q)$, por el cociente de momentos flectores producidos por las cargas respectivas: ²³

$$\frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (2.46)$$

Debe llamarse la atención sobre el hecho de que, en lo anteriormente expresado, solo se toman en consideración las flechas instantáneas.

²¹ Fuente: CBH-87. 1987. pág. 99

²² Fuente: CBH-87. 1987. pág. 100

²³ Fuente: CBH-87. 1987. pág. 100

2.9.5.3 Verificación de estado límite de fisuración

En los casos corrientes de piezas lineales sometidas a flexión simple, armadas con barras corrugadas, la limitación correspondiente a los anchos máximos de las fisuras, puede comprobarse, por otros métodos mediante la expresión:²⁴

$$w_k = \left(1,5r + 0,04 \frac{\emptyset}{\rho}\right) \cdot \left(\frac{f_{yd}}{\gamma_f} - \frac{7,5}{\rho}\right) \cdot 10^{-6} \leq w_{\max}, \text{ con } \rho \geq 0,01 \quad (2.47)$$

En esta expresión:

r: Recubrimiento de la armadura, en mm

\emptyset : Diámetro de la barra, en mm

ρ : Cuantía geométrica de la armadura de tracción

γ_f : Coeficiente de seguridad de sollicitación, correspondiente al estado límite último

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero, en kg/cm²

w_{\max} : Ancho máximo de las fisuras

En el caso de piezas sometidas a tracción simple o compuesta, puede emplearse la misma fórmula anterior, sustituyendo por la cuantía geométrica referida a la sección total del hormigón, dividida por cuatro (4).

2.10 Diseño de columnas

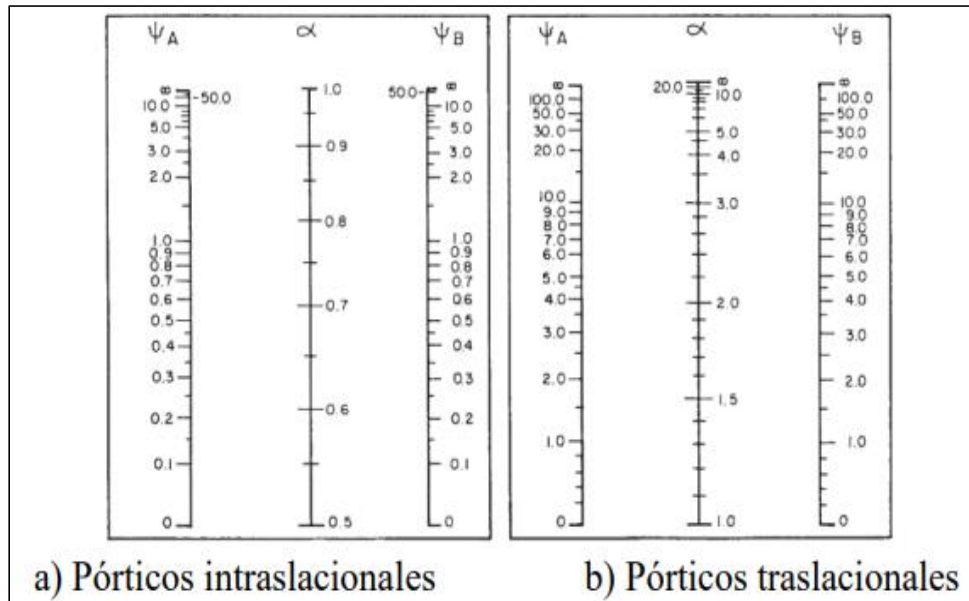
Las columnas son elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de las secciones transversal y esta acción puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal.

2.10.1 Longitud de pandeo

La longitud de pandeo de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo. Para determinar la longitud de pandeo para columnas que se encuentran en un piso se debe recurrir a los nomogramas que la norma CBH-87 nos facilita.

²⁴ Fuente: CBH-87. 1987. pág. 96

Figura 2.4 Nomogramas para determinar el coeficiente de pandeo



Fuente: CBH-87, 1987, pág. 84

2.10.2 Esbeltez mecánica

Se llama esbeltez mecánica de una pieza de sección constante a la relación de la longitud de pandeo entre el radio de giro de la sección en el plano de pandeo. Según CBH-87, pág.61, para calcular la esbeltez mecánica de la siguiente forma:

$$\lambda = \frac{l_o}{i} \quad (2.48)$$

Donde:

l_o : Longitud de pandeo.

i : Radio de giro= $\sqrt{I/A}$.

I : Inercia de la sección en el plano de análisis.

A : Área de la sección transversal.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la norma CBH-87, son los que se mencionan a continuación:

- Para esbeltez mecánica $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza se considera corta.
- Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda g < 29$), puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda g < 58$), debe aplicarse el método general. Para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia en otras palabras, el efecto P- Δ .
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda g > 58$).

2.10.3 Columnas cortas

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 (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores que 10) se trata de una columna corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.

La carga que puede soportar está regida por dimensiones de su sección transversal y por la resistencia de los materiales con lo que está construida. Se considera que una columna corta es un miembro más bien robusto con poca flexibilidad.

2.10.4 Columnas intermedias

Esto tipos de columnas son aquellas que tienen la esbeltez mecánica ($35 \leq \lambda < 100$), donde para poder resolverlas se acudirá a los métodos aproximados recomendados por la norma CBH-87 en su punto 8.3.5.2.

2.10.5 Método de la excentricidad ficticia

Este método aproximado es aplicable a los pilares de sección y armaduras constantes, cuya esbeltez mecánica no supere el valor de cien ($\lambda < 100$).²⁵

²⁵ Fuente: CBH-87. 1987. pág. 87

a) Excentricidad de primer orden

Excentricidad inicial o de primer orden “ e_o ”, no es menor que la excentricidad accidental, siendo e_o , igual a M/N , donde “ M ” es el momento exterior aplicado de primer orden, y “ N ” la carga axial actuante.²⁶

$$e_{ox} = \frac{Mdy}{N_d} \quad (2.49)$$

$$e_{oy} = \frac{Mdx}{N_d} \quad (2.50)$$

b) Excentricidad accidental

Excentricidad accidental “ e_a ”, que toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal. Según el punto 8.3.2.3 de la norma CBH-87, pág. 85 nos da la siguiente ecuación para este tipo de excentricidad.

$$e_o = e_a = \frac{c}{20} \geq 2 \text{ cm} \quad (2.51)$$

Siendo “ c ” la dimensión lineal de la sección paralela al plano de pandeo.

c) Excentricidad ficticia debido al pandeo (Segundo orden)

La excentricidad ficticia “ e_{fic} ”, no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad de primer orden “ e_a ”, tiene en cuenta de forma sencilla, los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado.²⁷

$$e_{fic} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{1.200} \right) \cdot \frac{c + 20 \cdot e_{ox}}{c + 10 \cdot e_{ox}} \cdot \frac{l_{ox}^2}{r_x} \cdot 10^{-4} \quad (2.52)$$

La referencia de esta ecuación se encuentra en la Norma Boliviana CBH-87 en su punto 8.3.5.2.1. pág. 88.

d) Excentricidad final

No es más que la suma de todas las excentricidades, (CBH-87, pág. 83).

$$e_{tot} = e_o + e_a + e_{fic} + e_{fl} \quad (2.53)$$

²⁶ Fuente: CBH-87. 1987. pág. 83

²⁷ Fuente: CBH-87. 1987. pág. 88

2.10.6 Flexión esviada

Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada cuando no se conoce a priori la dirección de la fibra neutra. Este estado se presenta en los siguientes casos:

- En aquellas secciones que, por su forma no presentan un plano de simetría, como las secciones en “L” de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.

El último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran algunas vigas, que pueden estar sometidas a cargas laterales viento, empuje de tierras en muro y cimientos, empuje de agua de depósitos, empuje del material almacenado en silos.

La mayoría de los pilares, aunque formen parte de pórticos planos, la acción del viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultarían de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión.

La razón de rehuir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia hasta tiempo recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

2.10.7 Ábacos adimensionales en roseta

Este método es el equivalente en flexión esviada, a los diagramas de interacción en flexión recta.

En este método se obtiene un conjunto de superficie de interacción (N, M_x, M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarla por plano N=cte. En cada hoja puede agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación

en roseta).

Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v, μ_a, μ_b), son válidos para sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón.

El dimensionado de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada por la misma disposición de armadura, recubrimientos relativos, tipo de acero y límite elástico del mismo, basta entrar en el sector correspondiente el valor de “v” del que se trate, con los valores de μ_x, μ_y para obtener la cuantía mecánica total necesaria “ ω ”.

El procedimiento a realizar para entrar a los ábacos es el siguiente:

- Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón.²⁸

$$U_c = f_{cd} \cdot A_c = f_{cd} \cdot b \cdot h \quad (2.54)$$

- Cálculo de los esfuerzos reducidos.²⁹

$$v = \frac{Nd}{f_{cd} \cdot A_c} \quad ; \quad \mu_a = \frac{M_{ad}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot a} \quad ; \quad \mu_b = \frac{M_{bd}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot b} \quad (2.55)$$

- Definir los valores de momento reducido para entrar a los ábacos:³⁰

$$\mu_1 = \text{mayor} (\mu_a, \mu_b) \quad \mu_2 = \text{menor} (\mu_a, \mu_b) \quad (2.56)$$

Con los valores de los esfuerzos reducidos y definiendo la distribución de la armadura para los pilares se entra a los ábacos en roseta correspondiente. Si el valor de “v” no es redondo, se obtiene “ ω ” por interpolación entre los resultados correspondientes a los valores redondos de “v” entre los que esté situado el dado.

Los ábacos en roseta para flexión esviada y secciones rectangulares se encuentran en García Meseguer, Morán Cabré & Arroyo Portero, 2009, pag. 506-511.

²⁸ **Fuente:** García Meseguer, Morán Cabré & Arroyo Portero. Jiménez Montoya Hormigón Armado. 2009. pág. 228

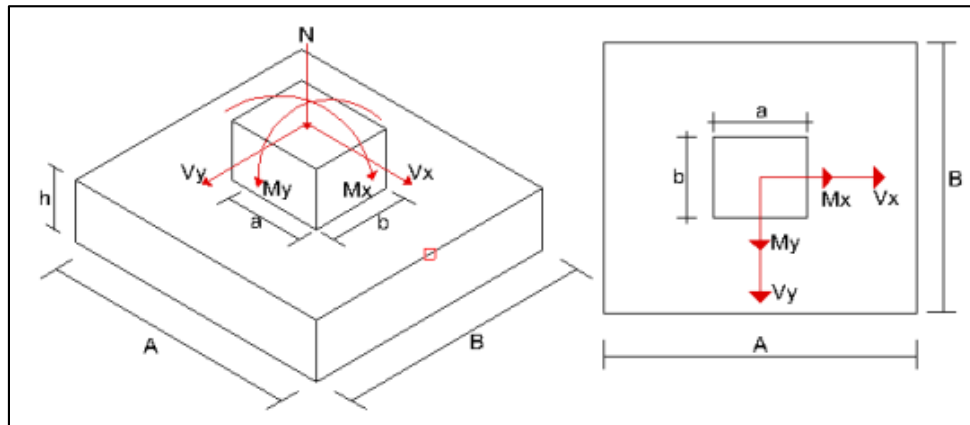
²⁹ **Fuente:** García Meseguer, Morán Cabré & Arroyo Portero. Jiménez Montoya Hormigón Armado. 2009. pág. 509

³⁰ **Fuente:** García Meseguer, Morán Cabré & Arroyo Portero. Jiménez Montoya Hormigón Armado. 2009. pág. 509

2.11 Diseño de zapata

Las cargas que actúan en el diseño de la zapata aislada son:

Figura 2.5 Zapata aislada sometida a M, V, N



Fuente: Elaboración propia

2.11.1 Dimensionamiento en planta

Si todas las presiones nominales sobre el suelo son de compresión o nulas, la distribución sigue la ley de NAVIER.³¹

$$\sigma_t = \frac{N}{A \cdot B} \pm \frac{6 \cdot M_x}{A^2 \cdot B} \pm \frac{6 \cdot M_y}{A \cdot B^2} \quad (2.57)$$

Se tomará las cargas “N, M” en servicio, asumiendo un peso de la zapata igual al 5% de “N”, las zapatas tendrán dimensiones iguales (A=B), por lo tanto, el cálculo de sus dimensiones es el siguiente (para carga excéntrica):

Como A=B, entonces:

$$\sigma_t = \frac{N}{A^2} + \frac{6 \cdot M_x}{A^3} + \frac{6 \cdot M_y}{A^3} \leq \sigma_{adm} \quad (2.58)$$

Se despeja la dimensión “A”, correspondiente a uno de los lados de la zapata.

σ_{adm} : Esfuerzo admisible del terreno (kg/m²)

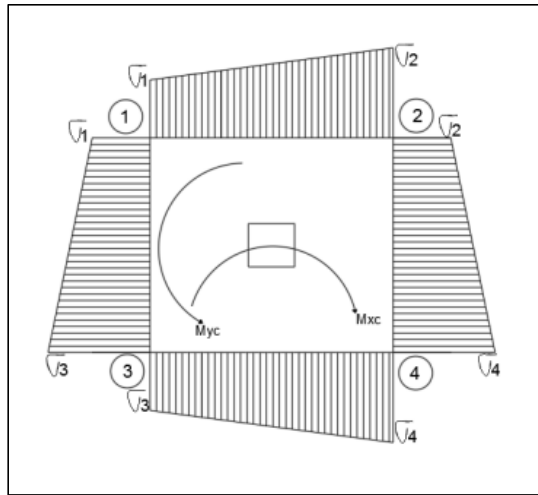
³¹ **Fuente:** J. Calavera. Cálculo de Estructuras de Cimentación. 1982. pág. 100

σ_t : Esfuerzo aplicado en el terreno, punto "4", correspondiente a punto más crítico de compresión. (kg/m²).

2.11.2 Esfuerzos en la zapata

De la ecuación 2.58 es posible obtener las siguientes ecuaciones de esfuerzos en la zapata en cada esquina.

Figura 2.6 Diagrama de esfuerzos en la zapata



Fuente: Elaboración propia

$$\sigma_1 = \frac{N}{A^2} - \frac{6 \cdot M_{xc}}{A^3} - \frac{6 \cdot M_{yc}}{A^3}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A^2} + \frac{6 \cdot M_{xc}}{A^3} - \frac{6 \cdot M_{yc}}{A^3}$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{A^2} - \frac{6 \cdot M_{xc}}{A^3} + \frac{6 \cdot M_{yc}}{A^3}$$

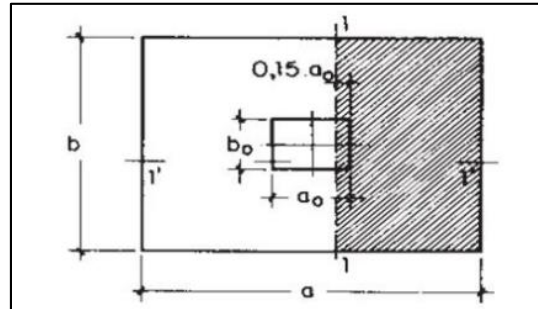
$$\sigma_4 = \frac{N}{A^2} + \frac{6 \cdot M_{xc}}{A^3} + \frac{6 \cdot M_{yc}}{A^3}$$

2.11.3 Cálculo del momento de diseño (M_d)

Según el libro de Jiménez Montoya 15va edición (pág. 378) el cálculo del momento de diseño para la armadura a tracción se lo hará a una distinción de:

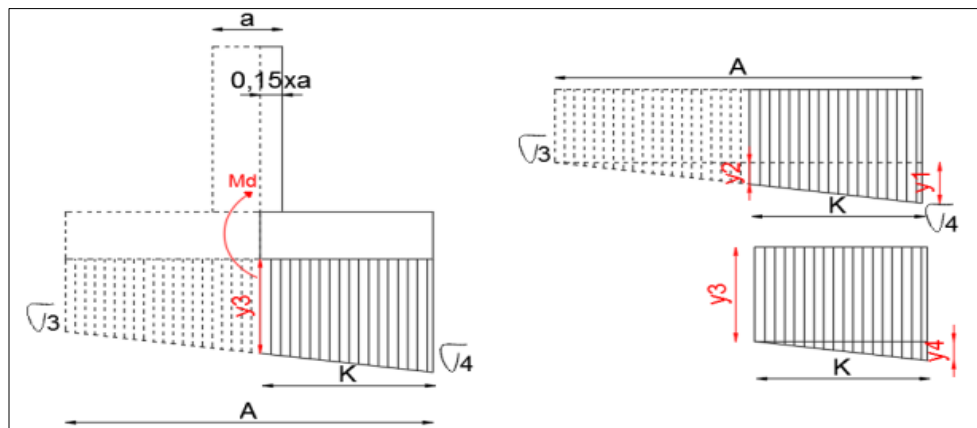
"0,15·a_o" y "0,15·b_o" dentro de la columna (sección 1-1).

Figura 2.7 Distancia " $0,15 \cdot a_0$ " para el cálculo del momento de diseño (M_d)



Fuente: Hormigón Armado Jiménez Montoya (15va. Edición)

Figura 2.8 Diagrama de esfuerzos para el " M_d "



Fuente: Elaboración propia

Según CBH-87, pág.162:

$$K = \frac{A}{2} - \frac{a}{2} + 0,15 \cdot a \quad (2.59)$$

$$y_1 = \sigma_4 - \sigma_3 \quad y_2 = \sigma_4 - \sigma_3 \quad y_3 = \sigma_3 - \sigma_2 \quad (2.60)$$

Entonces se tiene que:

$$M_d = \frac{y_3 \cdot K^2}{2} + \frac{y_1 \cdot K^2}{3} \quad (2.61)$$

Calculado M_d , se procede al cálculo de la armadura a tracción (A_s) como una losa y se verificará con su armadura geométrica mínima (A_g).

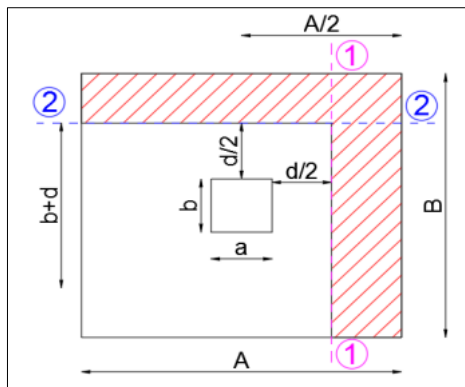
Se tomará como diámetro mínimo 12mm recomendado.

Una vez calculado el dimensionamiento la zapata y su respectiva armadura, se procede a la verificación del vuelco y deslizamiento respectivamente.

2.11.4 Verificar cortante por flexión

Según CBH-87, pág. 170, se tiene que:

Figura 2.9 Área de cortante a flexión



Fuente: Elaboración propia

Según CBH-87, pág. 171, se debe cumplir:

Sección 1-1	Sección 2-2	
$V_{d1} < 2 \cdot f_{cv} \cdot B \cdot d$	$V_{d2} < 2 \cdot f_{cv} \cdot A \cdot d$	(2.62)

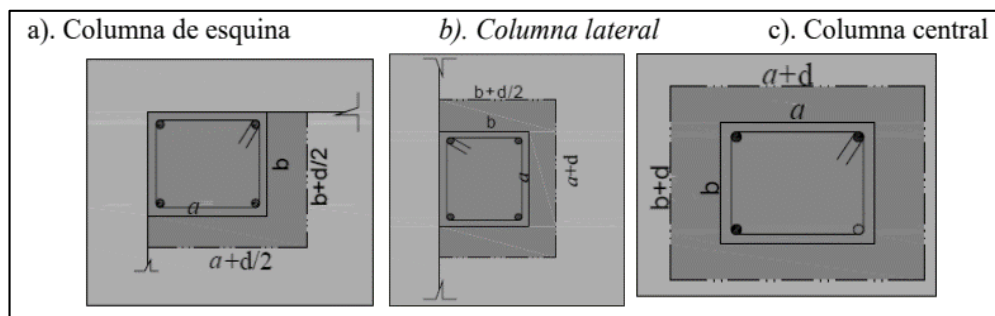
Siendo:

$$V_{d1} = B \cdot \left(\frac{A}{2} - \frac{a}{2} - \frac{d}{2} \right) \cdot \sigma_{adm} \qquad V_{d2} = A \cdot \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2} - \frac{d}{2} \right) \cdot \sigma_{adm} \qquad (2.63)$$

2.11.5 Verificación de corte a punzonamiento

Para la verificación de corte a punzonamiento encontrar la carga última total de todas las columnas. Las secciones críticas a punzonamiento están ubicadas a una distancia "d" de la columna. Por lo tanto, la expresión para el cálculo de "b" que es el perímetro crítico está en términos de "d", que depende de la posición de la columna con respecto al plano de la losa.

Figura 2.10 Secciones críticas



Fuente: Lisbeth Carmiña Camacho Torrico. Material de Apoyo Didáctico para la Enseñanza y Aprendizaje de la Asignatura Fundaciones I. (2009).

No será necesaria armadura de punzonamiento si se cumplen las siguientes limitaciones: ³²

$$\frac{N_d}{A_c} + \frac{\alpha \cdot |M_d| u}{J_c} \leq 2 \cdot f_{cv} \quad (2.64)$$

$$\frac{N_d}{A_c} + \frac{\alpha \cdot |M_x| v}{J_c} \leq 2 \cdot f_{cv} \quad (2.65)$$

Donde:

N_d : Reacción del pilar, descontada la parte de la misma que carga directamente en la zona de punzonamiento.

A_c : Área resistente de la sección a comprobar, igual al perímetro crítico por el canto útil.

α : Fracción del momento que se transmite, desde la placa al pilar por excentricidad de cortante.

$M_d(x,y)$: En los casos de pilares interiores y en los de borde, en dirección paralela al mismo, diferencia de momentos flectores de cálculos actúan a ambos lados del plano vertical.

³² **Fuente:** CBH-87. 1987. pág. 138

d: Canto útil de la placa.

J_c : Momento de inercia combinado o momento polar, de la sección a comprobar.

f_{cv} : Resistencia virtual del hormigón, a esfuerzo cortante (ver ecuación 2.34).

u, v: Distancia de la fibra neutra c-c, de la sección que hay que comprobar, a los bordes de la misma, definidos por el perímetro crítico.

Cumpliendo los requisitos se debe verificar la siguiente relación:

$$V_{cu} \geq V_d \quad (2.66)$$

Generalmente se realiza el cálculo para la columna que tenga mayor carga y menor sección es decir la columna más crítica (esto para no hacer todas las columnas y solo hacer las más desfavorables).

Nota. - Para calcular el canto útil “d” se puede asumir un valor y verificar si cumple o se puede igualar ambas expresiones para obtener un valor de canto útil mínimo.

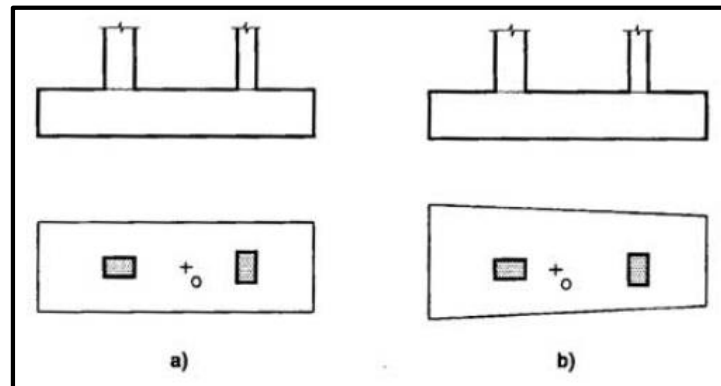
2.12 Diseño de zapata combinada

Se entiende por zapata combinada la que cimienta dos pilares. En general, en este caso es una buena práctica dimensionar el cimiento de forma que el centro de gravedad de su superficie en planta coincida sensiblemente con el de las acciones.

Esto puede conseguirse de varias formas: una de ellas consiste en construir una zapata de ancho constante, de forma que el centro de gravedad del rectángulo de la planta de la zapata coincida con el punto de paso de la resultante de cargas de los dos pilares. Esto mismo puede alcanzarse con otras formas de planta, como por ejemplo la trapezoidal, pero ello tiene el inconveniente de complicar mucho la ferralla, al organizarla con barras de longitud variable, por lo que muy rara vez se recurre a esta solución.

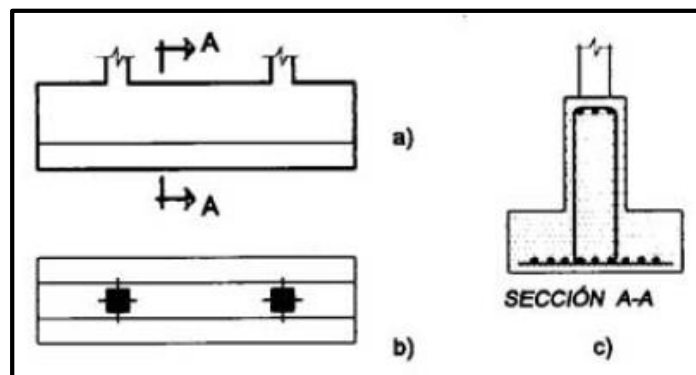
Actualmente por motivos económicos, se tiende a dar a las zapatas combinadas un canto constante, aunque a veces, en casos particulares, se emplea la solución indicada, en la Figura 2.12 con una sección T invertida.

Figura 2.11 Zapatas combinadas



Fuente: Cálculo de estructuras de cimentación, 4ta ed., 1982, pág. 221

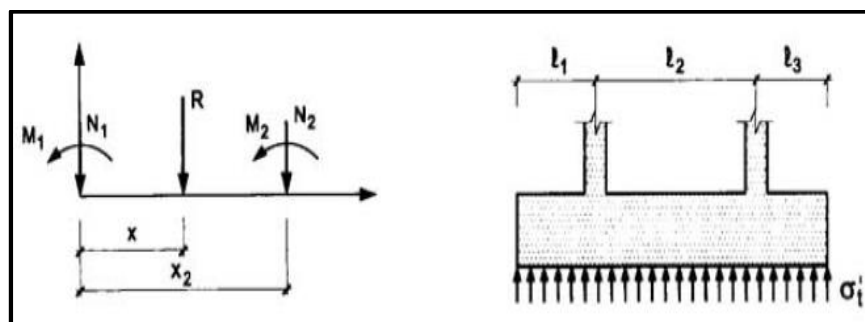
Figura 2.12 Zapata combinada de sección T invertida



Fuente: Cálculo de estructuras de cimentación, 4ta ed., 1982, pág. 222

El caso más general es el de dos cargas con dos momentos.

Figura 2.13 Cargas en zapata combinada



Fuente: Cálculo de estructuras de cimentación, 4ta ed., 1982, pág. 222

Estableciendo el equilibrio con la resultante R, se tiene: ³³

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 + N_2 = R \\ M_1 + M_2 - N_2 x_2 = -x \end{array} \right\}$$

$$R = N_1 + N_2 \quad (2.67)$$

$$x = \frac{N_2 x_2 - M_1 - M_2}{N_1 + N_2} \quad (2.68)$$

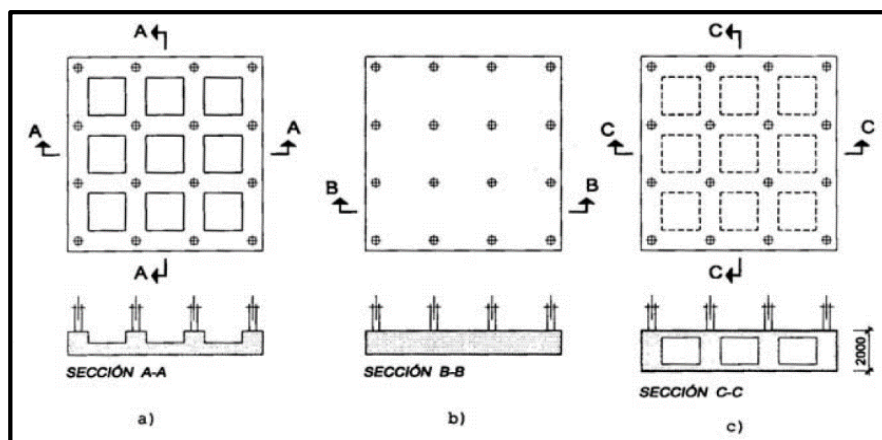
Con lo que queda definida la magnitud y posición de la resultante.

Si es posible, el cimiento, generalmente de planta rectangular, se dispone concéntrico con R, con lo cual se tiene la ventaja de que las presiones sobre el suelo, si el cimiento va ser rígido, pueden considerarse uniformes. En la práctica esto frecuentemente no es posible ya que existen diferentes combinaciones de acciones a las que corresponden distintos valores y posiciones de R.

2.13 Diseño de losa de cimentación

Generalmente se recomienda que cuando la superficie de cimentación mediante zapatas aisladas supere el cincuenta por ciento de la planta de la construcción, se estudie el posible interés de una cimentación por placa.

Figura 2.14 Tipos de losa de cimentación



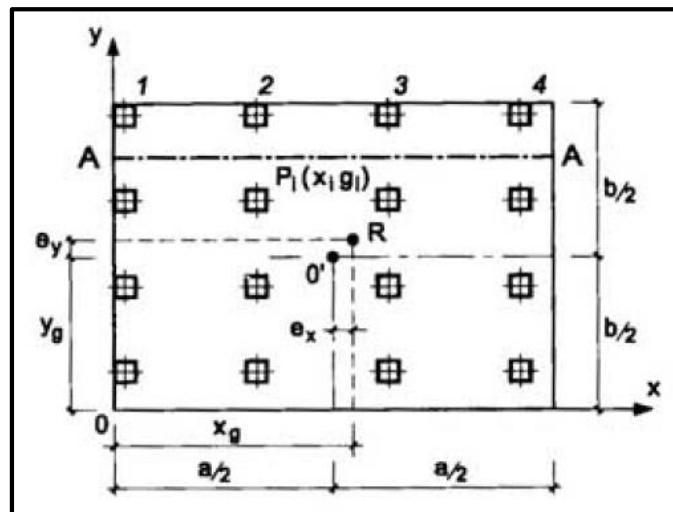
Fuente: Cálculo de estructuras de cimentación, 4ta ed., 1982, pág. 283

³³ **Fuente:** J. Calavera. Cálculo de Estructuras de Cimentación. 1982. pág. 222

Las ventajas de esta solución son evidentes en cuanto a minimizar la importancia de un defecto y oquedad aislada del terreno. Sin embargo, a idea de que la cimentación por placa es la panacea de cualquier problema es sumamente errónea. La placa presenta problemas estructurales y geotécnicos que deben ser estudiados con especial cuidado.³⁴

Si llamamos N_i , al esfuerzo axial del pilar i , y x, y las coordenadas de su eje en planta, y siendo M_{xi}, M_{yi} , los momentos de las direcciones x e y , de dicho punto, se tiene:

Figura 2.15 Centro de gravedad en losa de cimentación



Fuente: Cálculo de estructuras de cimentación, 4ta ed., 1982, pág. 285

Según CBH-87, pág. 285:

$$x_g = \frac{\sum N_i x_i + \sum M_{xi}}{\sum N_i} \quad (2.69)$$

$$y_g = \frac{\sum N_i y_i + \sum M_{xy}}{\sum N_i} \quad (2.70)$$

$$R = \sum N_i \quad (2.71)$$

Donde x_g, y_g son las coordenadas de la resultante.

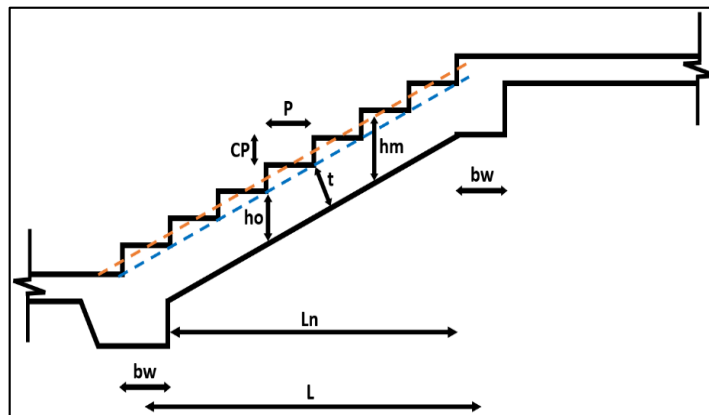
³⁴ **Fuente:** J. Calavera. Cálculo de Estructuras de Cimentación. 1982. pág. 284

2.14 Diseño de escaleras de H°A°

Las escaleras de hormigón armado son estructuras que constan de peldaños consecutivos que sirven para comunicar diferentes niveles en una construcción.

Las escaleras están conformadas por 4 partes: paso, contrapaso, descanso y losa, ver Figura 2.16.

Figura 2.16 Geometría de la escalera



Fuente: Elaboración propia

Las losas de escaleras se diseñan como simplemente apoyadas en las vigas extremas que las soportan.

2.14.1 Espesor de la losa de la escalera

Según el texto del Ing. Morales, Diseño de Concreto Armado, pág. 58, podemos calcular el espesor mediante la siguiente forma:

$$t = \frac{L_n}{25} \approx \frac{L_n}{20} ; \text{ Se tomará el promedio de ambos} \quad (2.72)$$

Siendo L_n la proyección horizontal de la longitud total de la escalera en el tramo considerado. En los extremos que presenten continuidad con alguna losa o placa del entrepiso, se dispondrá el acero necesario para resistir los momentos negativos correspondientes.³⁵

³⁵ Fuente: Fratelli, M. Diseño Estructural en Concreto Armado. 1998. pág. 47.

2.14.2 Altura media de la losa

Se debe determinar la altura media de la losa (h_m) mediante la siguiente ecuación

(Ing. Morales, pág. 59):

$$h_m = \frac{t}{\cos\theta} + \frac{CP}{2} \quad (2.73)$$

$$\cos(\theta) = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} \quad ; \text{Ángulo que forma con la horizontal} \quad (2.74)$$

t = Espesor de la losa (m)

P = Paso (m)

CP = Contrapaso (m)

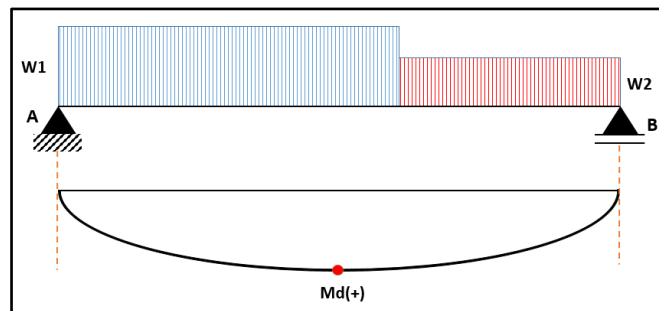
2.14.3 Carga de diseño en escaleras de $H^\circ A^\circ$

Se debe determinar la carga de diseño (en los E.L.U.) del tiro de la escalera (W_1) y del descanso (W_2), ver Figura 2.17. Se deben considerar las cargas permanentes y cargas variables.

2.14.4 Cálculo de momento de diseño en escaleras de $H^\circ A^\circ$

Para la determinación del momento máximo positivo de cálculo " $M_d^{(+)}$ ", debido a la carga de diseño, los apoyos de la losa deben asumirse articulados; tal como se muestra en la Figura 2.17:

Figura 2.17 Distribución de cargas en la escalera



Fuente: Elaboración propia

Calculado $M_d^{(+)}$, se procede al cálculo de la armadura longitudinal (A_s).

2.14.5 Cálculo de armadura longitudinal

La armadura positiva de tracción, A_s , es posible calcularla con la ecuación 2.25. También se debe obtener la armadura mínima geométrica, $A_{\text{mín. geo}}$, considerando el elemento como una losa y obteniendo la cuantía mínima geométrica según Tabla 2.6.

Si la armadura de cálculo resulta menor a la armadura geométrica mínima de retracción y temperatura, se optará esta última, como la armadura de diseño, $A_s^{(+)}$.

Según Ing. Morales, pág. 59, el cálculo de la armadura negativa (A_s^-) se realizará considerando el momento negativo de diseño se la siguiente forma:

$$M_d^{(-)} = \frac{1}{2} \cdot M_d^{(+)} \quad (2.75)$$

Al igual que el cálculo de una losa maciza, la separación máxima de las armaduras (s), no debe de sobrepasar de 30 cm.

2.14.6 Cálculo de armadura transversal

En el sentido transversal, se coloca acero mínimo por retracción y temperatura haciendo uso de la Tabla 2.6 para obtener la cuantía mínima geométrica, $\omega_{\text{mín. geo}}$.

$$A_{\text{mín. geo}} = \omega_{\text{mín. geo}} \cdot b \cdot d \quad (2.76)$$

2.15 Estrategia para la ejecución del proyecto

Para la ejecución del proyecto, es necesario determinar, como primer paso: las especificaciones técnicas, seguidamente, se realizará los cálculos métricos; con sus respectivos precios unitarios para la elaboración del presupuesto, y finalmente el planeamiento y cronograma respectivo.

2.15.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas, en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forman parte integral del proyecto; complementando lo indicado, en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los acabados. En general las especificaciones técnicas se hicieron en base a las especificaciones nacionales oficiales del país.

2.15.2 Precios unitarios

Los precios unitarios, se refieren al costo por unidad de: volumen, área o longitud, según corresponda, para cada ítem de construcción. El análisis de los precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos:

- Materiales
- Mano de obra
- Equipo
- Maquinaria y herramientas

Se tomará en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra, como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA, como gastos generales él; 10% y como utilidad el 10%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94% y un valor de IT del 3,09%. El formulario que corresponde al análisis de los precios unitarios es; “B-2”, correspondiente del Sistema de Administración de Bienes y Servicio (SABS)”, que utiliza las incidencias pertinentes y los precios actuales de los materiales, mano de obra, equipo, etc.

2.15.3 Cómputos métricos

Computar significa medir: superficies, longitudes, y volúmenes, en los que solo se requiere el uso de fórmulas geométricas sencillas. El cómputo métrico, también es conocido como cubicaje o medición, que determina el volumen de una obra o parte de la misma, para que aplicando el producto del mismo por su costo unitario; nos dé una idea representativa de su valor.

2.15.4 Presupuesto

El presupuesto de la obra, se lo determina de acuerdo a los precios unitarios para cada cómputo métrico referido a la obra; con esto anticipamos el costo total de la obra y poder estimar una utilidad conveniente. Se debe tener cuidado, porque un mal presupuesto, puede generar pérdidas para la empresa encargada de la construcción de la obra. El detalle del presupuesto de obra, de acuerdo al formulario B-1 del Sistema de Administración de Bienes y Servicio (SABS).

2.15.5 Planeamiento y cronograma

El planeamiento y cronograma de una obra a ejecutar, se lo determinará de acuerdo a una ruta crítica y la cantidad de cuadrillas necesarias, en cada una de las etapas de la construcción. Se utilizará el diagrama de GANTT, para la elaboración del planeamiento y cronograma de la obra.

CAPÍTULO III:
INGENIERÍA DEL PROYECTO

CAPITULO III: INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1 Levantamiento topográfico

Se pudo apreciar que el terreno de emplazamiento, presenta pendientes mínimas y desniveles pequeños; caracterizando así el terreno como plano, pero al ingresar al lugar, presenta un desnivel. Por lo tanto, el estudio topográfico, no solo se realizará en el lugar de emplazamiento sino también fuera del mismo. El levantamiento topográfico se lo realizó con una estación total; para un área de emplazamiento de 3000 m² aproximadamente, dando como resultado, variaciones de elevación casi insignificantes entre un punto y otro. Las tablas de datos de coordenadas del levantamiento topográfico se adjuntarán en el Anexo I y el plano topográfico planímetro del mismo modo.

3.2 Estudio de suelos

El estudio de suelos, engloba: la granulometría, límites de Atterberg y ensayo de penetración estándar (S.P.T). Estos ensayos fueron realizados en el laboratorio de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, cumpliendo con lo señalado en el marco teórico (Capítulo II). Se realizó tres perforaciones: la primera a 2 m de profundidad, la segunda a 3 m y tercera a 4 m. Ver Anexo II.

La clasificación del suelo según el método ASSTHO, corresponde a un; A-1-a(0), y por el Sistema Unificado (SUCS) un; GP, que significa “suelo gravoso, con presencia de arena fina y limo inorgánico”.

Tabla 3.1 Resumen de los esfuerzos admisibles del suelo (σ_{adm}).

N° Pozo	Profundidad (m)	Nro. golpes (SPT)	Método Adm. Nat. (kg/cm ²)	Método Adm. Seco (kg/cm ²)
1	2,0	17	1,28	1,48
2	3,0	14	1,12	1,43
3	4,0	10	0,96	1,26

Fuente: Elaboración Propia

3.3 Análisis del diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico del Módulo Administrativo del Campo Cultural y Agropecuario del Municipio de Bermejo fue proporcionado por el Gobierno Municipal de Bermejo.

Figura 3.1 Vista Frontal 3D del Módulo Administrativo



Fuente: Planos arquitectónicos

En los planos arquitectónicos se puede observar que el Modulo Administrativo del Campo Cultural y Agropecuario del Municipio de Bermejo cuenta con:

Planta baja:

- Oficinas, salón, conserjería, pasillos y baños.

Planta alta:

- Oficinas, salas de reuniones, archivos, pasillos y baños.

Estos planos se pueden ver con más detalles en los planos arquitectónicos.

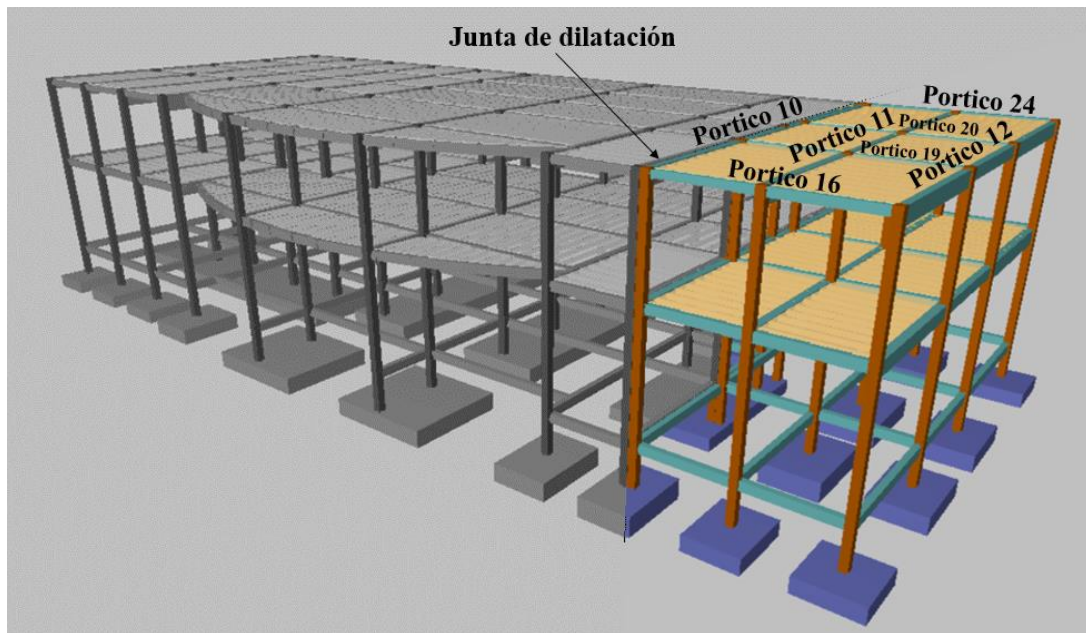
Desde el punto de vista de la ingeniería, el proyecto tiene la posibilidad de adecuarse a diferentes tipos de elementos estructurales que no alteran la arquitectura. Sin embargo la estructura de sustentación será una estructura aporticada con elementos de H°A°.

3.4 Análisis Estructural

La determinación de los esfuerzos o solicitaciones de los elementos estructurales se realizó mediante el método Análisis Matricial de Rigidez, esto dividiendo la estructura en pórticos y analizando las cargas que actúan sobre la estructura. Se consideraron el peso propio, carga losa, carga de muro, sobrecarga, carga de viento, etc.

Debido a que esta estructura consta de una junta de dilatación se realizó el análisis matricial de los pórticos 10, 11, 12, 16, 19, 20 y 24, también denominado Modulo 2, los que se pueden observar en la Figura 3.1.

Figura 3.2 Junta de dilatación y pórticos para el análisis matricial



Fuente: Cypecad 2017

3.4.1 Análisis Matricial de Rigidez

A continuación, presentamos el análisis matricial del Pórtico 12. Para realizar este método es posible seguir una serie de procedimientos y así poder determinar los esfuerzos o solicitaciones de los elementos estructurales.

3.4.2 Módulo de elasticidad

Según CBH-87, pág. 34, para hormigón H-25 el valor del módulo de elasticidad es:

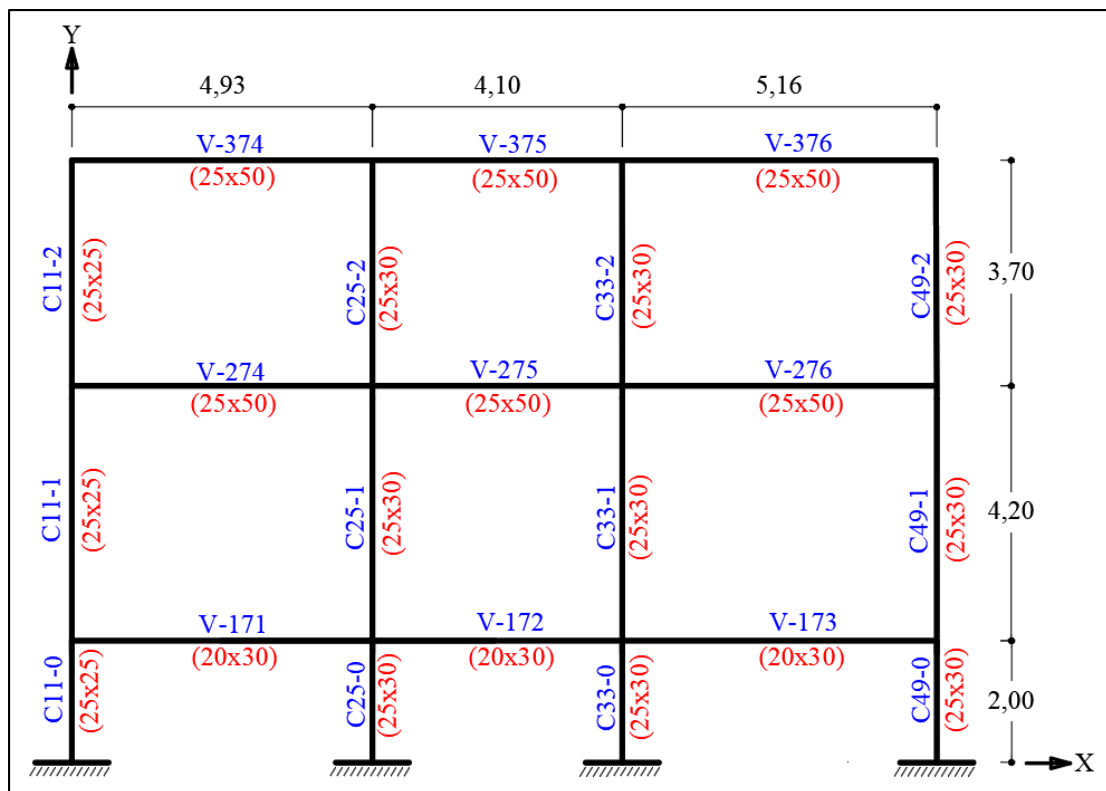
$$E = 30.500 \text{ MPa}$$

$$E = 30.500 \text{ MPa} * \frac{101.971,62 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}}{1 \text{ MPa}} = 3.110.164.910 \text{ kg/m}^2$$

3.4.3 Geometría de la estructura

Para el pórtico 12 se tiene la siguiente geometría y dimensiones de los elementos estructurales tomados de los esquemas estructurales que se realizaron los cuales se obtuvieron de los planos arquitectónicos.

Figura 3.3 Geometría y dimensiones de elementos del Pórtico 12



Fuente: Elaboración propia

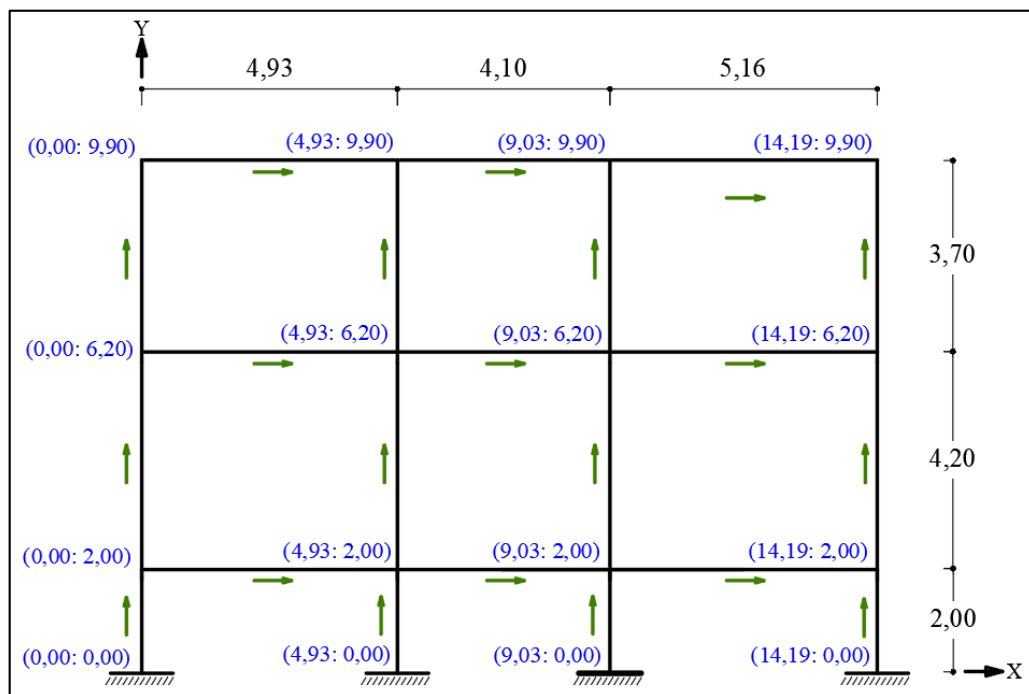
Como se puede observar en la Figura 3.3, también se considera la posición de un eje X y un eje Y, además de nombrar cada uno de los elementos y definir las condiciones de apoyo. Por lo que podemos decir que en todas nuestras columnas tenemos empotramientos en todos nuestros apoyos.

3.4.4 Sistema de coordenadas globales en nudos

Para este cálculo solo serán necesarias las coordenadas globales mostradas a continuación en la Figura 3.4.

Solo tomando como referencia un origen de coordenadas (0,00: 0,00) para los ejes X y Y se obtienen las siguientes coordenadas globales:

Figura 3.4 Coordenadas globales del pórtico 12



Fuente: Elaboración propia

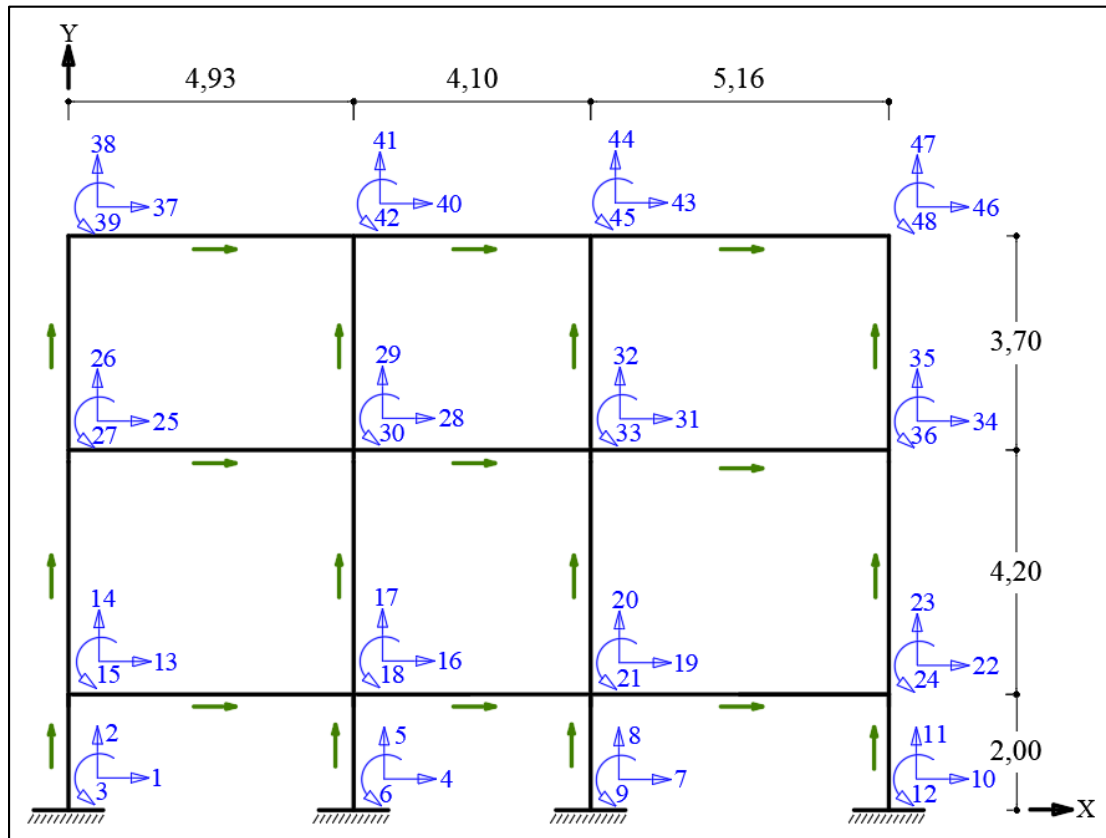
Además de definir las coordenadas X y Y en cada nudo también se debe indicar con una flecha el inicio y el fin de cada elemento estructural, ya sea viga o columna, en donde la cola indica el inicio de cada elemento y la punta de la flecha indica el fin.

Inicio → Fin

3.4.5 Grados de libertad

Los grados de libertad deben ser definidos en cada nudo, estos representan los desplazamientos y rotación en cada nudo, para el caso de pórticos, cada nudo posee un desplazamiento en X, un desplazamiento en Y y un giro o rotación.

Figura 3.5 Grados de libertad en los nudos



Fuente: Elaboración propia

Esta numeración en los nudos no solo indica los desplazamiento o giros en cada nudo, también sirve para indicar los esfuerzos o solicitaciones en cada nudo.

3.4.6 Matrices de Rigidez de los elementos

Teniendo ya definidas las coordenadas globales de cada elemento se debe determinar las matrices de rigidez de cada elemento.

Primero al tener conocimiento de las dimensiones transversales del elemento estructural tendremos que calcular su área y momento de inercia. Para la columna o elemento C11-0 se tiene que:

$$A = b \cdot h = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0,00032552 \text{ m}^4$$

Para la columna o elemento C11-0 sabiendo que sus coordenadas son:

$$\text{Inicio } (X_N: Y_N) \gg (0,00: 0,00)$$

$$\text{Fin } (X_F: Y_F) \gg (0,00: 2,00)$$

Mediante la ecuación 2.10 y ecuación 2.11 se obtienen los siguientes valores:

$$\lambda_x = \frac{X_F - X_N}{L} = \frac{X_F - X_N}{\sqrt{(X_F - X_N)^2 + (Y_F - Y_N)^2}} = 0$$

$$\lambda_y = \frac{Y_F - Y_N}{L} = \frac{Y_F - Y_N}{\sqrt{(X_F - X_N)^2 + (Y_F - Y_N)^2}} = 1$$

$$L = \sqrt{(X_F - X_N)^2 + (Y_F - Y_N)^2} = 2,00 \text{ m}$$

Posterior a esto se debe calcular:

λ_x	λ_y	$\lambda_x \cdot \lambda_y$	λ_x^2	λ_y^2	$12EI/L^3$	$6EI/L^2$	$4EI/L$	$2EI/L$	AE/L
0	1	0	0	1	1.518.635	1.518.635	2.024.847	1.012.423	97.192.653

Con esto podremos hacer uso de la ecuación 2.9, obteniendo así la matriz de rigidez de elemento K(C11-0).

$$\begin{array}{c}
 \cdot \\
 \mathbf{N}_x \quad \mathbf{N}_y \quad \mathbf{N}_z \quad \mathbf{F}_x \quad \mathbf{F}_y \quad \mathbf{F}_z \\
 \mathbf{K} = \begin{pmatrix}
 \left(\frac{AE}{L}\lambda_x^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_y^2\right) & \left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_y & -\left(\frac{AE}{L}\lambda_x^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_y^2\right) & -\left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_y \\
 \left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & \left(\frac{AE}{L}\lambda_y^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_x^2\right) & \frac{6EI}{L^2}\lambda_x & -\left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & -\left(\frac{AE}{L}\lambda_y^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_x^2\right) & \frac{6EI}{L^2}\lambda_x \\
 -\frac{6EI}{L^2}\lambda_y & \frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \frac{4EI}{L} & \frac{6EI}{L^2}\lambda_y & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \frac{2EI}{L} \\
 -\left(\frac{AE}{L}\lambda_x^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_y^2\right) & -\left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & \frac{6EI}{L^2}\lambda_y & \left(\frac{AE}{L}\lambda_x^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_y^2\right) & \left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & \frac{6EI}{L^2}\lambda_y \\
 -\left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & -\left(\frac{AE}{L}\lambda_y^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_x^2\right) & \frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & \left(\frac{AE}{L}\lambda_y^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_x^2\right) & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_x \\
 -\frac{6EI}{L^2}\lambda_y & \frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \frac{2EI}{L} & \frac{6EI}{L^2}\lambda_y & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \frac{4EI}{L}
 \end{pmatrix} \quad (2.9)
 \end{array}$$

Los valores \mathbf{N}_x , \mathbf{N}_y , \mathbf{N}_z , \mathbf{F}_x , \mathbf{F}_y , \mathbf{F}_z , deben ser definidos correctamente. En la Figura 3.4 se puede observar que según en punto 3.3.5 estos valores son:

\mathbf{N}_x	\mathbf{N}_y	\mathbf{N}_z	\mathbf{F}_x	\mathbf{F}_y	\mathbf{F}_z
1	2	3	13	14	15

En resumen, se obtienen los siguientes resultados para el elemento C11-0:

Elemento C11-0

E=	3.110.164.910	kg/m ²
b=	0,25	m
h=	0,25	m
A=	0,0625	m ²
I=	0,00032552	m ⁴

Elemento	Coord. X _N	Coord. Y _N	Coord. X _F	Coord. Y _F	Longitud (m)
C11-0	0	0	0	2,00	2,00

λ_x	λ_y	$\lambda_x \cdot \lambda_y$	λ_x^2	λ_y^2	$12EI/L^3$	$6EI/L^2$	$4EI/L$	$2EI/L$	EA/L
0	1	0	0	1	1.518.635	1.518.635	2.024.847	1.012.423	97.192.653

$$\mathbf{K(C11-0)} = \begin{matrix} & \begin{matrix} \mathbf{1} & \mathbf{2} & \mathbf{3} & \mathbf{13} & \mathbf{14} & \mathbf{15} \end{matrix} \\ \begin{matrix} \mathbf{1} \\ \mathbf{2} \\ \mathbf{3} \\ \mathbf{13} \\ \mathbf{14} \\ \mathbf{15} \end{matrix} & \begin{bmatrix} 1.518.635 & 0 & -1.518.635 & -1.518.635 & 0 & -1.518.635 \\ 0 & 97.192.653 & 0 & 0 & -97.192.653 & 0 \\ -1.518.635 & 0 & 2.024.847 & 1.518.635 & 0 & 1.012.423 \\ -1.518.635 & 0 & 1.518.635 & 1.518.635 & 0 & 1.518.635 \\ 0 & -97.192.653 & 0 & 0 & 97.192.653 & 0 \\ -1.518.635 & 0 & 1.012.423 & 1.518.635 & 0 & 2.024.847 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

Como verificación se puede observar que la matriz de rigidez $\mathbf{K(C11-0)}$ es simétrica. Las matrices de rigidez de todos los elementos del pórtico 12 se encuentran en el Anexo IX.

3.4.7 Matriz de rigidez de la estructura

Luego de escribir cada matriz de rigidez de cada elemento, las matrices se unieron para formar la matriz de rigidez de la estructura o también conocida como matriz ensamblada, la cual es una matriz simétrica. Ver Anexo IX.

3.4.8 Cargas en los elementos estructurales

Para obtener la matriz de carga se analizó todas las cargas actuantes en los elementos, peso propio, carga losa, carga viva, etc. Obteniendo así los siguientes resultados de cargas para cada elemento en cada nivel:

Nivel 2

ELEMENTO	V-374	V-375	V-376
Base de la viga b (m)	0,25	0,25	0,25
Altura de la viga h (m)	0,50	0,50	0,50
Peso propio Pp (kg/m)	312,5	312,5	312,5
Carga losa (kg/m ²)	579	579	579
Ancho de influencia L (m)	1,5	1,5	1,5
Carga losa (kg/m)	869	869	869
Carga Viva CV (kg/m ²)	100	100	100
Coefficiente de mayoración (γ)	1,6	1,6	1,6
Carga Viva CV (kg/m)	240	240	240
Carga muerta CM (kg/m)	1.870	1.870	1.870

Nivel 1

ELEMENTO	V-274	V-275	V-276
Base de la viga b (m)	0,25	0,25	0,25
Altura de la viga h (m)	0,50	0,50	0,50
Peso propio Pp (kg/m)	312,5	312,5	312,5
Carga losa (kg/m ²)	280	280	280
Ancho de influencia L (m)	1,5	1,5	1,5
Carga losa (kg/m)	420	420	420
Carga Muro (kg/m)	750	750	750
Carga Viva CV (kg/m ²)	300	400	300
Coefficiente de mayoración (γ)	1,6	1,6	1,6
Carga Viva CV (kg/m)	720	960	720
Carga muerta CM (kg/m)	2.352	2.352	2.352

Nivel 0

ELEMENTO	V-171	V-172	V-173
Base de la viga b (m)	0,20	0,20	0,20
Altura de la viga h (m)	0,30	0,30	0,30
Peso propio Pp (kg/m)	150	150	150
Carga Muro (kg/m)	870	870	870
Coefficiente de mayoración (γ)	1,6	1,6	1,6
Carga muerta CM (kg/m)	1.622	1.622	1.622

Carga de viento

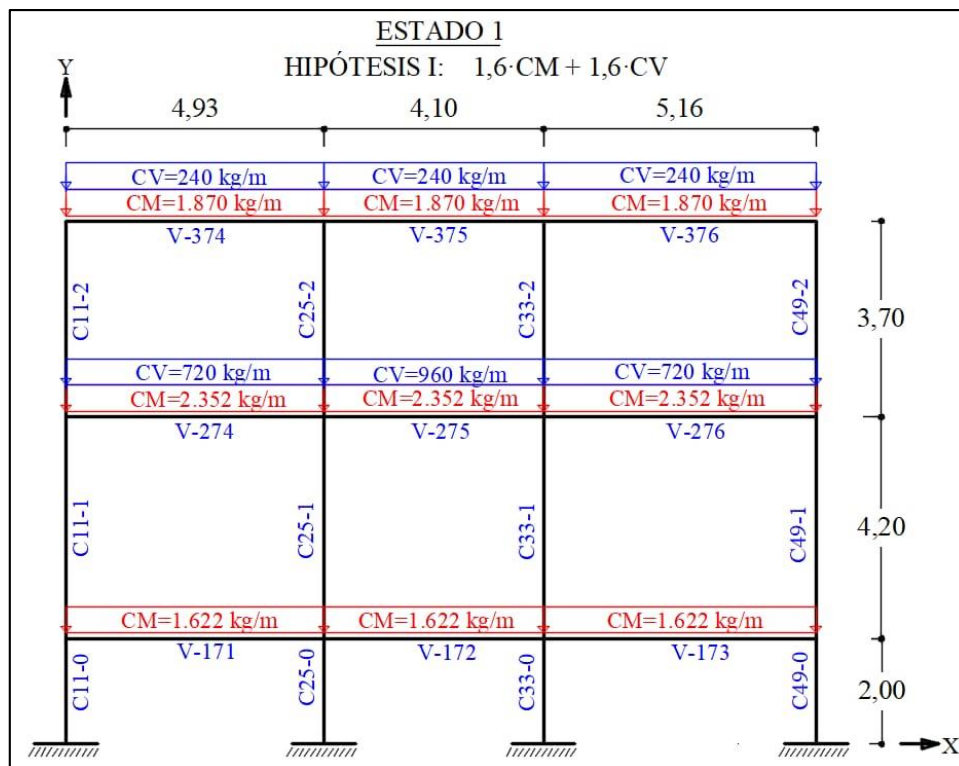
ELEMENTO	C11-1	C11-2	C49-1	C49-2
Presión del viento (kg/m ²)	128	128	64	64
Ancho de influencia L (m)	1,5	1,5	1,5	1,5
Coefficiente de mayoracion (y)	1,44	1,44	1,44	1,44
Carga de viento W (kg/m)	276	276	138	138

El análisis de cargas de muros, losa, viento, sobrecarga, etc. se encuentra en el Anexo VIII.

3.4.9 Estados de carga e hipótesis de carga

Para obtener las máximas sollicitaciones se realizaron estados de carga para el pórtico 12. En la Figura 3.6 podemos observar el primer estado de carga, el cual analizaremos.

Figura 3.6 Cargas en Estado 1 (Pórtico 12)



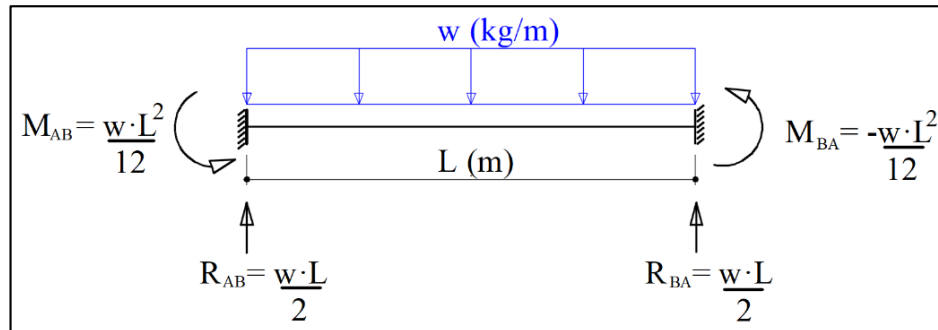
Fuente: Elaboración propia

Para el Pórtico 12, se analizaron 15 estados de carga (ver Anexo IX) para así obtener las sollicitaciones máximas de los elementos estructurales.

3.4.10 Matriz de cargas

Para obtener esta matriz consideramos los elementos estructurales como perfectamente empotrados en sus extremos, obteniendo así sus reacciones y momentos de empotramiento.

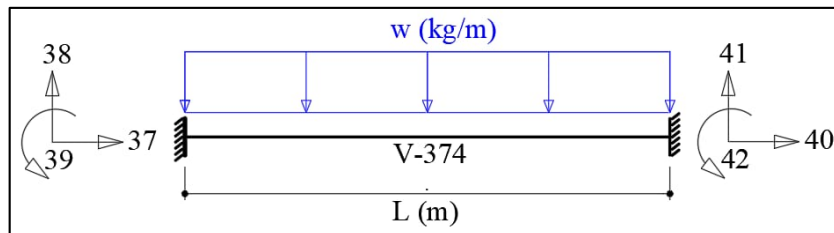
Figura 3.7 Momentos de empotramiento de un elemento con carga lineal



Fuente: Elaboración propia

Elemento V-374

Figura 3.8 Reacciones y momentos de empotramiento Elemento V-374



Fuente: Elaboración propia

$$CV = 240 \text{ kg/m}$$

$$CM = 1.870 \text{ kg/m}$$

$$w = CM + CV = 240 + 1.870 = 2.110 \text{ kg/m}$$

$$\begin{array}{l} \underline{w = 2.110 \text{ kg/m}} \\ \underline{L = 4,93 \text{ m}} \end{array}$$

$R(38) = 5.200 \text{ kg}$	$R(41) = 5.200 \text{ kg}$
$M(39) = 4.273 \text{ kg}\cdot\text{m}$	$M(42) = -4.273 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Reacciones y Momentos de empotramientos en vigas (Estado 1)

V-374	R(38)=	5.200	kg		R(41)=	5.200	kg
	M(39)=	4.273	kg·m		M(42)=	-4.273	kg·m
V-375	R(41)=	4.325	kg		R(44)=	4.325	kg
	M(42)=	2.955	kg·m		M(45)=	-2.955	kg·m
V-376	R(44)=	5.443	kg		R(47)=	5.443	kg
	M(45)=	4.681	kg·m		M(48)=	-4.681	kg·m
V-274	R(26)=	7.572	kg		R(29)=	7.572	kg
	M(27)=	6.222	kg·m		M(30)=	-6.222	kg·m
V-275	R(29)=	6.790	kg		R(32)=	6.790	kg
	M(30)=	4.640	kg·m		M(33)=	-4.640	kg·m
V-276	R(32)=	7.926	kg		R(35)=	7.926	kg
	M(33)=	6.816	kg·m		M(36)=	-6.816	kg·m
V-171	R(14)=	3.999	kg		R(17)=	3.999	kg
	M(15)=	3.286	kg·m		M(18)=	-3.286	kg·m
V-172	R(17)=	3.326	kg		R(20)=	3.326	kg
	M(18)=	2.273	kg·m		M(21)=	-2.273	kg·m
V-173	R(20)=	4.186	kg		R(23)=	4.186	kg
	M(21)=	3.600	kg·m		M(24)=	-3.600	kg·m

Estos datos deben ser introducidos en la matriz de cargas. Ver Anexo IX.

3.4.11 Cálculo de desplazamientos

Para esto se hizo uso de la ecuación 2.6.

$$Q_k = K_{11}D_u + K_{12}D_k$$

Debido a que los desplazamientos conocidos D_k en los soportes son cero, la ecuación queda de la siguiente forma:

$$Q_k = K_{11}D_u$$

Y despejando tenemos:

$$D_u = (K_{11})^{-1} \times Q_k$$

De este modo calculamos los desplazamientos desconocidos D_u del Pórtico 12 para el Estado 1. Ver Anexo IX.

3.4.12 Cálculo de reacciones

Para esto se hizo uso de la ecuación 2.7.

$$Q_u = K_{21}D_u + K_{22}D_k$$

Los desplazamientos conocidos D_k , son igual a cero, por lo tanto:

$$Q_u = K_{21}D_u$$

Y así obtenemos las reacciones desconocidas Q_u . Ver Anexo IX.

3.4.13 Cálculo de fuerzas internas

Mediante la siguiente ecuación 2.8 se determinaron las fuerzas internas en los extremos de cada uno de los elementos.

$$q = k \times D_u + q_0$$

Esfuerzos en Elemento V-374 (Estado 1)

$$q(V-374) = \begin{vmatrix} 78.858.137 & 0 & 0 & -78.858.137 & 0 & 0 \\ 0 & 811.134 & 1.999.446 & 0 & -811.134 & 1.999.446 \\ 0 & 1.999.446 & 6.571.511 & 0 & -1.999.446 & 3.285.756 \\ -78.858.137 & 0 & 0 & 78.858.137 & 0 & 0 \\ 0 & -811.134 & -1.999.446 & 0 & 811.134 & -1.999.446 \\ 0 & 1.999.446 & 3.285.756 & 0 & -1.999.446 & 6.571.511 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} D_u \\ -0,0006804 \\ -0,0005724 \\ -0,0006843 \\ -0,0006896 \\ -0,0009815 \\ 0,0002196 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} q_0 \\ 0 \\ 5.200 \\ 4.273 \\ 0 \\ 5.200 \\ -4.273 \end{vmatrix}$$

		CARGAS		ESFUERZOS		
q(V-374)=	725	+	0	=	725	[kg] Axial Inicio
	-597		5.200		4.603	[kg] Cortante Inicio
	-2.957		4.273		1.316	[kg-m] Momento Inicio
	-725		0		-725	[kg] Axial Fin
	597		5.200		5.797	[kg] Cortante Fin
	13		-4.273		-4.260	[kg-m] Momento Fin

Con estos datos es posible calcular el momento máximo positivo en las vigas

Distancia al cortante $V=0$.

$$x = \frac{V_N}{w}$$

Donde:

V_N : Cortante inicio

w : Carga lineal sobre la viga

$$x = \frac{4.603 \text{ kg}}{2.110 \text{ kg/m}} = 2,18 \text{ m}$$

Cálculo del momento máximo Positivo

$$M_{\max(+)} = -M_N + (V_N \cdot x) - w \frac{x^2}{2}$$

$$M_{\max(+)} = -1.316 + (4.603 \cdot 2,18) - 2.110 \frac{2,18^2}{2} = 3.706 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

De este modo se deben obtener los esfuerzos o solicitaciones de todos los elementos en cada uno de los Estados de Carga. Ver Anexo IX.

Hasta este punto es posible verificar si los cálculos fueron realizados de forma correcta. Para esto se debe identificar los momentos actuantes en cada nudo y estos deben cumplir o estar en equilibrio. Es decir:

$$\sum M_{\text{nudo } i} = 0$$

En el elemento V-384 el momento al inicio es 1.316 kg·m y en el elemento C11-2 el momento al final es -1.316 kg·m. Por lo tanto:

$$M_{N(V-384)} + M_{F(C11-2)} = 0$$

$$1.316 + (-1.316) = 0$$

Lo que nos indica que los resultados en este nudo son correctos.

3.4.14 Máximas solicitaciones

Luego de obtener las solicitaciones de cada uno de los elementos estructurales en todos los estados de carga, se identificó el valor máximo para cada elemento, obteniendo así planillas resumen de solicitaciones. (Ver Anexo IX).

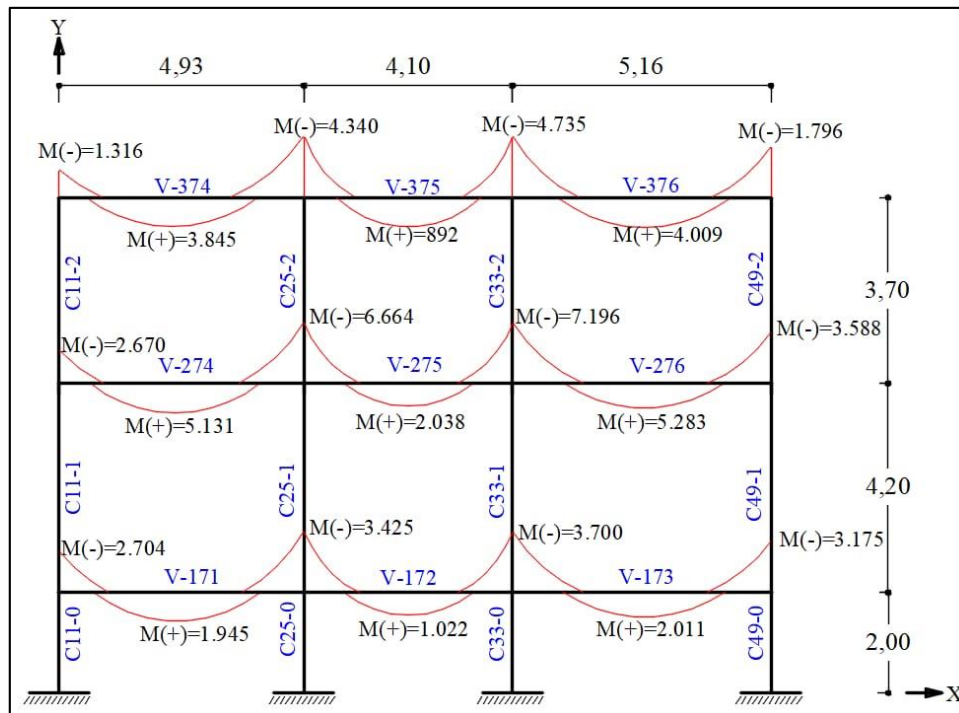
Elemento V-374

Fuerza interna	Solicitación Máxima
$N_{(N)}$ [kg]	767
$V_{(N)}$ [kg]	4.618
$M^-(N)$ [kg·m]	1.316
$N_{(F)}$ [kg]	-1.767
$V_{(F)}$ [kg]	5.837
$M^-(F)$ [kg·m]	-4.340
M^+ [kg·m]	3.845

3.4.15 Diagrama de fuerzas internas (Envolvente)

Con las máximas solicitaciones de cada elemento del Pórtico 12 se obtuvo los siguientes diagramas de fuerzas internas o envolventes:

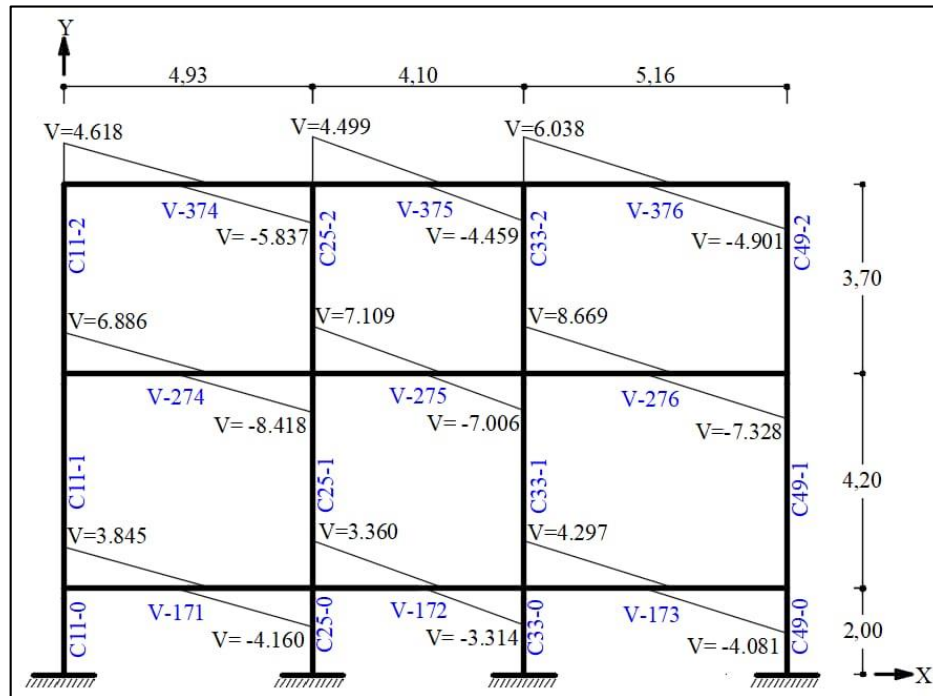
Figura 3.9 Diagrama de momentos en vigas (kg·m)



Fuente: Elaboración propia

Con estos momentos máximos positivos y negativos se utilizaron para calcular la armadura longitudinal superior e inferior de las vigas.

Figura 3.10 Diagrama de cortantes en vigas (kg)



Fuente: Elaboración propia

La envolvente de cortantes se usará posteriormente para determinar la armadura transversal necesaria para cada elemento estructural.

3.5 Junta de dilatación

Los cambios de temperatura provocan retracciones y dilataciones constantes, cuanto mayor sea el cambio de temperatura en el aire, mayores son los cambios de volumen y las tensiones que estos generan. Por lo tanto, se ha determinado una junta de dilatación, y para esto se realizó el cálculo de la deformación longitudinal del hormigón armado.

Como datos se tiene que:

$$\alpha = 1,0 \times 10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$$

$$T_f = 33,7 \text{ } ^{\circ}\text{C}$$

$$T_i = 7,9 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$L_i = 3.049,00 \text{ cm}$$

Haciendo uso de la ecuación 2.4 se tiene que:

$$\Delta L = \alpha \cdot L_i \cdot (T_f - T_i) = 0,79 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm}$$

Se adoptara: $\Delta L = 2 \text{ cm}$

3.6 Resistencias de cálculo de los materiales

Se considerará usar hormigón tipo H25 y acero AH500. Los coeficientes básicos de minoración para estos materiales serán los considerados en la Tabla 2.4.

Tabla 3.2 Resistencia de materiales

MATERIAL	Resistencia característica Kg/cm ²	Coficiente de seguridad	Resistencias de calculo Kg/cm ²
Hormigón H25	254,93	1,5	169,95
Acero AH500	5.098,58	1,15	4.433,55

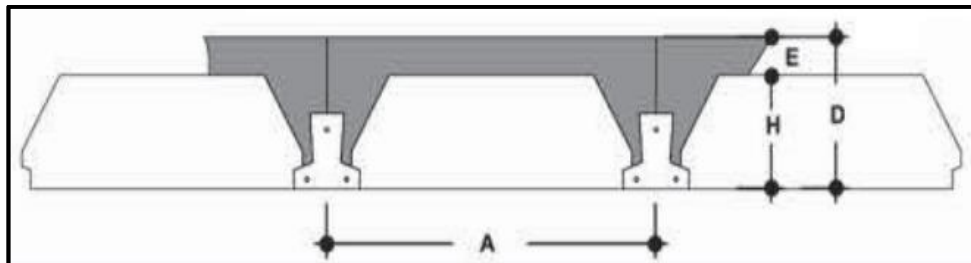
Fuente: Elaboración propia

3.7 Diseño Estructural

3.7.1 Diseño de losa alivianada superior

Para el dimensionamiento de la losa superior se tomará como referencia la losa L8-2.

Figura 3.11 Disposición de viguetas



Fuente: Ficha Técnica PRETENSA

Se usó el siguiente espacio entre ejes y canto de bovedilla:

$A=50$ cm Distancia entre ejes de viguetas

$H=15$ cm Altura de bovedilla de poliestireno

3.7.1.1 Altura del paquete estructural

Haciendo uso de la ecuación 2.18.

$$\frac{L}{25} \text{ (para losas unidireccionales)} \quad L=378 \text{ cm} \quad \gggg \gg \quad \frac{L}{25}=15,12 \text{ cm}$$

Constructivamente asumiremos: $D = 20$ cm

Altura de la capa de compresión (CBH-87, pág. 195):

$$E_{\min} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho del complemento } b_{\text{complemento}} = 44 \text{ cm}$$

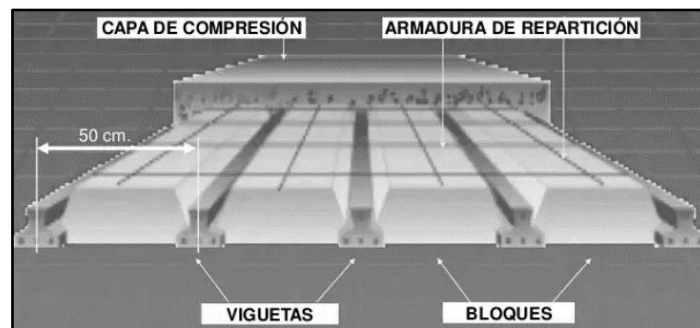
$$E_a = \frac{b_{\text{complemento}}}{12} \quad \gggg \gg \quad E_a = 3,67 \text{ cm}$$

Adoptaremos un espesor de: $E = 5$ cm

3.7.1.2 Armadura de reparto

La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando la fisuración y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano.

Figura 3.12 Elementos que componen una losa alivianada



Fuente: <https://es.slideshare.net/construccionesunoydos/losas-alivianadas>

Resistencia característica del acero (de Tabla 3.2):

$$f_{yk} = 5.098,58 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow f_{yd} = 4.433,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} \geq \frac{509,86 \cdot e_a}{f_{yd}} \geq \frac{2.039,44}{4.433,55} \gggg \gg \gg \gg A_{s_{\min}} \geq 0,575 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 0,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptaremos un diámetro de acero de: $\emptyset = 6 \text{ mm}$ $A\emptyset = 0,28 \text{ cm}^2$

Número de barras

$$n = \frac{A_{s_{\min}}}{A\emptyset} \gggg \gg \gg \gg n = \frac{0,575}{0,28} = 2,06 \text{ barras/m}$$

Por razones constructivas usaremos: $\emptyset = 6 \text{ mm}$ cada 25 cm en ambas direcciones.

3.7.1.3 Momento de diseño

Cargas actuantes sobre losa superior o de cubierta (ver Anexo VIII)

CARGA	kg/m ²
Peso propio	205,0
Enladrillado	30,0
Mortero	32,0
Impermeabilizante	5,0
Mortero	63,0
Cielo falso PVC+perfiles	8,0
Carga muerta adicional	20,0
Sobrecarga o carga viva	100,0

Determinación de carga muerta CM y carga viva CV.

$$CM = 579 \text{ kg/m}^2 \quad CV = 100 \text{ kg/m}^2$$

Hipótesis de carga, según Ecuación 2.15:

$$Q = 1,6 \cdot CM + 1,6 \cdot CV$$

$$Q = 1,6 \cdot (579) + 1,6 \cdot (100) \gggg \gg \gg \gg Q = 1.086,4 \text{ kg/m}^2$$

Carga distribuida sobre vigueta

Sabiendo que la distancia entre ejes de viguetas es: $A = 0,50 \text{ m}$

Entonces:

$$q = 1.086,4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 0,50 \text{ m} = 543,2 \text{ kg/m}$$

Momento de diseño

$l = 3,53 \text{ m}$ Longitud entre los apoyos de la vigueta

$$M_d = \frac{q \cdot l^2}{8} \gggggg M_d = 846,10 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

La siguiente tabla fue obtenida de la ficha técnica de viguetas de la empresa Pretensa (ver Anexo XI, Figura A11.1), la cual contiene los momentos admisibles que resisten los diferentes tipos de viguetas.

Tabla 3.3 Momentos admisibles para 0,50 m según Pretensa

Eje entre viguetas	Tipos de viguetas- Momento admisibles							
	TIPO 1 kg·m	TIPO 2 kg·m	TIPO 3 kg·m	TIPO 4 kg·m	TIPO 5 kg·m	TIPO 6 kg·m	TIPO 7 kg·m	TIPO 8 kg·m
50	732	1.050	1.165	1.470	1.743	1.949	2.247	2.790

Fuente: Ficha técnica Pretensa

Se debe cumplir que:

$$M_d < M_{adm}$$

Se seleccionará viguetas de TIPO 2. $846,10 \text{ kg}\cdot\text{m} < 1.050,00 \text{ kg}\cdot\text{m}$ **CUMPLE!!!**

3.7.2 Losa alivianada de entrepiso

Para el dimensionamiento de la losa de entrepiso se usó como referencia la losa L8-1.

Se usó el siguiente espacio entre ejes y canto de bovedilla:

A=50 cm Distancia entre ejes de viguetas

H=15 cm Altura de bovedilla de poliestireno

3.7.2.1 Altura del paquete estructural

Según ecuación 2.18:

$$\frac{L}{25} \text{ (para losas unidireccionales)} \quad L = 378 \text{ cm} \gggggg \frac{L}{25} = 15,12 \text{ cm}$$

Constructivamente asumiremos: $D = 20 \text{ cm}$

Altura de la capa de compresión (CBH-87, pág. 195):

$$E_{min} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho del complemento } b_{complemento} = 44 \text{ cm}$$

$$E_a = \frac{b_{\text{complemento}}}{12} \gggg \gg E_a = 3,67 \text{ cm}$$

Adoptaremos un espesor de: $E = 5 \text{ cm}$

3.7.2.2 Armadura de reparto

$$A_{s_{\min}} \geq \frac{509,86 \cdot e_a}{f_{yd}} \geq \frac{2.039,44}{4.433,55} \gggg \gg A_{s_{\min}} \geq 0,575 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 0,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptaremos un diámetro de acero de: $\emptyset = 6 \text{ mm}$ $A\emptyset = 0,28 \text{ cm}^2$

Número de barras

$$n = \frac{A_{s_{\min}}}{A\emptyset} \gggg \gg n = \frac{0,575}{0,28} = 2,06 \text{ barras/m}$$

Por razones constructivas usaremos $\emptyset = 6 \text{ mm}$ cada 25 cm en ambas direcciones.

3.7.2.3 Momento de diseño

Cargas actuantes en la losa de entrepiso

CARGA	kg/m²
Peso propio	205,0
Mortero para piso 2 cm	42
Piso cerámica	25
Cielo falso	8,0
Sobrecarga o carga viva	400,0

Determinación de carga muerta CM y carga viva CV.

$$CM = 280 \text{ kg/m}^2 \quad CV = 400 \text{ kg/m}^2$$

Hipótesis de carga, según Ecuación 2.15:

$$Q = 1,6 \cdot CM + 1,6 \cdot CV$$

$$Q = 1,6 \cdot (280) + 1,6 \cdot (400) \gggg \gg Q = 1.088,00 \text{ kg/m}^2$$

Carga distribuida sobre vigueta

$$q = 1.088,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 0,50\text{m} = 544 \text{ kg/m}$$

Momento de diseño

$l = 3,53 \text{ m}$ Longitud entre los apoyos de la vigueta

$$M_d = \frac{q \cdot l^2}{8} \gggg \gg M_d = 847,34 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Se debe cumplir que:

$$M_d < M_{adm}$$

Según Tabla 3.3 se seleccionará viguetas de TIPO 2.

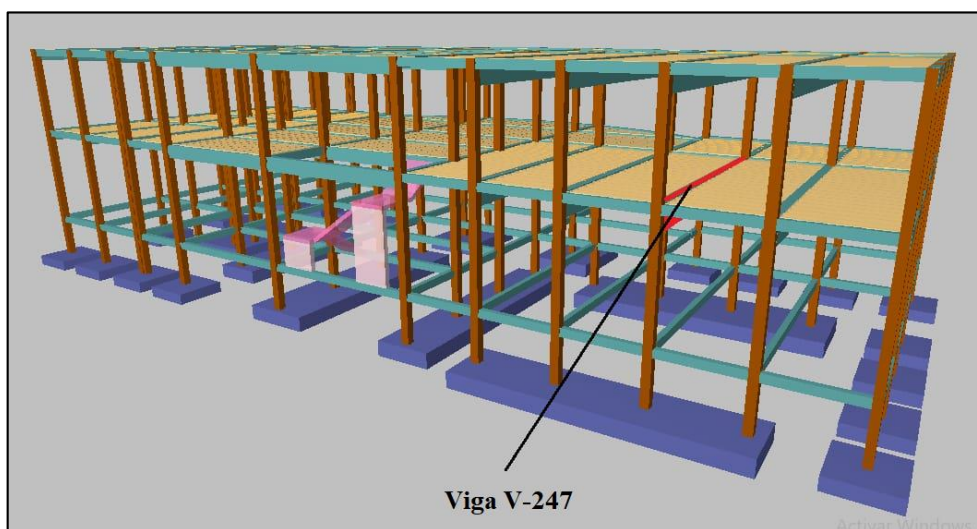
$$847,34 \text{ kg}\cdot\text{m} < 1.050,00 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad \mathbf{CUMPLE!!!}$$

3.7.3 Diseño de viga de H°A°

Las vigas se encuentran sometidas a diferentes esfuerzos internos, para lo cual es necesario dimensionar y calcular la armadura necesaria para poder resistir estas fuerzas internas.

Diseñaremos la viga V-257 (Figura 3.13), la cual se encuentra en el Nivel 1, entre las columnas C16 y C40.

Figura 3.13 Ubicación de viga más solicitada en la estructura



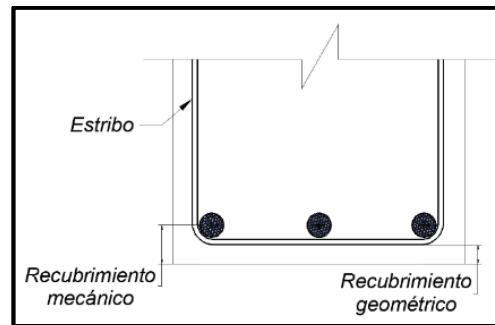
Fuente: Cypecad 2017

3.7.3.1 Cálculo de armadura positiva

3.7.3.1.1 Cálculo del recubrimiento mecánico

Recubrimiento geométrico (r_{geo})	25 mm
Armadura transversal \varnothing_t	6 mm
Armadura longitudinal \varnothing_L	16 mm

$$r_m = r_{geo} + \varnothing_t + \frac{\varnothing_L}{2}$$

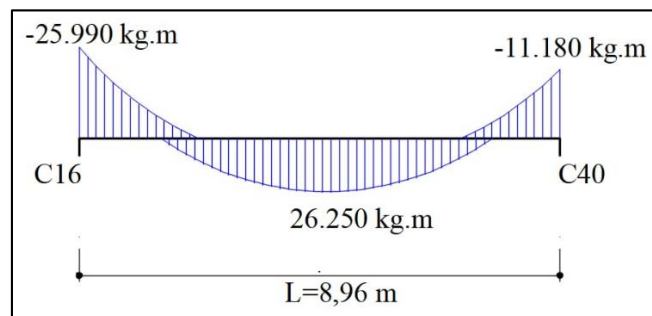
Figura 3.14 Recubrimientos de una sección de H°A°

Fuente: Elaboración propia

$$r_m = 2,5 \text{ cm} + 0,6 \text{ cm} + \frac{1,6 \text{ cm}}{2} \gggg \gggg r_m = 3,90 \text{ cm}$$

3.7.3.1.2 Momento de diseño

La viga V-247 se encuentra sometida a los siguientes momentos flectores como se muestran en la Figura 3.15.

Figura 3.15 Diagrama de momentos máximos

Fuente: Cypecad 2017

$$M_d = 26.250 \text{ kg.m}$$

$$b_w = 0,30 \text{ m}$$

3.7.3.1.3 Pre-dimensionamiento de viga

Según la Ecuación 2.22:

$$d_{\min} = 1,69 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}}$$

$$M_d = 26.250 \text{ kg.m}$$

$$d_{\min} = 1,69 \cdot \sqrt{\frac{26.250,00}{0,30 \cdot 169,95}} \gggg \gggg \gggg \gggg \quad d_{\min} = 38,35 \text{ cm}$$

Por lo tanto la altura de la viga sería:

$$h = d_{\min} + r_m = 42,25 \text{ cm}$$

Según Antonio Blanco Blasco, pág. 39, la altura de la viga puede considerarse igual a:

$$h \geq \frac{L}{12}$$

Siendo L la luz libre de la viga.

$$h = \frac{896 \text{ cm}}{12} = 74,67 \text{ cm}$$

Constructivamente adoptaremos una altura de viga:

$$h = 80,00 \text{ cm}$$

Quedándonos por lo tanto un canto útil de:

$$d = h - r_m = 76,10 \text{ cm}$$

3.7.3.1.4 Cálculo de armadura

Determinación del momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \gggg \gggg \gggg \gggg \quad \mu_d = 0,0889$$

$$\mu_d < \mu_{\lim} \quad \mu_{\lim} = 0,2961 \quad \text{No requiere armadura de compresión}$$

Determinación de la cuantía mecánica

Interpolando de Tabla 16.1 según (García Meseguer, Moran Cabre & Arroyo Portero, 2009, pág. 227).

$$\omega = 0,0941$$

Determinación de la armadura mecánica

$$A_{S_{\text{mec}}} = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \gggg \gggg \gggg \gggg \quad A_{S_{\text{mec}}} = 8,24 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima geométrica

Según Tabla 2.6 Cuantías geométricas mínimas (CBH-87, 1987, pág. 67)

$$\omega_{\min} = 0,0028$$

$$A_{S_{\min \text{ geo}}} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d \quad \gggg \gg \quad A_{S_{\min}} = 6,39 \text{ cm}^2$$

Armadura necesaria

Entre $A_{S_{\text{mec}}}$ y $A_{S_{\min \text{ geo}}}$ seleccionamos el valor más alto:

$$A_{S_{\text{nec}}} = 8,24 \text{ cm}^2$$

Selección de diámetros y número de barras

Para este punto recurrimos a la Tabla A11.1, la cual se encuentra en el Anexo XI.

Armadura seleccionada

Armadura	Diámetro (mm)	Área (cm ²)	Nro. barras	Área parcial (cm ²)
Ø16	16	2,01	2	4,02
Ø16	16	2,01	3	6,03
Total (As)				10,05

$$A_s = 10,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{S_{\text{nec}}}$$

USAR 2Ø16 + 3Ø16

Separación entre ejes de barras

$$s = \frac{b_w - 2r_{\text{geo}} - 2\phi_t - \phi_L}{n_{\text{barras}} - 1}$$

$$s = \frac{30 - 2 \cdot 2,50 - 2 \cdot 0,60 - 1,60}{4 - 1} \quad \gggg \gg \quad s = 5,55 \text{ cm}$$

3.7.3.2 Cálculo de armadura negativa en C16

Como se puede observar en la Figura 3.15, sobre la columna C16 existe un momento flector negativo, para lo cual se debe calcular la armadura negativa necesaria para resistir esta fuerza interna o sollicitación.

3.7.3.2.1 Momento de diseño

Según Figura 3.15, el momento de diseño negativo en C16 es:

$$M_d(-) = 25.990,00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

3.7.3.2.2 Altura y canto útil de la viga

Según el punto 3.7.3.1.3 se definió que:

$$h = 80 \text{ cm} \quad \text{y} \quad d = 76,10 \text{ cm}$$

3.7.3.2.3 Cálculo de armadura

Determinación del momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \gggg \mu_d = 0,088$$

$$\mu_d < \mu_{lim} \quad \mu_{lim} = 0,2961 \quad \text{No requiere armadura de compresión}$$

Determinación de la cuantía mecánica

Interpolando de Tabla 16.1 según (García Meseguer, Morán Cabré & Arroyo Portero, 2009, pág. 227).

$$\omega = 0,0931$$

Determinación de la armadura mecánica

$$A_{s_{mec}} = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \gggg A_{s_{mec}} = 8,15 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima geométrica

Según Tabla 2.6 Cuantías geométricas mínimas

$$\omega_{min} = 0,0028$$

$$A_{s_{min \text{ geo}}} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d \gggg A_{s_{min \text{ geo}}} = 6,39 \text{ cm}^2$$

Armadura necesaria

Entre $A_{s_{mec}}$ y $A_{s_{min \text{ geo}}}$ seleccionamos el valor más alto:

$$A_{s_{nec}} = 8,15 \text{ cm}^2$$

Selección de diámetros y número de barras

Armadura seleccionada

Armadura	Diámetro (mm)	Área (cm ²)	Nro. barras	Área total (cm ²)
Ø16	16	2,01	2	4,02
Ø16	16	2,01	3	6,03
Total (As)				10,05

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

$$A_s > A_{s_{nec}}$$

USAR 2Ø16+3Ø16

3.7.3.3 Cálculo de armadura negativa en C40

Como se puede observar en la Figura 3.15, sobre la columna C40 existe un momento flector negativo, para lo cual se debe calcular la armadura negativa.

3.7.3.3.1 Momento de diseño

$$M_d(-) = 11.180,00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

3.7.3.3.2 Altura y canto útil de la viga

Según el punto 3.7.3.1.3 se definió que:

$$h = 80 \text{ cm} \quad \text{y} \quad d = 76,10 \text{ cm}$$

3.7.3.3.3 Cálculo de armadura

Determinación del momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \gggg \mu_d = 0,0379$$

$$\mu_d < \mu_{lim} \quad \mu_{lim} = 0,2961 \quad \text{No requiere armadura de compresión}$$

Determinación de la cuantía mecánica

Interpolando de Tabla 16.1: según (García Meseguer, Morán Cabré & Arroyo Portero, 2009, pág. 227).

$$\omega = 0,0391$$

Determinación de la armadura mecánica

$$A_{s_{mec}} = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \gggg A_{s_{mec}} = 3,42 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima geométrica

Según Tabla 2.6 Cuantías geométricas mínimas

$$\omega_{min \text{ geo}} = 0,0028$$

$$A_{s_{min \text{ geo}}} = \omega_{min \text{ geo}} \cdot b_w \cdot d \gggg A_{s_{min \text{ geo}}} = 6,39 \text{ cm}^2$$

Armadura necesaria

Entre $A_{s_{mec}}$ y $A_{s_{min \text{ geo}}}$ seleccionamos el valor más alto: $A_{s_{nec}} = 6,39 \text{ cm}^2$

Selección de diámetros y número de barras

Armadura seleccionada

Armadura	Diámetro (mm)	Área (cm ²)	Nro. barras	Área total (cm ²)
Ø16	16	2,01	2	4,02
Ø12	12	1,13	3	3,39
				7,41

$$A_s = 7,41 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_s \text{ necesario}$

USAR 2Ø16 + 3Ø12

3.7.3.4 Armadura de piel

Según Norma CBH-87 en 9.1.6.3 Si $h \geq 60 \text{ cm}$ requiere armadura de piel. En **9.1.6.3** también indica que la separación máxima entre las barras horizontales usadas como armadura de piel debe ser de 30 cm como máximo. Indicando también que el diámetro mínimo que se debe usar en estos casos debe ser de 10 mm. Por lo tanto:

Espacio disponible

$$h' = h - 2 \cdot r_m = 80 - (2 \cdot 3,90) = 72,20 \text{ cm}$$

Número de barras para armadura de piel

$$\text{Nro. barras}_{\text{armadura de piel}} = \frac{h'}{30} = \frac{72,20}{30} = 2,41 \approx 2$$

Espaciamiento entre armadura de piel

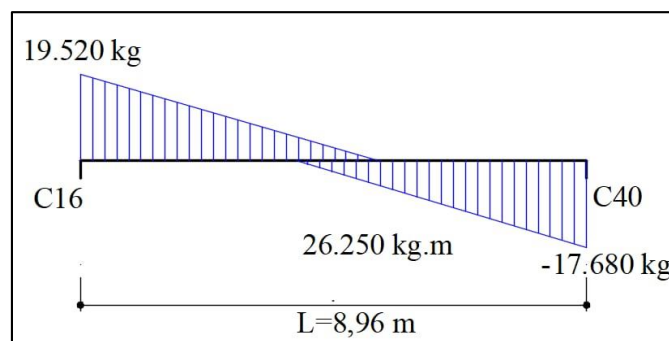
$$e_{\text{armadura de piel}} = \frac{h'}{\text{Nro. barras}_{\text{armadura de piel}} + 1} = \frac{72,20}{2 + 1} = 24,07 \approx 24 \text{ cm}$$

Se colocará **2Ø10 cada 24 cm** como armadura de piel

3.7.3.5 Cálculo de la armadura transversal

El primer cortante de diseño V_d es aquel que está situado a una distancia del borde de apoyo directo igual al canto útil hacia el centro de luz.

Figura 3.16 Diagrama de cortantes

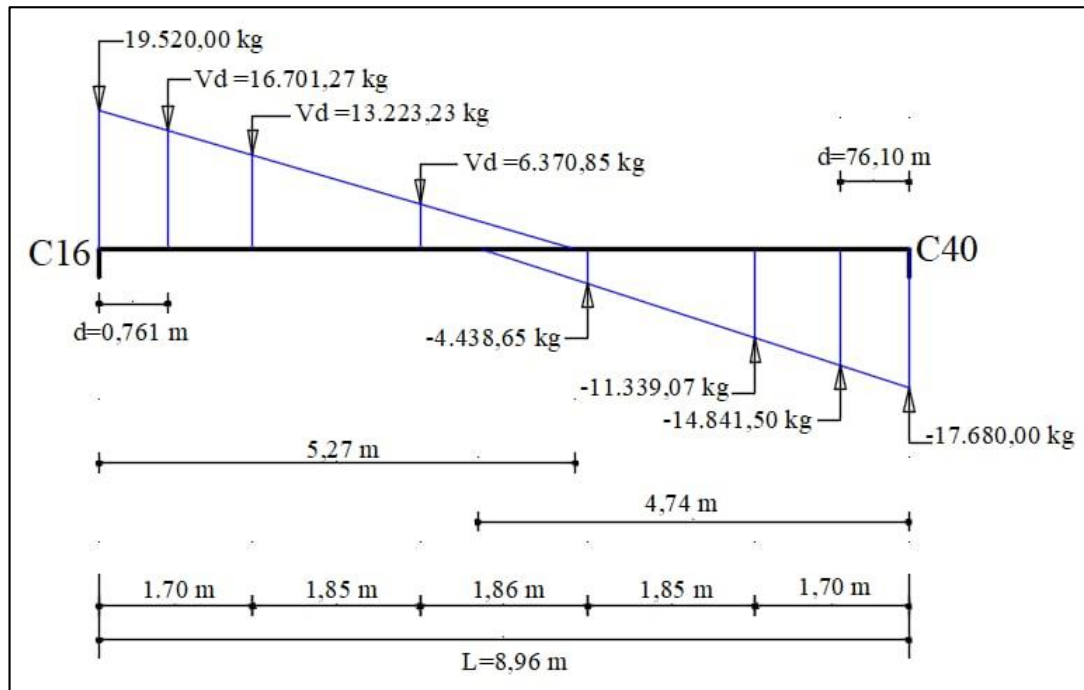


Fuente: Cypecad 2017

$$d = 76,10 \text{ cm}$$

Determinación de los cortantes de diseño

Figura 3.17 Diagrama de cortantes y cortantes de diseño



Fuente: Elaboración propia

$$V_{d1} = \frac{19.520,00}{5,27} (5,27 - 0,761) = 16.701,27 \text{ kg}$$

TRAMO 1 ($V_{d1} = 16.701,27 \text{ kg}$)

Comprobación de rotura del hormigón por compresión oblicua

$$V_{d1} < V_{u1}$$

$$V_{u1} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \gggg \gg V_{u1} = 116.401,04 \text{ kg}$$

$$V_{d1} = 16.701,27 \text{ kg} < V_{u1} = 116.401,04 \text{ kg}$$

Determinación de la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante

$$f_{cv} = 0,131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \gggg \gg f_{cv} = 5,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b_w \cdot d \gggg \gg V_{cu} = 12.024,25 \text{ kg}$$

Elección del diámetro de la armadura para estribos

$$\varnothing_t = 6 \text{ mm} \quad A_s = 0,283 \text{ cm}^2$$

Separación o espacio entre estribos

$$S_t = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,02 \cdot b_w \cdot f_{cd}} \gggg \gg S_t = 12,29 \text{ cm}$$

Condiciones de separación máxima de estribos según norma en el punto 8.2.3.2

$$S_t = \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot d = 64,94 \\ 3 \cdot b_w = 90 \text{ cm} \\ 12 \cdot \phi_{\text{long min}} = 19,20 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Adoptaremos: $S_t = 10 \text{ cm}$

Esfuerzo cortante que absorbe el estribado mínimo

$$V_{su} = \frac{0,90 \cdot A_s \cdot d \cdot f_{yd}}{S_t} \gggg \gg V_{su} = 8.585,61 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante que absorbe el hormigón y el estribado

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} = 20.609,85 \text{ kg}$$

$$V_{u2} > V_{d1}$$

$$20.609,85 > 16.701,27 \text{ CUMPLE!!!}$$

Número de estribos

$$L = 170 \text{ cm}$$

$$n = \frac{L}{S_t} \gggg \gg n = 17 \text{ estribos}$$

USAR 17 Ø6 c/10 cm (Tramo 1)

De este modo se debe calcular los estribos para los otros tramos restantes y así obtenemos la siguiente disposición de armadura transversal:

Tramo	Estribos
Tramo 1	USAR 17Ø6 c/10 cm
Tramo 2	USAR 13Ø6 c/15 cm
Tramo 3	USAR 9Ø6 c/19 cm
Tramo 4	USAR 13Ø6 c/15 cm
Tramo 5	USAR 17Ø6 c/10 cm

3.7.3.6 Cálculo a torsión

$$T_d = 460,00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Comprobaciones relativas el hormigón

Cálculo del espesor eficaz

$$d_e = b_w = 30 \text{ cm}$$

$$h_e = \frac{d_e}{6} = 5 \text{ cm}$$

La condición de agotamiento por compresión del hormigón de las piezas de sección convexa, maciza o hueca, con $f_{cd} \leq 25 \text{ MPa}$ viene dada por:

$$f_{cd} = 169,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_e = b_w \cdot h = 2.400,00 \text{ cm}^2$$

$$T_{u1} = 0,36 \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e = 7.341,98 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$T_d \leq T_{u1}$$

$$460,00 \text{ kg} \cdot \text{m} \leq 7.341,98 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{CUMPLE!!!}$$

Comprobaciones relativas a las armaduras

La condición de agotamiento por tracción de la armadura transversal es:

$$A_e = 2.400,00 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,283 \text{ cm}^2$$

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

$$T_{u2} = \frac{2 \cdot A_e \cdot A_t}{s} f_{cd} = 230,66 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$T_d \leq T_{u2}$$

$$460,00 \text{ kg} \cdot \text{m} \leq 230,66 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{CUMPLE!!!}$$

La condición de agotamiento por tracción de la armadura longitudinal es:

$$A_{s1} = 10,30 \text{ cm}^2$$

$$u = 2(30 - 2 \cdot 3,9) + 2(80 - 2 \cdot 3,9) = 188,8 \text{ cm}$$

$$T_{u3} = \frac{2 \cdot A_e}{u} f_{yd} \cdot A_{s1} = 11.609,88 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$T_d \leq T_{u3}$$

$$460,00 \text{ kg} \cdot \text{m} \leq 11.609,88 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{CUMPLE!!!}$$

La sección cumple con todas las condiciones de agotamiento.

3.7.3.7 Verificación de estado límite de fisuración

En los casos corrientes de piezas lineales sometidas a flexión simple, armadas con barras corrugadas, la limitación correspondiente a los anchos máximos de las fisuras, puede comprobarse, por otros métodos mediante la expresión:

$$r = 25 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm}$$

$$\rho = 0,01$$

$$\gamma_f = 1,6$$

$$w_k = \left(1,5r + 0,04 \frac{\emptyset}{\rho} \right) \cdot \left(\frac{f_{yd}}{\gamma_f} - \frac{7,5}{\rho} \right) \cdot 10^{-6} = 0,21 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,21 \text{ mm} \leq w_{\max} = 0,40 \text{ mm} \quad \text{CUMPLE!!!}$$

3.7.3.8 Cálculo de deformaciones

No será necesaria la comprobación de la flecha en aquellos elementos cuyo canto útil d , cumpla simultáneamente las dos (2) condiciones siguientes:

$$d \geq 30 \cdot \varepsilon_y \cdot l_i$$

$$0,761 \geq 30 \cdot 0,01 \cdot 0,6 \cdot 8,96$$

$$0,761 \geq 1,61 \quad \text{NO CUMPLE!!!}$$

$$d \geq 50 \cdot \frac{g}{g+q} \varepsilon_y \cdot l_i$$

$$0,759 \geq 50 \cdot \frac{19,95}{19,95 + 9} \cdot 0,01 \cdot 0,6 \cdot 8,96$$

$$0,759 \geq 1,55 \quad \text{NO CUMPLE!!!}$$

Módulo de deformación longitudinal

$$E_{cm} = 44.000 \cdot (f_{ck} + 80)^{1/3} = (250 + 80)^{1/3} = 305.565,29 \text{ kg/cm}^2$$

Sección total de las armaduras situadas en la parte inferior de la viga

Se tiene 2 barras de $\varnothing = 1,6$ cm

Se tiene 3 barras de $\varnothing = 1,6$ cm

$$A_{s1}=4,02+6,03=10,05 \text{ cm}^2$$

Sección total de las armaduras situadas en la parte superior de la viga.

Se tiene 2 barras de $\varnothing = 16$ mm

$$A_{s2}=4,02 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$n=\frac{E_s}{E_{cm}}=7,01$$

Cuantías geométricas de la armadura de tracción y compresión.

$$\rho_1=\frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = 0,0044$$

$$\rho_2=\frac{A_{s2}}{b_w \cdot d} = 0,0018$$

Resistencia de flexo tracción del hormigón

Debido al coeficiente utilizado los valores introducidos deben ser en (mm y Mpa)

$$f_{ct//}=0,37 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 32,26 \text{ kgf/cm}^2$$

Momento de inercia de la sección bruta

$$I_b=\frac{b_w \cdot h^3}{12}=1.280.000,00 \text{ cm}^4$$

Módulo resistente de la sección bruta

$$W_b=\frac{b_w \cdot h^2}{6}=32.000,00 \text{ cm}^3$$

Cálculo del momento nominal de fisuración de la sección

$$M_f=f_{ct//} \cdot W_b = 32,26 \cdot 32.000,00=1.032.268,43 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Cálculo de la inercia fisurada

La posición del eje neutro se obtiene de:

$$\frac{x}{d} = n \cdot \rho_1 \cdot \left(1 - \frac{\rho_2}{\rho_1}\right) \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left(1 + \frac{\rho_2 \cdot r}{\rho_1 \cdot d}\right)}{n \cdot \rho_1 \cdot \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1}\right)^2}} \right]$$

Reemplazando se tiene:

$$x = 7,11 \text{ cm}$$

La inercia de la sección fisurada saldrá de:

$$I_f = n \cdot A_{s1} \cdot (d-x) \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A_{s2} \cdot (x-r) \cdot \left(\frac{x}{3} - r\right)$$

$$I_f = 370.454,88 \text{ cm}^4$$

La inercia equivalente será:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 \cdot I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f = 402.956,52 \text{ cm}^4$$

Cálculo de la flecha instantánea

$$f_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E_c \cdot I_e} = 0,61 \text{ cm}$$

La flecha diferida (para plazo infinito, es decir, más de 5 años):

$$\xi = 2$$

$$\rho' = \rho_2 = 0,0018$$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'} = 1,84$$

$$f_d = \lambda \cdot f_i = 1,84 \cdot 0,75 = 1,38$$

La flecha total será:

$$f = f_i + f_d = 0,61 + 1,38 = 1,98 \text{ cm}$$

Verificando:

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{896}{300} = 2,98 \text{ cm}$$

$$f < f_{adm} ; \quad 1,98 \text{ cm} < 2,98 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE!!!}$$

3.7.4 Diseño de columna de H°A°

Seleccionaremos la columna C17 para demostrar y verificar que la armadura y las dimensiones son correctas.

Esfuerzos en la columna C17

$$N_d = 88.770,00 \text{ kg}$$

$$M_x = 1.440,00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_y = 2.260,00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$f_{cd} = 169,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 4433,55 \text{ kg/cm}^2$$

Dimensiones de la columna

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

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

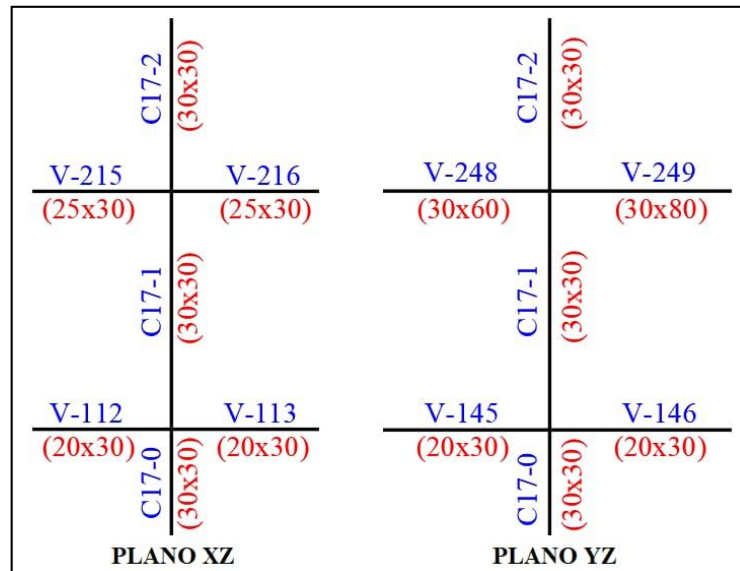
Inercias entre vigas

Tabla 3.4 Inercias en vigas

Elemento	Longitud entre ejes	bx	hy	Ixcg	Iycg
	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ⁴
Columna C17-0	200	30	30	67.500,00	67.500,00
Columna C17-1	420	30	30	67.500,00	67.500,00
Columna C17-2	370	30	30	67.500,00	67.500,00
Viga V-215	300	25	30	56.250,00	39.062,50
Viga V-216	300	25	30	56.250,00	39.062,50
Viga V-249	926	30	80	1.280.000,00	180.000,00
Viga V-248	493	30	60	540.000,00	135.000,00
Viga V-112	300	20	30	45.000,00	20.000,00
Viga V-113	300	20	30	45.000,00	20.000,00
Viga V-146	926	20	30	45.000,00	20.000,00
Viga V-145	493	20	30	45.000,00	20.000,00

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.18 Perspectiva y vista de los planos de la columna analizada



Fuente: Cypecad 2017 y elaboración propia

Determinación de los coeficientes de pandeo

Análisis en el plano XZ

$$\Psi_A = \frac{\frac{I_{XC17-2}}{L_{C17-2}} + \frac{I_{XC17-1}}{L_{C17-1}}}{\frac{I_{XV-215}}{L_{V-215}} + \frac{I_{XV-216}}{L_{V-216}}} \Rightarrow \Psi_A = 0,92$$

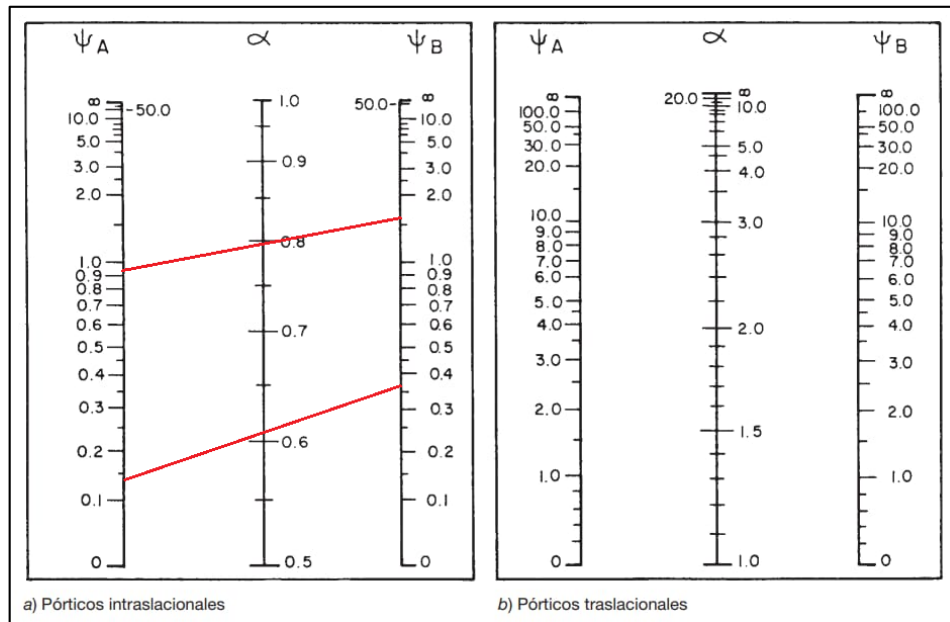
$$\Psi_B = \frac{\frac{I_{XC17-1}}{L_{C17-1}} + \frac{I_{XC17-0}}{L_{C17-0}}}{\frac{I_{XV-112}}{L_{V-112}} + \frac{I_{XV-113}}{L_{V-113}}} \Rightarrow \Psi_B = 1,66$$

Análisis en el plano YZ

$$\Psi_A = \frac{\frac{I_{YC17-2}}{L_{C17-2}} + \frac{I_{YC17-1}}{L_{C17-1}}}{\frac{I_{XV-258}}{L_{V-258}} + \frac{I_{XV-259}}{L_{V-259}}} \Rightarrow \Psi_A = 0,14$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{I_{YC17-1}}{L_{C17-1}} + \frac{I_{YC17-0}}{L_{C17-0}}}{\frac{I_{XV-145}}{L_{V-145}} + \frac{I_{XV-146}}{L_{V-146}}} \Rightarrow \Psi_B = 3,56$$

Figura 3.19 Nomograma que ofrecen la longitud de pandeo en soportes de porticos



Fuente: García Meseguer, Moran Cabré & Arroyo Portero, 2009, pág. 269

$$k_{xz} = 0,79$$

$$k_{yz} = 0,61$$

Con estos valores es posible determinar la longitud efectiva L_{xz} y L_{yz} :

$$L_{xz} = k_{xz} \cdot L \quad L_{xz} = 0,79 \cdot 340 = 268,60 \text{ cm}$$

$$L_{yz} = k_{yz} \cdot L \quad L_{yz} = 0,61 \cdot 400 = 207,40 \text{ cm}$$

Determinación de la esbeltez mecánica de la columna

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \Rightarrow \quad r_x = 8,66 \text{ cm} \quad \lambda_x = \frac{L_{xz}}{r_x} = 31,02$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad \Rightarrow \quad r_y = 8,66 \text{ cm} \quad \lambda_y = \frac{L_{yz}}{r_y} = 23,95$$

Ambas esbelteces se encuentran en el rango de $\lambda < 35$ por lo que se considera como una columna corta y se desprecian los efectos de segundo orden y no es necesario realizar comprobación al pandeo

Excentricidad de primer orden

$$e_{ox} = \frac{M_x}{N_d} = \frac{1.440,00 \text{ kg}\cdot\text{m}}{88.770,00 \text{ kg}} = 0,0162 \text{ m} = 1,62 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_y}{N_d} = \frac{2.560,00 \text{ kg}\cdot\text{m}}{88.770,00} = 0,0254 \text{ m} = 2,54 \text{ cm}$$

Excentricidad accidental

$$\frac{h_{(x,y)}}{20} = \frac{30}{20} = 1,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_a = 2 \text{ cm}$$

La excentricidad de primer orden y accidental mínima es de 2 cm.

$$e_o \geq e_a \geq 2 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$e_{ox} = 2 \text{ cm} \qquad e_{oy} = 2,54 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la excentricidad final es:

$$e_{x \text{ total}} = e_{ox} + e_a = 2 + 2 = 4 \text{ cm} = 0,0400 \text{ m}$$

$$e_{y \text{ total}} = e_{oy} + e_a = 2,54 + 2 = 4,54 \text{ cm} = 0,0454 \text{ m}$$

Solicitaciones de diseño:

$$N_d = 88.770,00 \text{ kg}$$

$$M_{d_x} = N_d \cdot e_{x \text{ total}} + M_x = 5.253,71 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{d_y} = N_d \cdot e_{y \text{ total}} + M_y = 4.335,30 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momentos adimensionales

$$\mu_a = \frac{M_{d_x}}{A \cdot a \cdot f_{cd}} = 0,119$$

$$\mu_b = \frac{M_{d_y}}{A \cdot b \cdot f_{cd}} = 0,127$$

Axial adimensional

$$v = \frac{N_d}{A \cdot f_{cd}} = 0,58$$

Usando ábaco en roseta

Según el **ábaco en roseta para flexión esviada** (García Meseguer, Moran Cabre & Arroyo Portero, 2009, pág. 509), se obtienen las siguientes cuantías mecánicas.

$$\text{Si: } v = 0,4 \qquad \omega = 0,22$$

$$\text{Si: } v = 0,6 \qquad \omega = 0,28$$

Interpolando:

$$\text{Si: } v = 0,58 \qquad \omega = 0,274$$

Capacidad mecánica necesaria

$$U_{nec} = \omega \cdot a \cdot b \cdot f_{cd} = 41.926,80 \text{ kg}$$

Diámetros seleccionados y capacidad mecánica

$$6\emptyset 16 \Rightarrow 53.465,85 \text{ kg (de tabla de Capacidad mecánica)}$$

$$U_s = 53.465,85 \text{ kg}$$

$$U_s > U_{nec} \quad \text{CUMPLE!!!}$$

Cálculo de la armadura transversal de la columna

$$V_d = 3.650,00 \text{ kg}$$

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante

$$f_{cv} = 0,131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{cv} = 5,27 \text{ kg/cm}^2$$

Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante

$$r = 3 \text{ cm}$$

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

$$A\emptyset_{est} = 0,283 \text{ cm}^2$$

$$d = a - r - \emptyset_{est} - \frac{\emptyset_{long}}{2} = 25,40 \text{ cm}$$

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot a \cdot d = 4.013,35 \text{ kg}$$

Verificación para el requerimiento de armadura transversal

$$V_d < V_{cu}$$

$$V_d = 3.650,00 \text{ kg} < V_{cu} = 4.013,35 \text{ kg}$$

Separación o espacio entre estribos

$$S_t = \frac{A\emptyset_{est} \cdot f_{yd}}{0,02 \cdot a \cdot f_{cd}} \quad S_t = 24,60 \text{ cm}$$

Según la norma se debe verificar la separación mediante las siguientes formas:

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \emptyset_{long. \min} = 12 \cdot 1,60 \text{ cm} = 19,20 \text{ cm} \\ b_{\text{menor dimension de la seccion}} = 30 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

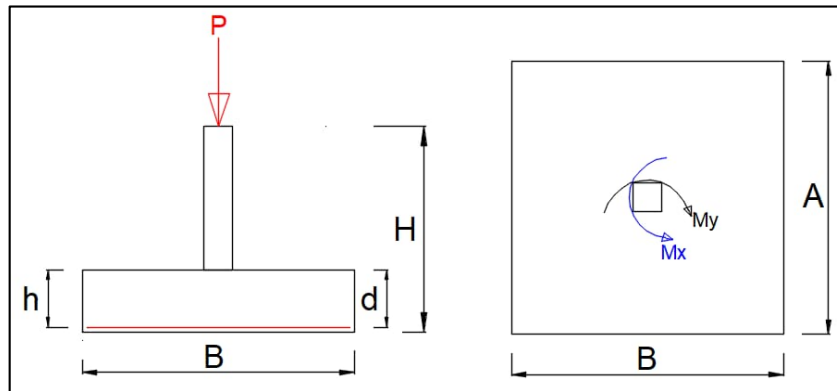
Se puede observar que la separación mínima que se obtiene es de 19,20 cm, Por lo tanto, adoptaremos: $s = 18 \text{ cm}$

USAR $\emptyset 6 \text{ c}/18 \text{ cm}$

3.7.5 Diseño de zapatas de H°A°

Verificación de zapata perteneciente a la columna C11.

Figura 3.20 Zapata con ubicación de las cargas



Fuente: Elaboración propia

Datos

σ_{adm}	1,26	kg/cm ²
Recubrimiento (r)	5	cm
Lado zapata A	2,00	m
Lado zapata B	2,00	m
Lado columna "a"	0,25	m
Lado columna "b"	0,25	m
Altura de la zapata "h"	0,45	cm
H	2,00	m
f_{ck}	254,93	kg/cm ²
f_{yk}	5.098,58	kg/cm ²
Peso específico del hormigón γ_c	2.400	kg/m ³
Peso específico del suelo γ_s	1.826	kg/m ³

Cargas

P	23.702,00	kg
Mx	231,00	kg·m
My	976,00	kg·m

Cálculo del peso propio

$$P_p = \gamma_c \cdot A \cdot B \cdot h \quad \ggggg \quad P_p = 4.320,00 \text{ kg}$$

Peso del suelo o relleno sobre la zapata

$$P_r = \gamma_s \cdot A \cdot B \cdot (H-h) \quad \ggggg \quad P_r = 11.321,20 \text{ kg}$$

Tensión media en el terreno

$$P_u = P + P_p + P_r = 40.943,20 \text{ kg}$$

$$M_{u.x} = M_x = 231,0 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{u.y} = M_y = 976,0 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

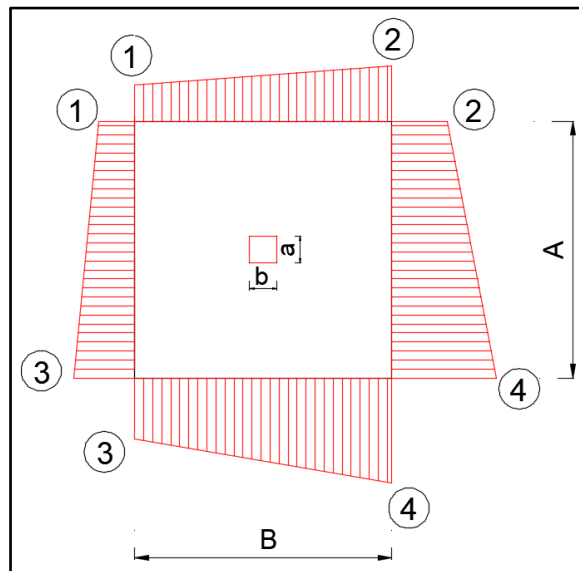
$$\sigma_t = \frac{P_u}{A \cdot B} \quad \gggg \gg \quad \sigma_t = \frac{40.943,20}{200 \cdot 200} = 1,02 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión máxima en el terreno

$$\sigma_{t\text{-max}} = \frac{P_u}{A \cdot B} + \frac{6 \cdot M_{u.x}}{A \cdot B^2} + \frac{6 \cdot M_{u.y}}{B \cdot A^2} \quad \gggg \gg \gg \quad \sigma_{t\text{-max}} = 1,11 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación esfuerzos en el terreno

Figura 3.21 Esfuerzos en el terreno



Fuente: Elaboración propia

$$\sigma_1 = \frac{P_u}{A \cdot B} - \frac{6 \cdot M_{u.x}}{A \cdot B^2} - \frac{6 \cdot M_{u.y}}{B \cdot A^2} \quad \Rightarrow \quad \sigma_1 = 0,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{P_u}{A \cdot B} + \frac{6 \cdot M_{u.x}}{A \cdot B^2} - \frac{6 \cdot M_{u.y}}{B \cdot A^2} \quad \Rightarrow \quad \sigma_2 = 0,97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{P_u}{A \cdot B} - \frac{6 \cdot M_{u.x}}{A \cdot B^2} + \frac{6 \cdot M_{u.y}}{B \cdot A^2} \quad \Rightarrow \quad \sigma_3 = 1,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{P_u}{A \cdot B} + \frac{6 \cdot M_{u.x}}{A \cdot B^2} + \frac{6 \cdot M_{u.y}}{B \cdot A^2} \quad \Rightarrow \quad \sigma_4 = 1,11 \text{ kg/cm}^2$$

- **Verificación cortante por flexión**

$$f_{cv} = 0,131 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,131 \cdot \sqrt[3]{254,93^2} = 5,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot B \cdot d = 40.238,82 \text{ kg}$$

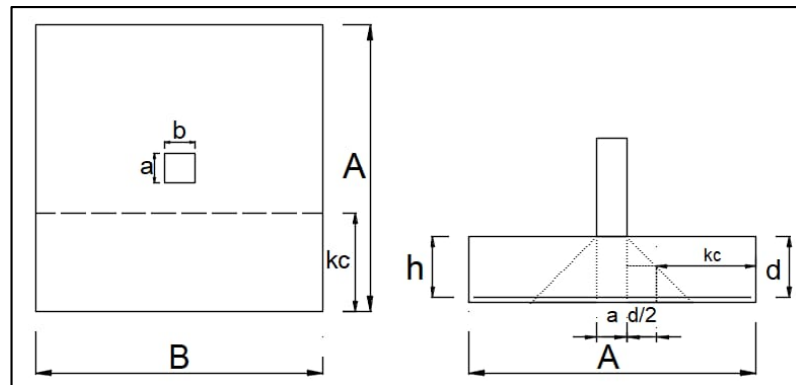
Determinación de canto útil

Asumiremos que se usaran barras de $\varnothing 12$.

$$d = h - r - \varnothing - \frac{\varnothing}{2} = 45 - 5 - 1,2 - \frac{1,2}{2} = 38,20 \text{ cm}$$

Cálculo de cortante en el eje Y

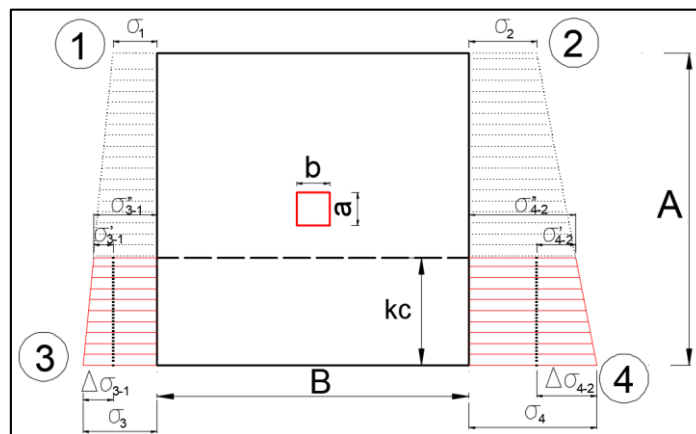
Figura 3.22 Ubicación de la distancia (k_c) de análisis del cortante



Fuente: Elaboración propia

$$k_c = \frac{A}{2} - \frac{a}{2} - \frac{d}{2} = 68,40 \text{ cm}$$

Figura 3.23 Esfuerzos en el terreno por analizar para la determinación del cortante



Fuente: Elaboración Propia

$$\Delta\sigma_{4-2} = \sigma_4 - \sigma_2 = 0,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{4-2} = \frac{\Delta\sigma_{4-2}}{A} (A - k_c) = 0,10 \text{ kg/cm}^2$$

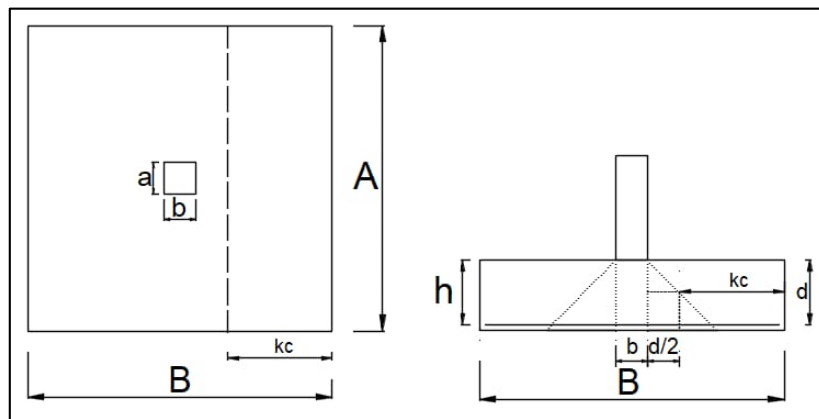
$$\sigma''_{4-2} = \sigma'_{4-2} + \sigma_2 = 1,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vd_Y = 1,6 \cdot (\sigma''_{4-2} \cdot k_c \cdot B + (\sigma_4 - \sigma''_{4-2}) \cdot k_c \cdot \frac{B}{2}) = 14.898,48 \text{ kg}$$

$$Vd_Y = 14.898,48 \text{ kg} < V_{cu} = 40.238,82 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE!!!}$$

Cálculo cortante eje X

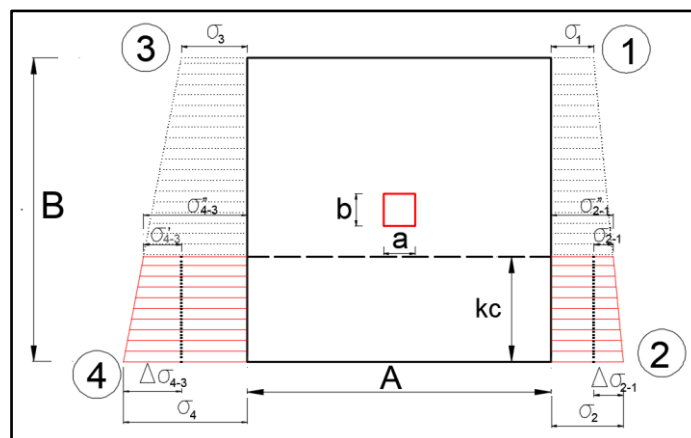
Figura 3.24 Ubicación de la distancia (k_c) de análisis del cortante



Fuente: Elaboración propia

$$k_c = \frac{B}{2} - \frac{b}{2} - \frac{d}{2} = 68,40 \text{ cm}$$

Figura 3.25 Esfuerzos en el terreno por analizar para la determinación del cortante



Fuente: elaboración propia

$$\Delta\sigma_{4,3} = \sigma_4 - \sigma_3 = 0,04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{4,3} = \frac{\Delta\sigma_{4,3}}{B} (B - k_c) = 0,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma''_{4,3} = \sigma'_{4,3} + \sigma_3 = 1,10 \text{ kg/cm}^2$$

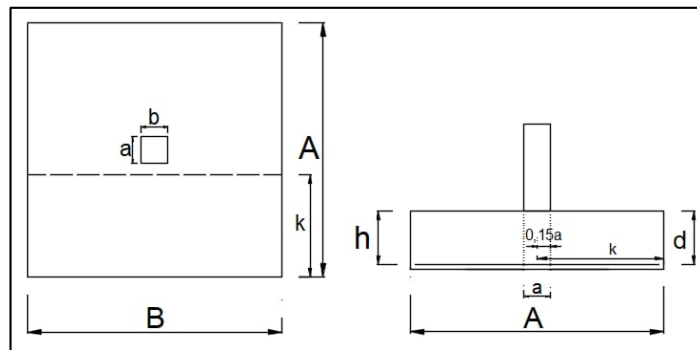
$$Vd_X = \sigma''_{4,3} \cdot k_c \cdot A + (\sigma_4 - \sigma''_{4,3}) \cdot k_c \cdot \frac{A}{2} = 15.159,90 \text{ kg}$$

$$Vd_X = 15.159,90 \text{ kg} < V_{cu} = 40.238,82 \text{ kg} \text{ CUMPLE!!!}$$

• **Cálculo del Momento de diseño en el eje Y**

Para realizar estos cálculos se usarán los diferentes esfuerzos en el terreno calculados anteriormente.

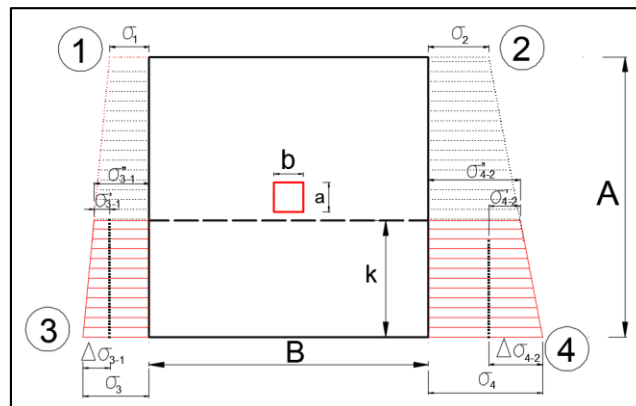
Figura 3.26 Ubicación de distancia k donde produce el momento máximo



Fuente: Elaboración Propia

$$k = \frac{A}{2} - \frac{a}{2} + 0,15a = 91,25 \text{ cm}$$

Figura 3.27 Esfuerzos en el terreno por analizar para la determinación del momento



Fuente: Elaboración propia

$$\Delta\sigma_{4.2} = \sigma_4 - \sigma_2 = 0,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{4.2} = \frac{\Delta\sigma_{4.2}}{A} (A-k) = 0,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma''_{4.2} = \sigma'_{4.2} + \sigma_2 = 1,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$Md_Y = \sigma''_{4.2} \cdot B \cdot \frac{k^2}{2} + (\sigma_4 - \sigma''_{4.2}) \cdot B \cdot \frac{k^2}{3} = 9.091,27 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Armadura mínima geométrica

$$\omega_{\text{min-geo}} = 0,0015 \quad (\text{CBH-87, 1987, pág. 67})$$

$$A_{s_{\text{min-geo}}} = 0,0015 \cdot B \cdot d \gggg \gg \quad A_{s_{\text{min-geo}}} = 11,46 \text{ cm}^2$$

Cálculo de armadura mediante cuantía mecánica

$$\mu_d = \frac{Md_Y}{B \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \gggg \gg \gg \quad \mu_d = 0,0183$$

Determinación de la cuantía mecánica

Según Tabla 16.1 (García Meseguer, Moran Cabré & Arroyo Portero, 2009, pág. 227).

$$\omega = 0,0184$$

Determinación de armadura mecánica

$$A_{s_{\text{mec}}} = \omega \cdot B \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \gggg \gg \gg \gg \quad A_{s_{\text{mec}}} = 5,39 \text{ cm}^2$$

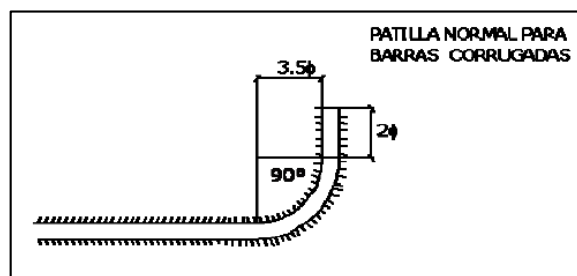
Se adopta la mayor armadura requerida: $A_{s_{\text{nec}}} = 11,46 \text{ cm}^2$

Número de barras

Si usamos $\emptyset 12 = 12 \text{ mm}$ $A_{\emptyset 12} = 1,131 \text{ cm}^2$

$$\text{Nro. barras} = \frac{A_{s_{\text{nec}}}}{A_{\emptyset 12}} = 10,13 \approx 11 \text{ barras}$$

Figura 3.28 Patilla normal para barras corrugadas



Fuente: CBH-87, pág 221

Separación entre barras

En la separación de barras se tomará en cuenta el doblado de la armadura para las patillas.

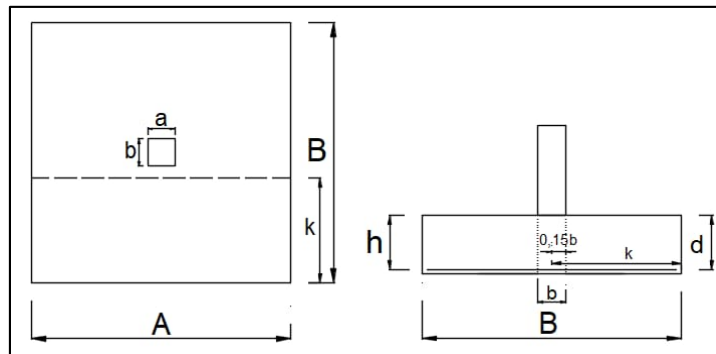
$$e = \frac{A - 2r - \emptyset}{\text{Nro. barras} - 1} \gggg \gg e = 18,84 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$$

USAR 11Ø12c/18 cm

- **Cálculo del Momento de diseño en el eje X**

Para realizar estos cálculos se usarán los diferentes esfuerzos en el terreno calculados anteriormente.

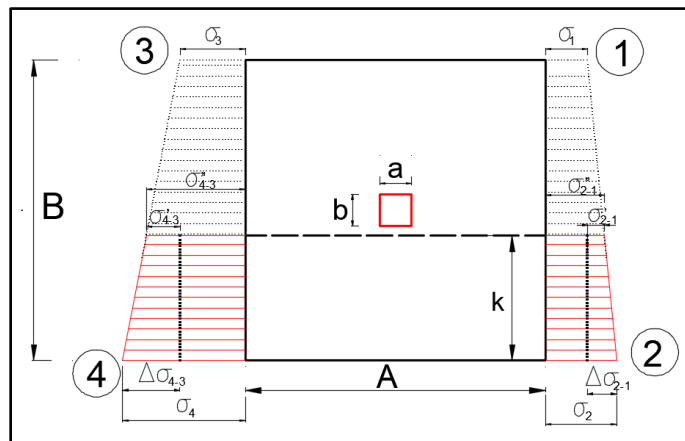
Figura 3.29 Ubicación de distancia k donde produce el momento máximo



Fuente: Elaboración Propia

$$k = \frac{B}{2} - \frac{b}{2} + 0,15b = 91,25 \text{ cm}$$

Figura 3.30 Esfuerzos en el terreno para la determinación del momento de diseño



Fuente: Elaboración propia

$$\Delta\sigma_{4,3} = \sigma_4 - \sigma_3 = 0,03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{4,3} = \frac{\Delta\sigma_{4,3}}{B} (B - k) = 0,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma''_{4,3} = \sigma'_{4,3} + \sigma_3 = 1,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$Md_X = \sigma''_{4,3} \cdot A \cdot \frac{k^2}{2} + (\sigma_4 - \sigma''_{4,2}) \cdot A \cdot \frac{k^2}{3} = 9.232,79 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Armadura mínima geométrica

Según Tabla 8.1.7.3 Cuantías geométricas mínimas (CBH-87, 1987, pág. 67)

$$\omega_{\text{min-geo}} = 0,0015$$

$$A_{S_{\text{min-geo}}} = 0,0015 \cdot B \cdot d \gggg \gg A_{S_{\text{min-geo}}} = 11,46 \text{ cm}^2$$

Cálculo de armadura mediante cuantía mecánica

$$\mu_d = \frac{Md_X}{B \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \gggg \gg \mu_d = 0,0186$$

$$\mu_d = 0,0125 < \mu_{\text{lim}} = 0,2961$$

Interpolando de Tabla 16.1 según (García Meseguer, Moran Cabre & Arroyo Portero, 2009, pág. 227).

$$\omega = 0,0187$$

$$A_{S_{\text{min-mec}}} = \omega \cdot B \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{cd}} \gggg \gg A_{S_{\text{min-mec}}} = 5,48 \text{ cm}^2$$

Determinación de armadura necesaria

Se adopta la mayor armadura requerida: $A_{S_{\text{nec}}} = 11,46 \text{ cm}^2$

Selección de diámetro de armadura

$$\emptyset 12 = 12 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset 12} = 1,131 \text{ cm}^2$$

Número de barras

$$\text{Nro. barras} = \frac{A_{S_{\text{nec}}}}{A_{\emptyset 12}} = 10,13 \approx 11 \text{ barras}$$

Separación entre barras

En la separación de barras se tomará en cuenta el doblado de la armadura para las patillas

$$e = \frac{B-2r-\emptyset}{\text{Nro.barras}-1} \gggg \gg \gg \gg e = 18,84 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$$

USAR 11Ø12c/18 cm

Longitud de patilla

Según Norma CBH-87 en 12.1.3 la longitud de patilla es:

$$L_{\text{patilla}} = 10 \cdot \emptyset = 10 \cdot 12 \text{ mm} = 120 \text{ mm} = 12 \text{ cm}$$

Adoptaremos $L_{\text{patilla}} = 15 \text{ cm}$

Verificación por punzonamiento

Se debe cumplir las siguientes condiciones:

$$\frac{Vd}{Ac} + \frac{\alpha_x |Mx|}{J_x} \cdot \frac{a}{2} \leq 2 \cdot f_{cv}$$

$$\frac{Vd}{Ac} + \frac{\alpha_x |My|}{J_y} \cdot \frac{b}{2} \leq 2 \cdot f_{cv}$$

Dónde:

$$2 \cdot f_{cv} = 2 \cdot 0,131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 10,54 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del área crítica

$$S_p = (a + d) \cdot (b + d) = (25 + 38,20) \cdot (25 + 38,20) = 3.994,24 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P_o}{A \cdot B} = \frac{40.943,20}{200 \cdot 200} \gggg \gg \gg \gg \sigma = 1,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vd = P + S_p \cdot \sigma \gggg \gg \gg \gg Vd = 27.790,42 \text{ kg}$$

Perímetro crítico

$$P_c = [2 \cdot (a + d) + 2 \cdot (b + d)] \gggg \gg \gg \gg P_c = 252,80 \text{ cm}$$

Área crítica

$$Ac = P_c \cdot d \gggg \gg \gg \gg Ac = 0,96 \text{ cm}^2$$

Inercias en ambas direcciones J_x y J_y

$$J_x = (a + d) \cdot d \cdot \left(\frac{(a + d)^2 + d^2}{6} + \frac{(a + d) \cdot (b + d)}{2} \right)$$

$$J_x = 0,07015862 \text{ m}^4 \gggg \gg \gg \gg J_x = 7.015.861,91 \text{ cm}^4$$

$$J_y = (b + d) \cdot d \cdot \left(\frac{(b + d)^2 + d^2}{6} + \frac{(a + d) \cdot (b + d)}{2} \right)$$

$$J_y = 0,07015862 \text{ m}^4 \gggg J_y = 7.015.861,91 \text{ cm}^4$$

Fracciones de M_x y M_y que causan tensiones tangenciales

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{a+d}{b+d}}} = 0,40$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b+d}{a+d}}} = 0,40$$

Reemplazando:

$$\frac{Vd}{Ac} + \frac{\alpha_x |M_x|}{J_x} \cdot \frac{a}{2} \leq 2 \cdot f_{cv}$$

$$2,47 \text{ kg/cm}^2 < 8,04 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CUMPLE!!!}$$

$$\frac{Vd}{Ac} + \frac{\alpha_y |M_y|}{J_y} \cdot \frac{b}{2} \leq 2 \cdot f_{cv}$$

$$2,52 \text{ kg/cm}^2 < 8,04 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CUMPLE!!!}$$

Cumple la verificación de corte por punzonamiento.

3.7.6 Diseño de zapata combinada de $H^\circ A^\circ$

Una zapata combinada es aquella que cimienta dos pilares. En este caso calcularemos la zapata combinada para las columnas C1 y C12.

Datos

Capacidad portante	1,48	kg/cm ²
Altura zapata [h]	0,60	m
Altura de desplante [H]	2,00	m
Peso específico γ_{suelo}	1.826,00	kg/m ³
Peso específico $\gamma_{H^\circ A^\circ}$	2.400,00	kg/m ³

Cargas

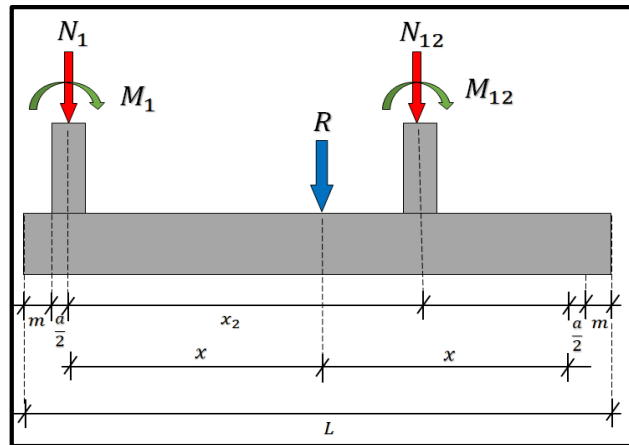
Columnas	Axial [kg]	M_x [kg·m]	M_y [kg·m]
C1	23.376,00	172,80	-633,60
C12	72.528,00	-676,80	820,80

$$\sigma_{\text{neto}} = \sigma_{\text{adm}} - \gamma_{\text{suelo}} \cdot (H - h) - \gamma_{\text{H}^\circ\text{A}^\circ} \cdot h$$

$$\sigma_{\text{neto}} = 1,04 \text{ kg/cm}^2$$

Eje Y

Figura 3.31 Zapata combinada de H°A°



Fuente: Elaboración propia

$$x = \frac{N_2 x_2 - M_1 - M_2}{N_1 + N_2} = 1,74 \text{ m}$$

$$L = 2x = 3,48 \text{ m}$$

Asumiremos: $L = 3,90 \text{ m}$

Asumiremos: $B = 2,80 \text{ m}$

$$\sigma_t = \frac{R}{L \cdot B} + \frac{6 \cdot M_x}{L \cdot B^2} + \frac{6 \cdot M_y}{B \cdot L^2} = 0,94 \text{ kg/cm}^2$$

Se debe cumplir que:

$$\sigma_t < \sigma_{\text{neto}}$$

$$\sigma_t = 0,9404 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{neto}} = 1,04 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CUMPLE!!!}$$

Carga lineal en la zapata combinada por unidad de longitud $b = 1 \text{ m}$

$$\sigma_t = 9.404,00 \text{ kg/m}^2$$

$$q = \sigma_t \cdot b = 9.404,00 \text{ kg/m}$$

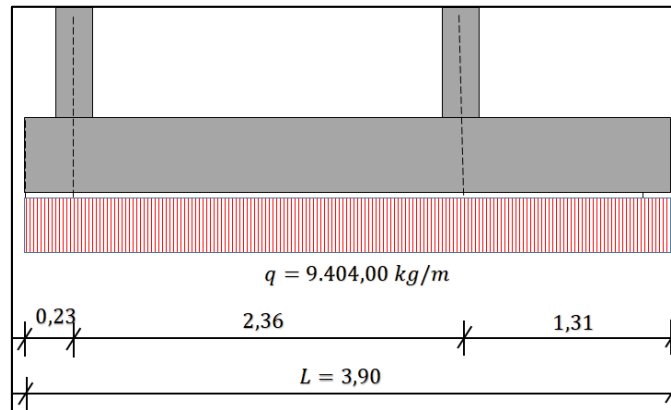
Figura 3.32 Carga en zapata combinada, eje "Y"**Fuente:** Elaboración propia

Diagrama de momentos "M" [kg · m]

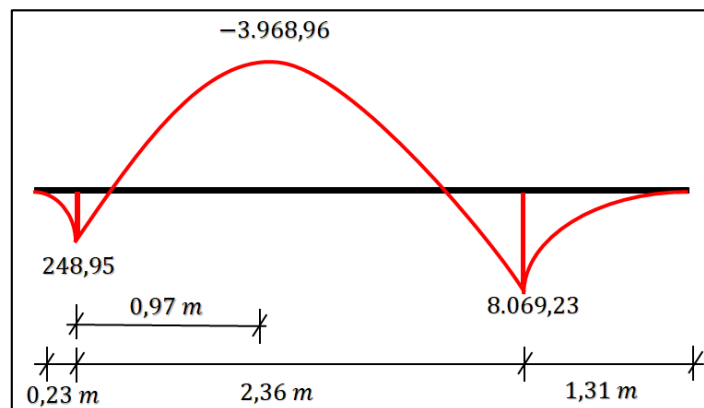
Figura 3.33 Diagrama de momentos en zapata combinada, eje "Y"**Fuente:** Elaboración propia

Diagrama de cortantes V [kg]

Cálculo de armadura inferior $M_d = 8.069,23 \text{ kg} \cdot \text{m}$ **Cálculo del recubrimiento mecánico**

Recubrimiento (r)	5 cm
Ø longitudinal	16 mm

$$r_m = r + \frac{\text{Ø longitudinal}}{2} \gggggg r_m = 5,80 \text{ cm}$$

- **Esfuerzo máximo y ancho de la base de la viga**

$$M_d = 8.069,23 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

Altura de la zapata

$$h=60 \text{ cm} \quad \text{y} \quad d=54,20 \text{ cm}$$

Determinación del momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \gggg \mu_d = 0,0162$$

$$\mu_d < \mu_{lim} \quad \mu_{lim} = 0,2961 \quad \text{No requiere armadura de compresión}$$

Determinación de la cuantía mecánica

Interpolando de Tabla 16.1 según (García Meseguer, Moran Cabre & Arroyo Portero, 2009, pág. 227).

$$\omega = 0,0162$$

Determinación de la armadura necesaria

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow A_s = 3,36 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima

Según Tabla 8.1.7.3 Cuantías geométricas mínimas (CBH-87, 1987, pág. 67)

$$\omega_{min} = 0,0015$$

$$A_{s_{min}} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d \gggg A_{s_{min}} = 8,13 \text{ cm}^2$$

Entre A_s y $A_{s_{min}}$ seleccionamos el valor más alto: $A_s \text{ necesario} = 8,13 \text{ cm}^2$

Selección de diámetros de barras que cumplan el área de armadura solicitada.

Armadura seleccionada

Armadura	Diámetro (mm)	Área (cm ²)	Nro. barras	Área total (cm ²)
Ø16	16	2,01	5	10,06

$$A_s = 10,06 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_s \text{ necesario}$$

Número de barras

$$\text{Nro. barras} = 5 \cdot B + 1 = 15 \text{ barras}$$

Separación entre barras

En la separación de barras se tomará en cuenta el doblado de la armadura para las patillas.

$$e = \frac{B \cdot 2 \cdot r}{\text{Nro. barras} - 1} = 19,28 \text{ cm} \gggg \gggg e = 18 \text{ cm}$$

USAR 15Ø16c/18 cm (Armadura inferior)

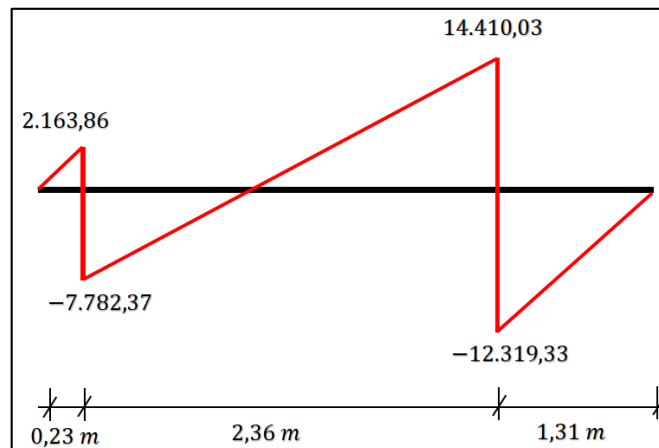
Cálculo de armadura superior $M_d = -3.968,96 \text{ kg.m}$

Puesto a que el momento para la determinación de la armadura superior es menor que el momento para la armadura inferior y sabiendo que la armadura inferior se obtuvo mediante la determinación de la armadura mínima geométrica, podemos concluir que la armadura superior será la misma que la inferior.

USAR 15Ø16c/18 cm (Armadura superior)

Cálculo de armadura transversal

Figura 3.34 Diagrama de cortante (kg) en zapata combinada, eje "Y"



Fuente: Elaboración propia

Comprobación de rotura del hormigón por compresión oblicua

$$V_d < V_{u1}$$

$$V_{u1} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \gggg \gggg V_{u1} = 276.344,12 \text{ kg}$$

$$V_d = 14.410,03 \text{ kg} < V_{u1} = 276.344,12 \text{ kg}$$

Determinación de la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante

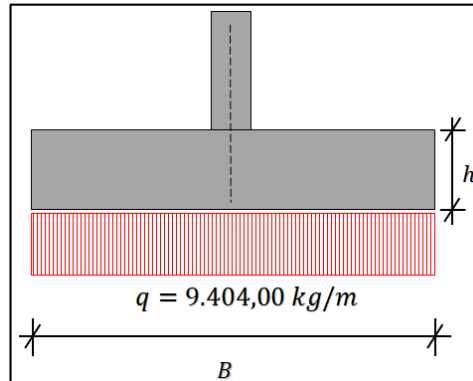
$$f_{cv} = 0,131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \gggg \gggg f_{cv} = 5,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot bw \cdot d \gggggg V_{cu} = 28.563,40 \text{ kg}$$

$$V_{cu} > V_d \text{ No requiere armadura transversal}$$

Eje X

Figura 3.35 Carga en zapata combinada, eje "X"



Fuente: Elaboración propia

$$B = 2,80 \text{ m}$$

$$bw = 1 \text{ m}$$

$$k = \frac{B}{2} - \frac{b}{2} + 0,15b = 1,29 \text{ cm}$$

$$M_{dY} = q \cdot \frac{k^2}{2} = 9.404,00 \cdot \frac{1,29^2}{2} = 7.824,60 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Armadura mínima geométrica

Según Tabla 8.1.7.3 Cuantías geométricas mínimas (CBH-87, 1987, pág. 67)

$$\omega_{\text{min-geo}} = 0,0015$$

$$A_{s_{\text{min-geo}}} = 0,0015 \cdot bw \cdot d \gggggg A_{s_{\text{min-geo}}} = 8,13 \text{ cm}^2$$

Cálculo de armadura mediante cuantía mecánica

$$\mu_d = \frac{M_{dY}}{B \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \gggggg \mu_d = 0,0157$$

$$\mu_d = 0,0121 < \mu_{\text{lim}} = 0,2961$$

Interpolando de Tabla 16.1 según (García Meseguer, Moran Cabre & Arroyo Portero, 2009, pág. 227).

$$\omega = 0,0156$$

$$A_{s_{\min-mec}} = \omega \cdot B \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \ggggg A_{s_{\min-mec}} = 3,24 \text{ cm}^2$$

Se adopta la mayor armadura requerida: $A_{s_{nec}} = 8,13 \text{ cm}^2$

Selección de diámetro de armadura

Armadura	Diámetro (mm)	Área (cm ²)	Nro. barras	Área total (cm ²)
Ø16	16	2,011	5	10,06

$$A_s = 10,06 \text{ cm}^2$$

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

Número de barras

$$\text{Nro. barras} = 5 \cdot L + 1 = 20,5 \approx 21 \text{ barras}$$

Separación entre barras

$$e = \frac{L-2r}{\text{Nro. barras}-1} \ggggg e = 18,09 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$$

USAR 21Ø16c/18 cm

3.7.7 Diseño de losa de cimentación de H°A°

En este caso calcularemos la losa de cimentación para las columnas C22, C23, C24, C30, C31 y C32.

Datos

Capacidad portante	1,48	kg/cm ²
Altura zapata [h]	0,60	m
Altura de desplante [H]	2,00	m
Peso específico γ_{suelo}	1.826,00	kg/m ³
Peso específico $\gamma_{H^\circ A^\circ}$	2.400,00	kg/m ³

Cargas

Columnas	Axil [kg]	Mx[kg·m]	My[kg·m]
C22	20.224,00	-360,00	936,00
C23	24.624,00	-446,40	-504,00
C24	48.432,00	820,80	633,60
C30	26.704,00	-331,20	-734,40
C31	30.512,00	-432,00	1.108,80
C32	54.656,00	792,00	1.008,80

$$\sigma_{\text{neto}} = \sigma_{\text{adm}} - \gamma_{\text{suelo}} \cdot (H - h) - \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot h$$

$$\sigma_{\text{neto}} = 1,04 \text{ kg/cm}^2$$

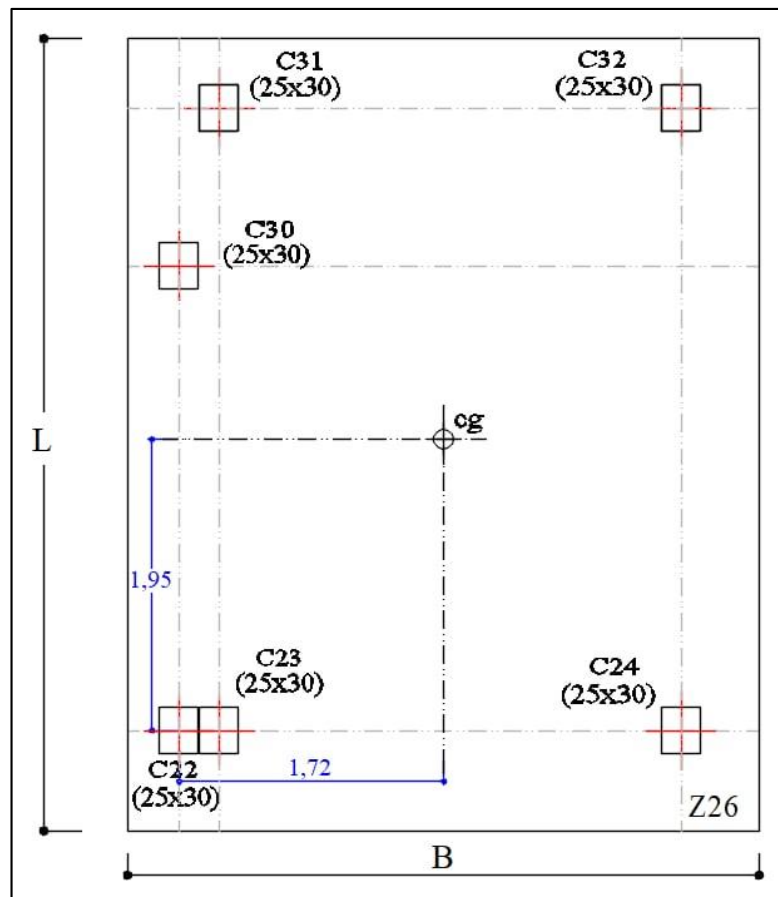
Diseño en planta

Determinación de centros de gravedad:

$$x_{\text{cg}} = \frac{\sum(N_i \cdot x_i) + \sum M_{xi}}{\sum N_i} = 1,72 \text{ m}$$

$$y_{\text{cg}} = \frac{\sum(N_i \cdot y_i) + \sum M_{yi}}{\sum N_i} = 1,95 \text{ m}$$

Figura 3.36 Losa de cimentación, Z26



Fuente: Elaboración propia

Asumiremos: \$B = 4,10\$ m

Asumiremos: \$L = 5,20\$ m

$$\sigma_t = \frac{R}{L \cdot B} + \frac{6 \cdot M_x}{L \cdot B^2} + \frac{6 \cdot M_y}{B \cdot L^2} = 1,01 \text{ kg/cm}^2$$

Se debe cumplir que:

$$\sigma_t < \sigma_{\text{neto}}$$

$$\sigma_t = 1,01 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{neto}} = 1,04 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CUMPLE!!!}$$

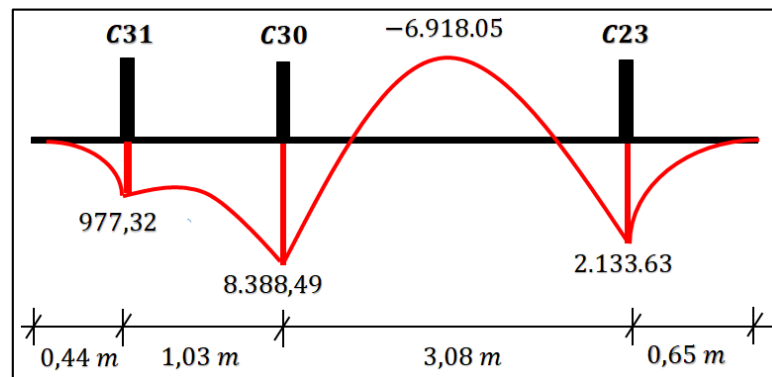
Carga lineal en la zapata combinada por unidad de longitud $b = 1 \text{ m}$

$$\sigma_t = 10.100,00 \text{ kg/m}^2$$

$$q = \sigma_t \cdot b = 10.100,00 \text{ kg/m}$$

Diagrama de momentos

Figura 3.37 Diagrama de momentos [kg · m], eje "Y"



Fuente: Elaboración propia

Cálculo de armadura inferior "Eje Y" $M_d = 8.388,49 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Cálculo del recubrimiento mecánico

Recubrimiento (r)	5 cm
Ø longitudinal	16 mm

$$r_m = r + \frac{\text{Ø longitudinal}}{2} \gggg \gg r_m = 5,80 \text{ cm}$$

Esfuerzo máximo y ancho de la base de la viga

$$M_d = 8.388,49 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

Altura de la losa de cimentación y canto útil

$$h = 60 \text{ cm} \quad \text{y} \quad d = 54,20 \text{ cm}$$

Determinación del momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{Md}{bw \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \gggg \mu_d = 0,0168$$

$$\mu_d < \mu_{lim} \quad \mu_{lim} = 0,2961 \quad \text{No requiere armadura de compresión}$$

Determinación de la cuantía mecánica

Interpolando de Tabla 16.1 según (García Meseguer, Moran Cabre & Arroyo Portero, 2009, pág. 227).

$$\omega = 0,0168$$

Determinación de la armadura necesaria

$$As_1 = \omega \cdot bw \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow As_1 = 3,49 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima

Según Tabla 8.1.7.3 Cuantías geométricas mínimas (CBH-87, 1987, pág. 67)

$$\omega_{min} = 0,0015$$

$$As_{min\ geo} = \omega_{min} \cdot bw \cdot d \gggg As_{min\ geo} = 8,13 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura necesaria

Entre As y As_{min} seleccionamos el valor más alto: $As_{necesario} = 9,63 \text{ cm}^2$

Selección de diámetros de barras que cumplan el área de armadura solicitada.

Armadura seleccionada

Armadura	Diámetro (mm)	Área (cm ²)	Nro. barras	Área total (cm ²)
Ø16	16	2,011	5	10,06

$$As = 10,06 \text{ cm}^2$$

$$As > As_{necesario}$$

Número de barras

$$\text{Nro. barras} = 5 \cdot B + 1 = 21,50 \approx 22 \text{ barras}$$

Separación entre barras

En la separación de barras se tomará en cuenta el doblado de la armadura para las patillas.

$$e = \frac{A \cdot 2 \cdot r}{\text{Nro. barras} - 1} \gggg e = 19,04 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$$

USAR 2Ø16c/18 cm (Armadura inferior Y)

Cálculo de armadura superior $M_d = -6.918,05 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Puesto a que el momento para la determinación de la armadura superior es menor al momento para la armadura inferior y sabiendo que la armadura inferior se obtuvo mediante la determinación de la armadura mínima geométrica, podemos concluir que la armadura superior será la misma que la inferior.

USAR 22Ø16c/18 cm (Armadura superior Y)

Para el eje X distribuiremos la misma cantidad de armadura ya que los momentos en el eje X son menores.

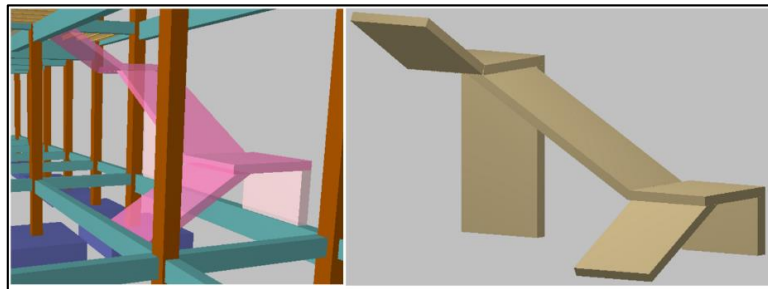
USAR 29Ø16c/18 cm (Armadura inferior X)

USAR 29Ø16c/18 cm (Armadura Superior X)

3.7.8 Diseño de escalera de $H^\circ A^\circ$

Esta estructura solo cuenta con una escalera de hormigón armado, es de 3 tramos, y será esta la que se calculará para verificar y comparar los resultados de armaduras necesarias.

Figura 3.38 Visualización del tipo de escalera

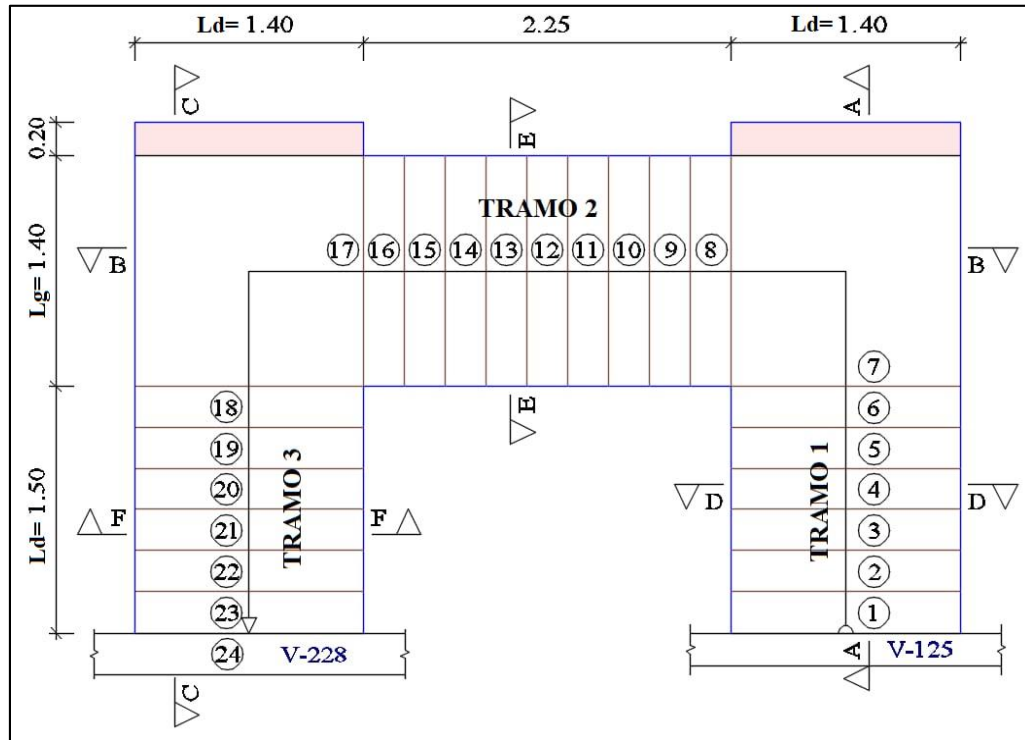


Fuente: Cypecad 2017

Datos

Desnivel que salva (H)	4,20 m
Longitud de descanso (Ld)	1,40 m
Longitud de garganta (Lg)	1,50 m
Huella	0,25 m
Contrahuella	0,175 m
Ancho de la escalera (bw)	1,40 m
Espesor	0,15 m
Ancho de apoyo del muro de fabrica	0,20 m
Recubrimiento geométrico	3 cm

Figura 3.39 Tramos de la escalera



Fuente: Cypecad 2017

Espesor de la losa de descanso

$$L_n = L_g + L_d = 1,50 + 1,40 = 2,90 \text{ m}$$

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{290 \text{ cm}}{25} = 0,116 \text{ m} \gggggg \quad t = 15 \text{ cm}$$

Resistencia de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = 169,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 4.433,55 \text{ kg/m}^2$$

Inclinación de la escalera

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{t}{h} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0,175}{0,25} \right) \gggggg \quad \alpha = 34,99^\circ$$

Cargas sobre el DESCANSO

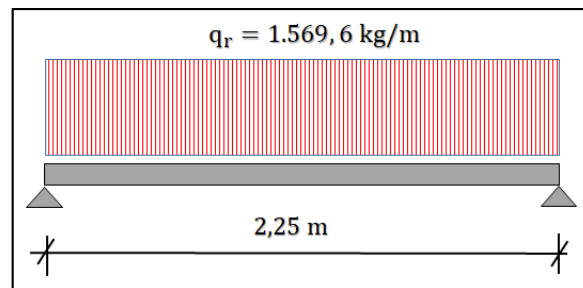
CARGA	kg/m ²
Peso propio	375
Solado	100
Sobrecarga	400
TOTAL	875

Para el diseño de escaleras se debe considerar cada tramo como una viga simplemente apoyada, además de que se debe proyectar en una viga horizontal.

Podemos observar y analizar que las cargas en el Tramo 1 serán iguales a las cargas del Tramo 3.

Cargas en Tramo 2

Figura 3.41 Cargas en Tramo 2

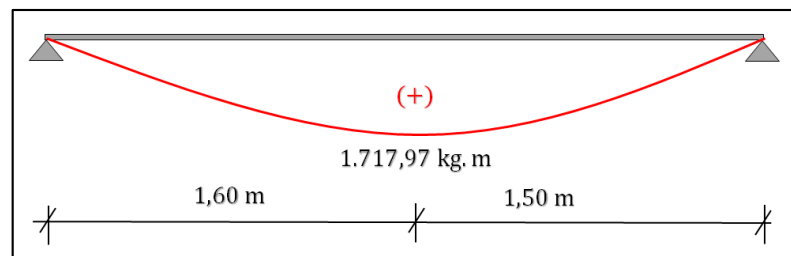


Fuente: Elaboración propia

Momento máximo Tramo 1

El momento máximo de los 3 tramos se usará como momento de diseño.

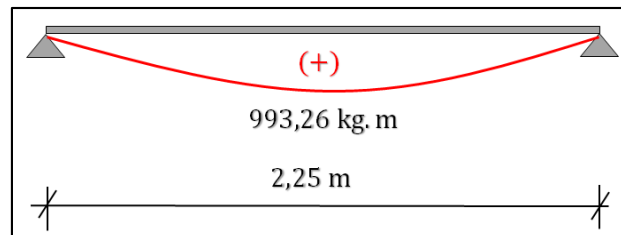
Figura 3.42 Diagrama de momentos del Tramo 1 y Tramo 3



Fuente: Elaboración propia

Momento máximo Tramo 2

Figura 3.43 Diagrama de momentos del Tramo 2



Fuente: Elaboración propia

Se tiene que el momento máximo positivo se encuentra en el Tramo 1. Por lo tanto, se tomara ese momento máximo para calcular la armadura necesaria tanto para el Tramo 1 como para el Tramo 2 y el Tramo 3.

$$M_{\max} = 1.717,97 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Para la determinación del momento de diseño se debe mayorar el esfuerzo con un coeficiente de mayoración de carga de 1,6:

$$M_d = 1,6 \cdot M_{\max} = 2.748,75 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento reducido de cálculo

El momento máximo de diseño se encuentra en la sección de las rampas.

$$h_m = \frac{t}{\cos(\alpha)} = 18,31 \text{ cm}$$

$$d = h_m - r - \frac{\emptyset_t}{2} = 18,31 - 3 - 0,8 - \frac{1,2}{2} = 13,91 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{a \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \gggg \mu_d = 0,0836$$

Armadura necesaria

Interpolando de Tabla 16.1: según (García Meseguer, Morán Cabré & Arroyo Portero, 2009, pág. 227).

$$\omega = 0,0836$$

$$A_s = \omega \cdot a \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \gggg A_s = 4,71 \text{ cm}^2$$

Selección de diámetro de armadura

$$\emptyset 12 \Rightarrow A_{\emptyset 12} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Número de barras

$$\text{Nro. barras/m} = \frac{A_s}{A_{\emptyset 12}} \gggg \text{Nro. barras} = 4,28 \approx 5 \text{ barras/m}$$

$$\text{Nro. barras} = 5 \text{ barras/m} \cdot 1,40 \text{ m} = 7 \approx 8 \text{ barras}$$

Espaciamiento entre barras

$$e = \frac{b_w}{\text{Nro. barras} - 1} = \frac{140}{8 - 1} \gggg e = 20 \text{ cm}$$

Se adoptara un espaciamento de: $e = 20 \text{ cm}$

Total armadura positiva

$$As(+) = \text{Nro. barras} \cdot A\emptyset 12 = 9,05 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal negativa

Según Ing. Morales, pág. 59.

$$As(-) = 50\% \cdot As(+) = 4,52 \text{ cm}^2$$

Selección de diámetro

$$\emptyset 10 \quad \Rightarrow \quad A\emptyset 10 = 0,786 \text{ cm}^2$$

Número de barras

$$\text{Nro. barras} = \frac{As(-)}{A\emptyset 10} \quad \gggg \quad \text{Nro. barras} = 5,76 \approx 8 \text{ barras}$$

Se adoptará 8 barras como armadura longitudinal negativa para igualar el número de barras de la armadura longitudinal positiva.

Espaciamiento entre barras

$$e = \frac{bw}{\text{Nro. barras}} = \frac{140}{8 - 1} \quad \gggg \quad e = 20 \text{ cm}$$

Se adoptará un espaciamento de: $e=20 \text{ cm}$

Armadura transversal por retracción térmica

Según Tabla 8.1.7.3 Cuantías geométricas mínimas (CBH-87, 1987, pág. 67)

$$\omega_{\text{min geo}} = 0,0015$$

$$As_{\text{min geo}} = \omega_{\text{min geo}} \cdot bw \cdot d$$

Para un ancho de $bw=1\text{m}$

$$d = hm - r = 18,31 - 3 = 15,31 \text{ cm}$$

$$As_{\text{min geo}} = 2,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Selección de diámetro

$$\emptyset 8 \quad \Rightarrow \quad A\emptyset 8 = 0,503 \text{ cm}^2$$

Número de barras

$$\text{Nro. barras} = \frac{As_{\text{min geo}}}{A\emptyset 8} \quad \gggg \quad \text{Nro. barras} = 4,57 \approx 5 \text{ barras/m}$$

Espaciamiento entre barras

$$e = \frac{bw}{\text{Nro. barras}} = \frac{100}{5} \quad \gggg \quad e = 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto para la escalera de H°A° se deberá usar:

Armadura Longitudinal (+)	USAR	8Ø12 c/20cm
Armadura Longitudinal (-)	USAR	8Ø10 c/20cm
Armadura Transversal	USAR	Ø8 c/20cm

3.7.9 Verificación de vigueta

Para realizar este análisis seleccionaremos las viguetas que se encuentran en la losa L8-1, ubicada en el Nivel 1, apoyadas en las vigas V-211 y V-218 (Ver Anexo XIII, Lamina 4/25).

Losa Aliviana h =20 cm.

a. Cálculo de la reducción modular o coeficiente de equivalencia:

Los esfuerzos producidos en una viga compuesta se verán afectados por la diferencia de rigideces de los hormigones armados. Esta diferencia se puede tomar en cuenta en los cálculos usando el concepto de sección trasformada, mediante el cual el hormigón colocado in situ de menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de hormigón de más alta calidad.

$$f_c = \frac{E_c}{E_{cp}} \cdot f_{cp}$$

$$f_c = n \cdot f_{cp}$$

Donde:

f_c, E_c = Esfuerzo, modulo de deformacion del hormigon armado respectivamente
 f_{cp}, E_{cp} =Esfuerzo, modulo de deformación del hormigón pretensado respectivamente.
 n =Reducción modular de los hormigones, donde el hormigón colocado in situ de menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de hormigón de más calidad.

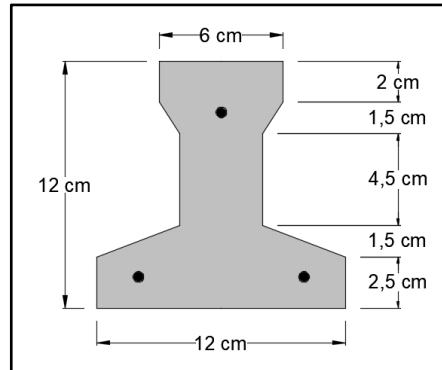
$$n = \frac{E_{c\ 250}}{E_{cp\ 350}} = \frac{19.000 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{19.000 \cdot \sqrt{f_{cp}}} = \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\sqrt{f_{cp}}} = \frac{\sqrt{210}}{\sqrt{350}}$$

$$n = 0,775$$

Cálculo de las características geométricas de la vigueta

Propiedades de la Vigueta normal en $t = 0$

Figura 3.44 Características geométricas de la vigueta pretensada



Fuente: Elaboración propia

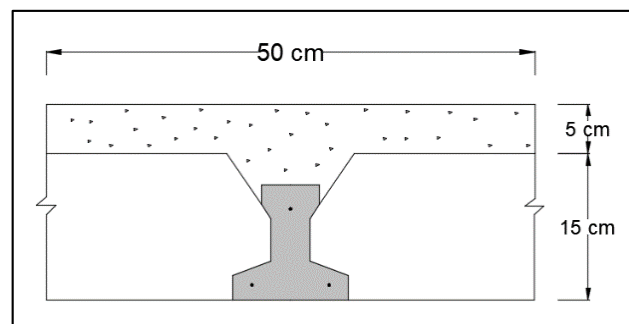
Tabla 3.5 Propiedades de la Vigueta

PROPIEDADES DE LA SECCION		
h_T	12	cm
A_c	79,5	cm ²
I_c	1115,45	cm ⁴
C_{10}	7,11	cm
C_{20}	4,89	cm
A =Área de la sección transversal de la vigueta C_{10} =Brazo mecánico superior C_{20} =Brazo mecánico inferior I_c =Momento de Inercia con respecto del eje x		

Fuente: Elaboración Propia

Propiedades de la Vigueta compuesta en $t = \infty$

Figura 3.45 Sección compuesta de vigueta pretensada



Fuente: Elaboración propia

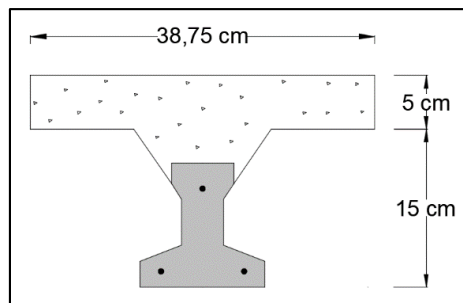
Ahora se trabajará con una viga en T

Antes de calcular las propiedades geométricas de la nueva sección mixta homogeneizada a un hormigón de resistencia igual a la de la vigueta se tiene la razón modular calculada anteriormente.

$$n = 0,775$$

$$P = 0,775 \cdot 50 \text{ cm} = 38,75 \text{ cm}$$

Figura 3.46 Características geométricas de la vigueta - Sección compuesta viga en T



Fuente: Elaboración propia

Entonces las propiedades geométricas de la sección mixta homogeneizada son:

Tabla 3.6 Propiedades de la Vigueta compuesta

PROPIEDADES DE LA SECCION T		
h_T	20	cm
A_c	308,14	cm ²
I_c	10.519,88	cm ⁴
C_{10}	7,21	cm
C_{20}	13,79	cm
A =Área de la sección transversal de la vigueta C_{10} =Brazo mecánico superior C_{20} =Brazo mecánico inferior I_c =Momento de Inercia con respecto del eje x		

Fuente: Elaboración propia

Acciones de cargas consideradas sobre la losa alivianada

$$P_{\text{acabado}} = 75 \text{ kg/m}^2$$

$$PP_{\text{peso propio de la losa}} = 205 \text{ kg/m}^2$$

$$S/C_{\text{viva}} = 400 \text{ kg/m}^2$$

Luz de cálculo de las viguetas pretensadas: $L = 350 \text{ cm}$

Separación entre viguetas: $b = 0,5 \text{ m}$

Cargas distribuidas linealmente sobre las viguetas:

Carga Muerta: $CM = (80 + 205) \cdot 0,5 = 140 \text{ kg/m}$

Sobrecarga de uso: $CV = 400 \cdot 0,5 = 200 \text{ kg/m}$

Carga característica total sobre la vigueta:

$$q_k = 140 + 200 = 340 \text{ kg/m} \quad \text{Carga de servicio}$$

$$q_d = 1,6 \cdot 340 = 544 \text{ kg/m} \quad \text{Carga mayorada o ponderada}$$

Verificación de la Vigueta Pretensada:

Pretensar el hormigón consiste en aplicar una fuerza total que se produzca en la misma unas tensiones contrarias a las que luego, en servicio producirán las cargas exteriores. De ahí la palabra pretensado, que significa tensión previa a la puesta de servicio. La existencia de la fuerza de pretensado obliga a realizar en la pieza de hormigón pretensado algunas comprobaciones tensionales, fundamentalmente en dos instantes: Uno, en el de aplicación de la fuerza de pretensado. Otro en el estado de servicio de la pieza. Esta es una diferencia importante respecto a las piezas de hormigón armado.

Limitación de la fuerza de pretensado inicial:

De acuerdo a la normativa, la fuerza de pretensado inicial P_0 , ha de proporcionar en las armaduras activas una tensión no superior al menor de los límites siguientes:

$$0,75 \cdot f_{p \text{ max k}} \qquad 0,90 \cdot f_{pk}$$

$f_{p \text{ max k}} = 18.000 \text{ kg/cm}^2$ Tensión de rotura última del acero pretensado obtenida de la

Ficha Técnica de CONCRETEC

$f_{pk} = 5.000 \text{ kg/cm}^2$ Límite elástico característico del acero

$$0,75 \cdot f_{p \text{ max k}} = 0,75 \cdot 18.000 = 13.500 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,90 \cdot f_{pk} = 0,90 \cdot 5.000 = 4.500 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se considera un esfuerzo permisible de tensión en el acero de preesfuerzo, cuando se aplique la fuerza del gato, de:

$$f_{ps} = 13.500 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a compresión del hormigón a los 7 días:

El hormigón tendrá una resistencia del 80% de la prevista a los 28 días.

$$f_{ps} = 0,80 \cdot 350 = 280 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del momento máximo que deberá resistir la losa alivianada

Las viguetas serán calculadas como elementos simplemente apoyados

$q = 340 \text{ kg/m}$ Carga de servicio

$L = 3,50 \text{ m}$ Luz de cálculo para viguetas pretensadas

Resolviendo la viga simplemente apoyada se tiene que

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{340 \cdot 3,50}{2} = 595 \text{ kg}$$

$$M_d = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{340 \cdot 3,50^2}{8} = 520,62 \text{ kg} \cdot \text{m} = 52.062,5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Esfuerzos admisibles del Hormigón

$$f_{ti} = 0,8 \cdot \sqrt{f'_{ps}} = 0,8 \cdot \sqrt{280} = 13.387,00 \text{ kg/cm}^2$$

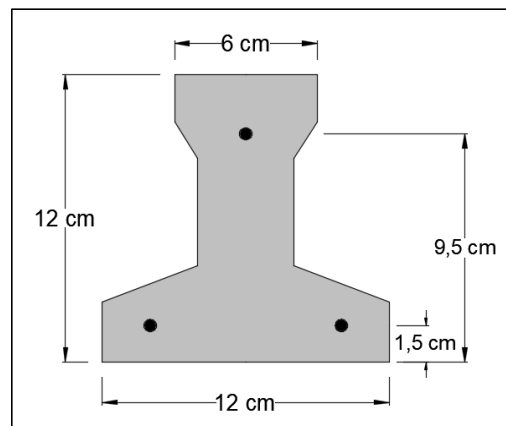
$$f_{ci} = -0,6 \cdot f'_{ps} = 0,8 \cdot 280 = -168,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cf} = -0,45 \cdot f_{cp} = -0,45 \cdot 350 = -157,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{tf} = 1,6 \cdot \sqrt{f_{cp}} = 1,6 \cdot \sqrt{350} = -29,93 \text{ kg/cm}^2$$

Consideraciones de las inecuaciones de condición

Figura 3.47 Punto de aplicación de la fuerza de pretensado



Fuente: Elaboración propia

Punto de aplicación de la fuerza de pretensado (Fp) con respecto al centro de gravedad (cg)

$$\varnothing = 3 \text{ mm}$$

$$A\varnothing = 0,1257 \text{ cm}^2$$

$$y_{cp} = \frac{\sum A_i \cdot d}{\sum A_i} = \frac{0,1257 \cdot 2 \cdot 1,5 + 0,1257 \cdot 1 \cdot 9,5}{0,1257 \cdot 3} \gggggg y_{cp} = 4,17 \text{ cm}$$

El momento Mo provocado por el peso propio de la vigueta pretensada será:

$$y_{H^\circ A^\circ} = 2.500 \text{ kg/cm}^3 = 0,0025 \text{ kg/cm}^3$$

$$A_{vigueta} = 79,50 \text{ cm}^2 = 0,00795 \text{ m}^2$$

Carga lineal del peso propio de la vigueta

$$q = y_{H^\circ A^\circ} \cdot A_{vigueta} = 0,0025 \cdot 79,50 = 0,19875 \text{ kg/cm}$$

$$L = 350 \text{ cm}$$

$$M_o = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{0,19875 \cdot 350^2}{8} = 3.043,36 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

El momento para el cual se diseñan las viguetas, una vez puesta en servicio es:

$$M_T = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{340 \cdot 3,50^2}{8} = 520,62 \text{ kg} \cdot \text{m} = 52.062,5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

(Este último momento M_T incluye el peso propio de la vigueta)

Verificación de las incuaciones de condición cuando solo actúan las tensiones producidas por el peso propio y la fuerza de pretensado

Propiedades geométricas de la vigueta pretensada en $t = 0$

$A = 79,50 \text{ cm}^2$	Área de la sección transversal de la vigueta
$C_{20} = 4,89 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior
$C_{10} = 7,11 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior
$I_{xc} = 1.115,45 \text{ cm}^4$	Momento de Inercia con respecto del eje x
$f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia característica del H°P° a los 28 días
$e_o = 4,89 - 4,17 = 0,723 \text{ cm}$	Excentricidad desde el eje neutro de la vigueta al punto de aplicación de la fuerza de pretensado

Resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o en el momento de aplicar la fuerza a los tendones, a los 7 días de edad.

$$f_{ci} = 0,80 \cdot 350 = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ti} = 0,80 \cdot \sqrt{f_{ci}}$$

Realizando operaciones y reemplazando en las inecuaciones se tiene que: $t=0$

$$1. \quad P_o \leq \frac{f_{ti} + \frac{M_o \cdot C_{10}}{I_o}}{\frac{e_o \cdot C_{10}}{I_o} - \frac{1}{A_o}} \gggg \gg \quad P_o \leq -4.114,61$$

$$2. \quad P_o \leq \frac{-f_{ci} + \frac{M_o \cdot C_{20}}{I_o}}{\frac{e_o \cdot C_{20}}{I_o} + \frac{1}{A_o}} \gggg \gg \quad P_o \leq 11.514,04$$

Verificación de las inecuaciones en la situación de servicio

Propiedades geométricas de la sección compuesta, viga en T, en $t = \infty$

$A = 308,17 \text{ cm}^2$	Área de la sección transversal de la vigueta
$C_{20\infty} = 13,79 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior
$C_{10\infty} = 6,21 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior
$I_{xc\infty} = 10.519,88 \text{ cm}^4$	Momento de Inercia con respecto del eje x
$e_{\infty} = 13,79 - 4,17 = 9,62 \text{ cm}$	Excentricidad desde el eje neutro de la sección homogeneizada al punto de aplicación de la fuerza de pretensado

Realizando operaciones y reemplazando en las inecuaciones se tiene que: $t = \infty$

$$3. \quad P_o \geq \frac{-f_{cf} + \frac{M_T \cdot C_{10}}{I_{xc\infty}}}{n \cdot \left(\frac{e_{\infty} \cdot C_{10}}{I_{xc\infty}} - \frac{1}{A_{\infty}} \right)} \gggg \gg \quad P_o \geq -67.152,67$$

$$4. \quad P_o \geq \frac{-f_{tf} + \frac{M_T \cdot C_{20}}{I_{xc\infty}}}{n \cdot \left(\frac{e_{\infty} \cdot C_{20}}{I_{xc\infty}} + \frac{1}{A_{\infty}} \right)} \gggg \gg \quad P_o \geq 3.117,10$$

El conjunto solución para la fuerza de pretensado es el siguiente:

1. $P_o \leq -4.114,61$
2. $P_o \leq 11.514,04$
3. $P_o \geq -67.152,67$
4. $P_o \geq 3.117,10$

CONJUNTO SOLUCION				
Tiempo infinito		SOLUCION	Tiempo cero	
-67.152,67	3.117,10		11.514,03	-4.114,61

Verificación de la fuerza de pretensado

Se verifica la fuerza de pretensado inicial:

$$P_o = f_{ps} \cdot A_{ps}$$

$$f_{pu} = 18.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ps} = 0,75 \cdot f_{pu} = 0,75 \cdot 18.000 = 13.500 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ps} = 0,1257 \text{ cm}^2$$

$n_{(\varnothing 4\text{mm})} = 3$ Numero de cables a utilizar

$$A_{pst} = A_{ps(\varnothing 4\text{mm})} \cdot n_{(\varnothing 4\text{mm})} = 0,1257 \cdot 3 = 0,377 \text{ cm}^2$$

$$P_o = f_{ps} \cdot A_{ps} = 13.500 \cdot 0,377 = 5.089,38 \text{ kg}$$

Por lo tanto, se debe verificar que la fuerza de pretensado está dentro del conjunto solución:

$$4 \cdot P_o \leq P_o \leq 2 \cdot P_o$$

$$3.117,10 \text{ kg} \leq 5.089,38 \text{ kg} \leq 11.514,03 \text{ kg} \text{ CUMPLE!!!}$$

Pérdidas de Pretensado

Las pérdidas de pretensado son:

- Acortamiento elástico del hormigón
- Contracción del hormigón
- Fluencia lenta del hormigón
- Relajación de los cables

Se asumirá una pérdida de pretensado del 20%.

Fuerza de pretensado efectivo:

$$P_o = 5.089,38 \text{ kg}$$

Fuerza de pretensado inicial

$$\Delta P = 0,20 \cdot 5.089,38 = 1.017,88 \text{ kg}$$

Pérdida total de la fuerza de pretensado (P_o)

$$P_e = 5.089,38 - 1.017,88 = 4.071,50 \text{ kg}$$

Fuerza de pretensado efectivo

Verificación de los esfuerzos en la sección:

En las viguetas de hormigón pretensado se cumplirán que bajo la acción de las cargas de ejecución de cálculo y bajo el efecto del pretensado después de la transferencia, asumiendo un 20 % de perdidas hasta la fecha de ejecución del forjado, no se superen las siguientes limitaciones de tensiones:

En $t=0$ **Datos:**

$$A = 79,50 \text{ cm}^2$$

$$I_o = 1.115,45 \text{ cm}^4$$

$$C_{10} = 7,11 \text{ cm}$$

$$C_{20} = 4,89 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0,723 \text{ cm}$$

$$C_{10} = 7,11 \text{ cm}$$

$$M_o = 3.043,36 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos en la fibra superior

$$-\frac{M_o \cdot C_{10}}{I_o} + \frac{P_o \cdot e_0 \cdot C_{10}}{I_o} - \frac{P_o}{A} \leq 0,80 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$$

$$- 59,96 \leq -13,39$$

Esfuerzo en la fibra inferior

$$\frac{M_o \cdot C_{20}}{I_o} - \frac{P_o \cdot e_0 \cdot C_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A} \geq -0,60 \cdot f'_{ci}$$

$$- 66,81 \geq - 168$$

En $t= \infty$ **Datos:**

$$A_c = 308,17 \text{ cm}^2$$

$$I_\infty = 10.519,88 \text{ cm}^4$$

$$C_{10\infty} = 6,21 \text{ cm}$$

$$C_{20\infty} = 13,79 \text{ cm}$$

$$e_\infty = 9,62 \text{ cm}$$

$$C_{10\infty} = 7,11 \text{ cm}$$

$$M_T = 52.062,50 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos en la fibra superior

$$-\frac{M_T \cdot C_{10\infty}}{I_\infty} + \frac{n \cdot P_o \cdot e_\infty \cdot C_{10\infty}}{I_\infty} - \frac{n \cdot P_o}{A_c} \geq -0,45 \cdot f_{ci}$$

$$-21,13 \geq -157,5 \quad \text{CUMPLE!!!}$$

Esfuerzo en la fibra inferior

$$\frac{M_T \cdot C_{20\infty}}{I_\infty} - \frac{n \cdot P_o \cdot e_\infty \cdot C_{20\infty}}{I_\infty} - \frac{n \cdot P_o}{A_c} \leq 1,60 \cdot \sqrt{f_{ci}}$$

$$5,69 \leq 29,93 \quad \text{CUMPLE!!!}$$

Verificación de la deflexión

Se calculará la deflexión debida a la carga total sobre el elemento como en cualquier otro miembro a flexión, y se sobrepone a la deflexión del pre esfuerzo.

La deflexión máxima permisible es de $L/500$ por lo tanto se deberá cumplir:

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{L}{500}$$

Deflexión debido a la fuerza pretensora:

Esta es considera favorable por presentar una deflexión hacia arriba, por la acción de la fuerza pretensora.

$$\Delta_{ps} = \frac{P_e \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_c \cdot I_{xc}}$$

$$P_e = 4.071,50 \text{ kg}$$

Fuerza de pretensado efectivo

$$e = 13,79 - 4,167 = 9,62 \text{ cm}$$

Excentricidad

$$L = 350 \text{ cm}$$

Luz de vigueta

$$I_{xc} = 10.519,88 \text{ cm}^4$$

Inercia de la vigueta en el eje x

$$E_c = 19.000 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

Módulo de deformación

$$\Delta_{ps} = \frac{-4.071,50 \cdot 9,62 \cdot 350^2}{8 \cdot 19.000 \cdot \sqrt{350} \cdot 10.519,88} \gggg \Delta_{ps} = -0,160 \text{ cm}$$

Deflexión debido a la carga uniforme en el centro del claro y apoyo simple:

$$\Delta_{pp} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_{cp} \cdot I_{ss}}$$

$q = 340 \text{ kg/m}$ Carga de servicio

$L = 3,50 \text{ m}$ Luz de cálculo para las viguetas pretensadas

$$\Delta_{pp} = \frac{5 \cdot \frac{340}{100} \cdot 350^4}{384 \cdot 19.000 \sqrt{350} \cdot 10.519,88} \gggg \Delta_{pp} = 0,178 \text{ cm}$$

Superposición de las deflexiones y verificación de la deflexión permisible

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} = -0,160 + 0,178 = 0,160 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0,700 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{L}{500}$$

$$0,160 \text{ cm} \leq 0,700 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE!!!}$$

CAPÍTULO IV:
APORTE ACADÉMICO

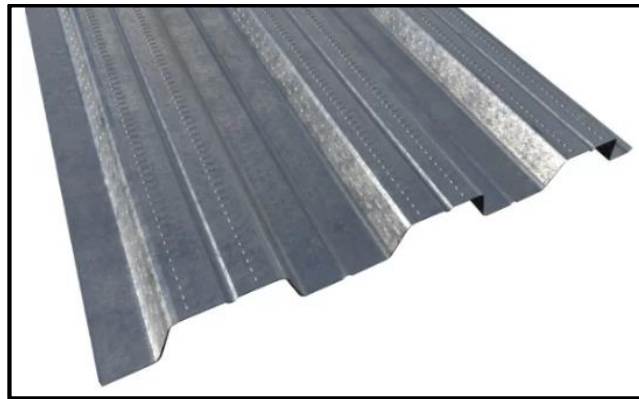
CAPÍTULO IV: APORTE ACADÉMICO

Diseño de losa colaborante y comparación de costo con losa alivianada.

4.1 Generalidades

La construcción con losa colaborante se está volviendo cada vez más popular en la industria de la construcción debido a sus múltiples ventajas.

Figura 4.1 Placa colaborante



Fuente: <https://dipacmanta.com/las-ventajas-de-construir-con-losa-colaborante/>

A la losa colaborante también se le conoce como “steel deck” (cubiertas de acero), tableros de colaboración o placas de colaboración. Se puede describir como un sistema de encofrado metálico del hormigón que se utiliza en la construcción.

Explicado de una manera más sencilla, la losa colaborante son paneles metálicos que sirven como base de encofrado y que se combinan con una capa de hormigón, pernos de cortante y malla electrosoldada para formar una losa.

Los principales beneficios de utilizar losa colaborante en la construcción se pueden resumir en tres aspectos concretos: ahorro de tiempo, mano de obra y dinero.

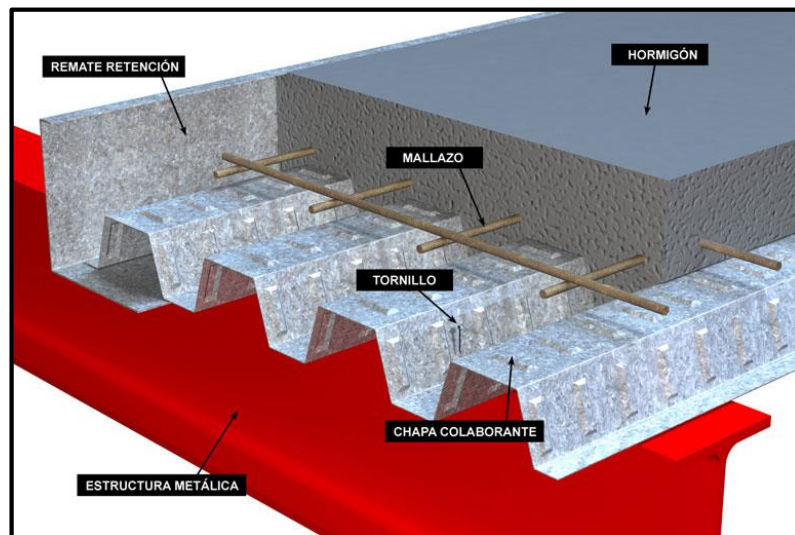
La construcción con losa colaborante:

- Permite una construcción más rápida y eficiente.

- Permite adelantar trabajos en el piso inferior mientras la losa superior se fragua.
- Puede generar ahorros de costos tanto para los constructores como para los clientes.

La ventaja de su uso es la capacidad de simplificar todo el proceso constructivo: su inclusión como material estratégico de construcción reduce los tiempos de obra y es más fácil de manipular por su peso y forma. Por lo tanto, es perfecto para proyectos ambiciosos que requieren alta precisión y quieren reducir el tiempo de trabajo.

Figura 4.2 Losa colaborante



Fuente: <https://acerocorp.com.ar/steel-deck/>

Beneficios / Usos:

- Elimina la necesidad de colocar encofrado.
- No requiere o requiere poco apuntalamiento temporal.
- Facilita el montaje y es rápido para su instalación, lo que reduce costos de mano de obra.
- Reduce el volumen de hormigón permitiendo losas más livianas.
- Reduce el peso y por consiguiente su carga sísmica.

- Reemplaza al acero de refuerzo positivo.
- Puede ser fabricada a medida, con lo que se evita desperdicios
- Puede unirse a la estructura mediante pernos autoperforantes, soldadura o clavo de disparo
- Permite realizar perforaciones para el paso de instalaciones hidrosanitarias, eléctricas, etc.

4.2 Proceso constructivo

Figura 4.3 Colocación de placa colaborante



Fuente: <https://dipacmanta.com/las-ventajas-de-construir-con-losa-colaborante/>

El proceso de construcción es muy sencillo y variará en algunos detalles dependiendo de la materialidad de la estructura soportante. Como hemos mencionado, el steel deck se puede usar sobre estructuras de envigados metálicos o vigas de hormigón armado e incluso, sobre estructuras de madera. Es necesario considerar y respetar estrictamente las recomendaciones de diseño estructural emitidas por los productores y por el profesional responsable del cálculo estructural del edificio. Las recomendaciones de instalación que se presentan a continuación son genéricas y no reemplazan en ningún caso el diseño y proyecto estructural específico a cada situación de proyecto. Las etapas son, al menos, las siguientes:

Estructura soportante: La faena de confección de una losa de entrepiso mediante el uso de losa colaborante se puede enfrentar una vez completa y recibida la estructura

base que servirá de apoyo a la losa. El diseño y cálculo de la estructura principal del edificio deberá considerar oportunamente el uso del sistema de steel deck a fin de proveer los apoyos necesarios a los distanciamientos recomendados por el fabricante y el calculista que aseguren el comportamiento esperado para el edificio y la losa, habida consideración de las cargas vivas y muertas que actuarán sobre él.

Instalación de las láminas o chapas de steel deck: las chapas se disponen en el área a cubrir por la losa de entrepiso asegurando los apoyos recomendados (en general 40mm) considerando la instalación del sistema de alzaprimas o apoyos temporales que se requiera.

Instalación de Pernos de Corte: Para asegurar la conexión entre la losa de hormigón y la estructura de vigas soportantes, se deben instalar los pernos de corte (o de cortante) según disposición, sección y distanciamiento, detalladas en el proyecto de cálculo. Estos pernos conectores de cortante materializan efectivamente la conexión entre la losa de hormigón y las vigas de la estructura de edificio, evitando los deslizamientos relativos entre estos elementos estructurales y permitiendo que la estructura resultante responda como una estructura mixta acero-hormigón.

Instalación de Instalaciones embutidas: En el paso siguiente se deben instalar los tendidos de las instalaciones que quedarán embutidas en la losa que típicamente son instalaciones eléctricas y de corrientes débiles e instalaciones de calefacción (losa radiante). Las instalaciones de agua se tratan de reducir al máximo mientras en muchos países ya no se recomienda ni se acepta el tendido de instalaciones de gas. Es importante que el tendido de estas instalaciones se haga según las recomendaciones usuales para este tipo de trabajos, cuidando los distanciamientos recomendados a los tendidos paralelos de servicios incompatibles y evitando densidades de tuberías que generen discontinuidades en la losa o dificulten el vertido y vibrado del hormigón.

Instalación de malla electro soldada: Una vez hechas y recibidas los tendidos de las instalaciones se procede a la instalación de las mallas electro soldadas de refuerzo las que deberán cumplir con lo detallado en el proyecto de cálculo estructural. Adicionalmente, en los casos que corresponda, se deben instalar la enfierradura de refuerzo en las zonas que corresponda a proyecto. Es importante cuidar que ni la malla

electro soldada ni la enfierradura de refuerzo quede en contacto con el nervio del steel deck. Se recomienda que exista una separación de a lo menos 25 mm entre la malla de retracción y el steel deck, para lo cual se recomienda el uso de distanciadores o separadores.

Instalación de los testers: Finalmente, se deberán instalar, asegurar y sellar los elementos que actuarán como encofrado en los bordes y que darán la altura de la losa.

4.3 Metodología de diseño

El diseño del sistema compuesto de losa con placa colaborante Acero-Deck se basa en los parámetros, propiedades de los materiales a utilizar y normas de instituciones internacionales.

A continuación, las consideraciones para la elaboración del diseño con placa colaborante Acero-Deck.

Determinación de la deflexión de la placa colaborante Acero-Deck actuando como encofrado

Se considera que la deformación admisible en el estado no compuesto, es decir cuando la lámina Acero-Deck actúa únicamente como encofrado, la deformación debería ser no mayor a la luz libre de la placa entre 1.80 o 1.90 m, considerando siempre válido el valor que sea menor.

$$\delta_{adm} = \frac{L_{sd} \cdot 100}{180} \text{ [cm]} \quad \text{ó} \quad 1.90 \text{ cm (el que sea menor)}$$

Donde:

δ_{adm} : Deformación admisible

L_{sd} : Luz libre de la losa (m)

Esfuerzo de tensión por flexión en el sistema no compuesto

Cuando hay vaciado del hormigón la lámina Acero-Deck debe resistir los esfuerzos que se generan en su sección. Así, notamos que se generan esfuerzos por compresión

y por tracción, debido al peso propio de la plancha más el peso del hormigón fresco (cargas permanentes) y a las cargas propias de los trabajos de vaciado de hormigón (cargas transitorias).

Estos esfuerzos serán tomados por la plancha, los cuales no deben exceder del 60% del esfuerzo a fluencia f_y (kg/cm^2) de la plancha ($3,025 \text{ kg}/\text{cm}^2$)

Para las cargas generadas por el efecto de montaje (cargas transitorias), se consideran dos posibles condiciones de carga: la primera es aplicando una carga puntual $P_{sd} = 225 \text{ kg}$ en el centro de luz y la segunda es aplicando una carga distribuida $W_{sd} = 100 \text{ kg}/\text{cm}^2$.

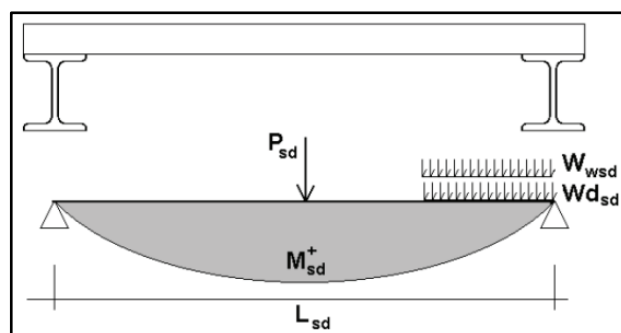
Para determinar los esfuerzos que se producen debido a estas cargas, hallamos primero los momentos que se generan a lo largo de la plancha. Así, para un tramo simple, encontramos únicamente momentos positivos M_{sd}^+ ($\text{kg} \cdot \text{m}$) y para dos o más tramos, se presentarán momentos positivos en el centro de luz, y negativos M_{sd}^- ($\text{kg} \cdot \text{m}$) en los apoyos intermedios sobre las viguetas. Aplicando el método de coeficientes, se determina que:

Para un solo tramo: el mayor de:

$$M_{sd}^+ = 0,25 \cdot P_{sd} \cdot L_{sd} + 0,188 \cdot W_{d_{sd}} \cdot L_{sd}^2$$

$$M_{sd}^+ = 0,125 \cdot (1,5 \cdot W_{d_{sd}} + W_{w_{sd}}) \cdot L_{sd}^2$$

Figura 4.4 Diagrama de momento en viga un solo tramo



Fuente: Elaboración propia

Donde:

M_{sd}^+ : Momento positivo en la plancha colaborante (kg · m)

P_{sd} : Carga puntual en el centro luz (225 kg)

L_{sd} : Longitud libre entre apoyos (m)

$W_{d_{sd}}$: Carga muerta por unidad de longitud (kg/m)

$W_{w_{sd}}$: Carga distribuida (100 kg/m)

Esfuerzo admisible en el sistema compuesto

Para verificar los esfuerzos producidos en la placa de acero calculamos los momentos positivos producidos por la carga muerta y viva. Estos esfuerzos los comparamos con la fluencia de la lámina del acero a un 60% de su capacidad.

Si existiera cargas adicionales a las mencionadas, como acabados de piso o tabiquerías, estas deberán sumarse, para determinar el momento que puedan ejercer su impacto con los esfuerzos producidos en la placa colaborante Acero-Deck.

$$\left[\frac{M_{d_{sd}} + M_{l_{sd}}}{S_{ic}} \right] \cdot n \cdot 100 \leq 0,6 \cdot f_y$$

Donde:

$M_{d_{sd}}$: Momento producido en la losa por las cargas muertas (kg · m)

$$M_{d_{sd}} = \frac{W_{d_{sd}} \cdot L_{sd}^2}{8}$$

$M_{l_{sd}}$: Momento producido en la losa por las cargas vivas (kg · m)

$$M_{l_{sd}} = \frac{W_{l_{sd}} \cdot L_{sd}^2}{8}$$

$M_{l_{sd}}$: Carga sobreimpuesta $\left(\frac{kg}{m} \right)$

Condición de momento último de resistencia de flexión

Esto se refiere a la resistencia de flexión del sistema compuesto (plancha Acero-Deck más hormigón) ante las cargas aplicadas a la losa.

Se tomarán en cuenta dos condiciones para la determinación del momento último:

Primera condición: Se considera cuando trabajamos en una losa sub-reforzada en dicho momento, la capacidad de la lámina de acero será la condición crítica.

Segunda condición: Cuando estamos ante una losa sobre reforzada y el momento estará sujeto a la capacidad del hormigón para resistir dicha acción.

$$M_n = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot K_u \cdot (1 - \beta_2 \cdot K_u)$$

Donde:

$$K_u = \sqrt{\rho \cdot \lambda + \left(\rho \cdot \frac{\lambda}{2}\right)^2}$$

$$\lambda = \frac{E_s \cdot E_u}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c} \text{ Parametro del material}$$

$$\epsilon_u = 0,003 \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \text{ Deformacion máxima para el concreto}$$

$\beta_2 = 0,425$ Para hormigones con f'_c menores a 280 kg/cm^2 y se reducen en 2,5% con cada incremento de 70 kg/cm^2 en el f'_c del hormigón

$\beta_1 = 0,85$ para hormigones con f'_c menores a 280 kg/cm^2 y se reducen en 5% con cada incremento de resistencia a compresión del hormigón de 70 kg/cm^2 en el f'_c del hormigón (β_1 mínimo = 0,65)

Diseño por cortante

Existen dos tipos de efectos de corte que se generan en el sistema Acero -Deck. El primero, es la toma de los efectos de corte que se generan en las vigas de apoyo y el segundo, el más importante, es la resistencia de adherencia al cortante. El primero está

directamente relacionado a la capacidad de la sección de hormigón contribuyente a la toma del corte, y el segundo a la capacidad de adherencia de la plancha de acero al hormigón y su relación con los efectos de cortante horizontal. Designaremos al primero como verificación por cortante y al segundo como verificación de adherencia al cortante.

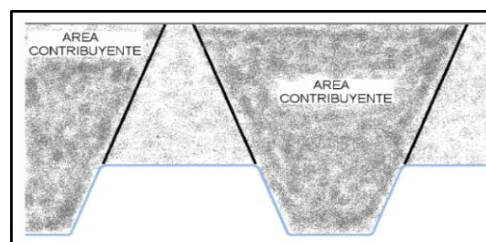
Verificación por cortante

El capítulo 11 del Código ACI 318 del año 2005, establece que la resistencia al corte basado en un refuerzo de corte promedio sobre toda la sección transversal efectiva de la sección será resistida por el alma del hormigón únicamente en caso este no tenga refuerzo de acero adicional por corte. La resistencia al corte proporcionado por el hormigón V_c se supone que es la misma para vigas con y sin refuerzo por corte, y se toma como el corte que provoca un “agrietamiento inclinado significativo.” Al no llevar acero adicional por corte este tipo de sistemas de losas, se acepta que el corte será tomado netamente por la losa de hormigón y se obvia que la plancha de acero pueda aportar en la resistencia al corte. Así, se considera que el cortante nominal o capacidad de tomar el cortante por parte del sistema es:

$$V_n = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_c \quad \text{Donde: } \sqrt{f'_c} \text{ no debera exceder a } 85 \text{ kg/cm}^2$$

El área de hormigón a considerar que contribuye a tomar el cortante es igual al área formada por las áreas sombreadas en la siguiente figura:

Figura 4.5 Área contribuyente del hormigón



Fuente: Elaboración propia

El cortante último a considerar cerca a los apoyos será igual a:

$$V_u = \frac{Wd_{sd} \cdot L_{sd}}{2} + \frac{Wl_{sd} \cdot L_{sd}}{2}$$

El requisito que se deberá cumplir es que:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

Donde:

$\phi = 0.85$: Coeficiente de reducción por corte. V_u y V_n se encuentran en unidades de kg.

Esfuerzo admisible a compresión en el hormigón

Cuando un elemento tipo viga sufre una deflexión, sea debido a carga o debido a giros, se suceden efectos de compresión y de tracción. Para controlar los efectos de compresión del hormigón, el ACI estipula que dicho esfuerzo δ_{adm} será igual al 45% del $f'c$. Luego, los esfuerzos nominales a compresión serán iguales a:

$$\left(\frac{Md_{sd} \cdot Ml_{sd}}{S_{cc} \cdot n} \right) \cdot 100 \leq \delta_{adm} = 0,45 \cdot f'c$$

Donde:

$$S_{cc} = \frac{I_{prom}}{Y_{prom}}: \text{Modulo elastico de seccion superior para seccion compuesta}$$

S_{cc} : Modulo elástico de sección superior para sección compuesta (cm^3).

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad n: \text{Radio de los módulos de Young del acero y el hormigón}$$

Deflexión del sistema compuesto

Cuando se emplea un elemento tipo losa ó viga, existirán dos tipos de deflexiones. La primera e inmediata, será la deformación elástica debido a la carga, se le llama elástica dado que el elemento podrá regresar a su estado original si se retira la carga. El otro tipo de deflexión existente es la deflexión por flujo plástico o deformación diferida que sucede debido a las cargas y el paso del tiempo. Estas deformaciones, a diferencia de las deformaciones elásticas, no son totalmente reversibles. En el caso del uso del

sistema de placa colaborante Acero-Deck notaremos que, dependiendo del uso de apuntalamientos temporales, se producirán diversos tipos de deflexiones. Si no se hubiera utilizado ningún tipo de apuntalamiento, las deflexiones que se producirán en el sistema compuesto dependerán exclusivamente de las cargas vivas que se le apliquen al sistema y las cargas muertas sobreimpuestas después del desencofrado (en caso existieran) así también como de las deformaciones diferidas.

Si se hubieran utilizado apuntalamientos temporales, entonces se considerará que existirán deflexiones debido a las cargas propias de la losa, este adicional a las deformaciones del sistema sin apuntalar, y dichas deflexiones dependerán del tipo de apuntalamiento que se le haya dado al sistema en el momento del vaciado. Así, encontraremos que las deflexiones debido a cargas se podrán calcular de la siguiente forma.

- Para las deflexiones inmediatas debido a las cargas propias, dependiendo si están apuntaladas o no, más las cargas vivas:

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(Wd_{sd} + Wl_{sd}) \cdot L_{sd}^4}{E_c \cdot I_e} \times 10^6$$

Donde: $E_c = 15.000 \cdot \sqrt{f'c}$ (del ACI)

Módulo de Young del hormigón (kg/cm^2)

- Para estimar las deformaciones diferidas o deflexiones a largo plazo, una buena estimación es considerar:

$$\Delta_{LT} = \Delta'_{st} \cdot \left[2 - 1,2 \cdot \frac{A'_s}{A_s} \right]$$

Donde:

A'_s : Acero en compresión en cm^2 por unidad de ancho

Para efectos de cálculo, se puede asumir el área del refuerzo de temperatura como acero en compresión adicional al acero de refuerzo.

- Finalmente, se debe de verificar que la deformación total de la losa colaborante no exceda la deformación admisible:

$$\Delta_{\text{total}} \leq \Delta_{\text{adm}}$$

$$\Delta_{\text{adm}} = \frac{L_{\text{sd}}}{360} \cdot 100$$

$$\Delta_{\text{total}} = \Delta_{\text{LT}} + \Delta'_{\text{st}}$$

El ACI-318, nos dice que las deformaciones diferidas, Δ_{LT} , se pueden determinar cómo las deflexiones inmediatas multiplicadas por un factor λ , de esta forma:

$$\Delta_{\text{LT}} = \lambda \cdot \Delta'_{\text{st}} \cdot \left[2 - 1,2 \cdot \frac{A'_s}{A_s} \right]$$

Donde:

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

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot h}$$

$\xi = 1,40$ Para cargas sostenidas por un año, y $2,00$ para 5 o más años. Estos valores pueden obtenerse del capítulo 9 de la Norma E-060 de Concreto Armado.

Nota: Consideramos que este factor es también conservador, pero queda a criterio del diseñador el uso de estos parámetros.

4.4 Diseño de la losa colaborante

Para realizar este diseño se tomara en cuenta el manual o guía Acero-Deck el cual se encuentra en el Anexo XII.

Se realizará el diseño para la losa L8-1.

Una de las ventajas de la losa colaborante es que requiere poco o nada de encofrado además de puntales.

Datos

$Gage = 20$			
$e = 0,09$	cm	:	Espesor de la lámina
$l_{sd} = 111,68$	cm	:	Longitud de la plancha / por el Ancho Total
$A_{sds} = 10,05$	cm ²	:	Área de acero de la lámina de Acero-Deck
$I_{sd} = 70,73$	cm ⁴	:	Inercia
$S_{psd} = 21,73$	cm ³	:	Módulo de Sección Superior
$S_{nsd} = 27,68$	cm ³	:	Módulo de Sección Inferior
$W_{sds} = 9,12$	kg/m	:	Peso por unidad de longitud de la lámina de acero
$E_s = 2.000.000$	kg/cm ²	:	Modulo de Elasticidad del acero
$W_1 = 8$	kg/m ²	:	Peso por cielo raso
$W_2 = 35$	kg/m ³	:	Peso por tabiquería
$t = 12$	cm		
$A_{consd} = 0,084$	m ² /m	:	Área del hormigón, De Tabla N°02
$f_c = 254,93$	kg/cm ²	:	Resistencia del hormigón a la compresión
$\gamma_c = 2.400,00$	kg/m ³	:	Peso específico del hormigón
$W_l = 300,00$	kg/m	:	Carga Viva (De Tabla N°02 para Luz Libre de $L_d = 2.40m$)

$$A_{sds} = e \cdot l_{sd}$$

Peso propio de la losa

$W_{consd} = A_{consd} \times (\gamma_{con})$:	Peso de hormigón por unidad de longitud (kgf/m).
$W_{consd} = 201,60$	kg/m	:	Carga Muerta (de Tabla N°02)
$W_{dsd} = W_{consd} + W_{sds} + W_1 + W_2$:	Carga muerta por unidad de longitud (kgf/m).
$W_{dsd} = 253,72$	kg/m		

4.4.1 Determinación de la deflexión de la lámina Acero-Deck Placa colaborante actuando como encofrado

Cálculo de la deformación admisible: δ_{adm}

$$\delta_{adm} = \frac{L_{sd} \cdot 100}{180}$$

$L_{sd} = 1,74$ m Luz libre de la losa. Apuntalando al centro, ya que para $L_{sd} = 3,48$ m no cumple.

$$\delta_{adm} = 0,97 \text{ cm}$$

Deformación calculada: δ_{cal} (Condición para un solo tramo)

$b = 100$ cm Ancho de análisis

$$\delta_{cal} = \frac{0,013 \cdot Wd_{sd} \cdot (L_{sd} \cdot 100)^4}{E_s \cdot I_{sd} \cdot b} \text{ [cm]} \gggg \gg \delta_{cal} = 0,21 \text{ cm}$$

Verificar: $\delta_{cal} \leq \delta_{adm}$

$$\delta_{cal} = 0,21 \text{ cm} \leq \delta_{adm} = 0,97 \text{ cm} \text{ CUMPLE!!!}$$

4.4.2 Esfuerzos de tracción por flexión en el sistema no compuesto:

Datos:

$$P_{sd} = 75 \text{ kg}$$

$$W_{wsd} = 100 \text{ kg}$$

$$f_{yk} = 5.098,58 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de momentos. Para un solo tramo el mayor de:

$$M_{sd}^+ = 0,25 \cdot P_{sd} \cdot L_{sd} + 0,188 \cdot Wd_{sd} \cdot L_{sd}^2 \gggg \gg M_{sd}^+ = 177,04 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd}^+ = 0,125 \cdot (1,5 \cdot Wd_{sd} + W_{wsd}) \cdot L_{sd}^2 \gggg \gg M_{sd}^+ = 181,88 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Adoptaremos el mayor: $M_{sd}^+ = 181,88 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Calculo de esfuerzos

$$f^+ = \frac{M_{sd}^+}{S_{p_{sd}}} \Rightarrow f^+: \text{Esfuerzo positivo en la lámina}$$

$$f^+ = 623,33 \text{ kg/cm}^2$$

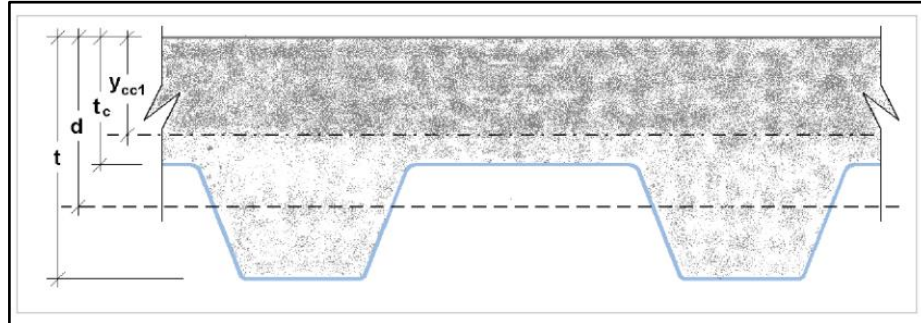
Verificar que: $f^+ \leq 0,60 \cdot f_y$

$$f^+ = 623,96 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 3.059,15 \text{ kg/cm}^2$$

4.4.3 Cálculo de esfuerzos admisibles en el sistema compuesto

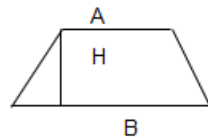
Cálculo del momento de inercia de la sección transformada fisurada: I_c (cm^4)

Figura 4.6 Detalle de alturas en losa colaborante



Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Centroide (Y_{cg}): Sacando la figura del Trapecio, por fórmula se tiene que:



$$Y_{cg} = \frac{H}{3} \left(\frac{B + 2A}{B + A} \right)$$

Donde:	B =	17	cm
	A =	9	cm
	H = d _d =	6	cm
	t =	12	cm

$$Y_{cg} = 2,69 \text{ cm}$$

$$d = t - Y_{cg}$$

d =	9,31	cm
tc =	6,00	cm

$$I_c = \frac{b \cdot Y_{cc1}^3}{3} + n \cdot A_{s_{sd}} \cdot Y_{cs}^2 + n \cdot I_{sd}$$

$$Y_{cc1} = d \cdot \sqrt{2 \cdot \rho \cdot n + (\rho \cdot n)^2}$$

Tabla 4.1 Ratio entre el módulo de elasticidad del acero y del hormigón

Ratio entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del concreto	
n	f'c (kgf/cm ²)
6	420 o más.
7	320 a 420
8	250 a 320
9	210 a 250

$$\rho = \frac{A_{s,d}}{b \cdot d} \quad n = \frac{E_s}{E_c} \quad n = 9 \text{ De Tabla 3.15}$$

$$Y_{cs} = d - Y_{cc1}$$

Realizando los cálculos tenemos:

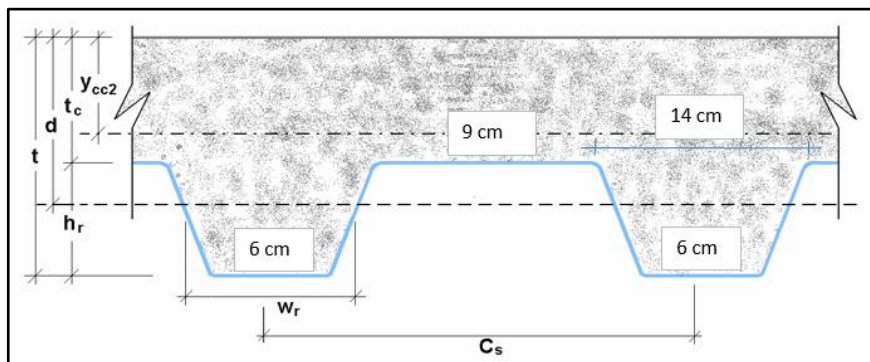
$$\rho = 0,01080$$

$$Y_{cc1} = 3,30 \text{ cm}$$

$$Y_{cs} = 6,01 \text{ cm}$$

$$I_c = 5.099,41 \text{ cm}^4$$

Cálculo del momento de inercia de la sección transformada no fisurada: I_u (cm⁴)

Figura 4.7 Detalle de alturas y dimensiones de la lámina en losa colaborante

Fuente: Elaboración propia

Datos:

t =	12,00	cm	Para AD-600
d =	9,31	cm	
Cs =	23,00	cm	
Wr =	10,00	cm	
tc =	6,00	cm	
hr =	6,00	cm	

Formulas:

$$I_u = \frac{b \cdot t_c^3}{12} + b \cdot t_c \cdot (Y_{cc2} - 0,5 \cdot t_c)^2 + n \cdot I_{sd} + n \cdot A_{s_{sd}} \cdot Y_{cs}^2 + \frac{b}{C_s} \left\{ w_r \cdot h_r \left[\frac{h_r^2}{12} + (t - Y_{cc2} - 0,5 \cdot h_r)^2 \right] \right\}$$

$$Y_{cc2} = \frac{0,5 \cdot b \cdot t^2 + n \cdot A_{s_{sd}} \cdot d - (C_s - w_r) \cdot b \cdot h_r / C_s \cdot (t - 0,5 h_r)}{b \cdot t + n \cdot A_{s_{sd}} - \frac{b}{C_s} \cdot h_r \cdot (C_s - w_r)}$$

$$Y_{cs} = d - Y_{cc2}$$

Efectuados los cálculos tenemos:

$$Y_{cc2} = 5,25 \text{ cm}$$

$$Y_{cs} = 4,06 \text{ cm}$$

$$I_u = 11.414,56 \text{ cm}^4$$

Cálculo del Momento de Inercia Efectivo: I_e (cm⁴)

$$I_e = \frac{I_u + I_c}{2} \gggg \gg \gg \gg I_e = 8.256,99 \text{ cm}^4$$

Cálculo del Y_{prom} :

$$Y_{prom} = \frac{Y_{cc1} + Y_{cc2}}{2} \gggg \gg \gg \gg Y_{prom} = 4,27 \text{ cm}$$

Cálculo del Módulo de Sección Inferior del sistema compuesto: S_{ic} (cm³)

$$S_{ic} = \frac{I_e}{t - Y_{prom}} \gggg \gg \gg \gg S_{ic} = 1.068,35 \text{ cm}^3$$

Cálculo de Momentos positivos producidos por la carga muerta y viva sin mayorar en condición de apoyo simple.

Cálculo del Momento producido en la losa por las cargas muertas: $M_{d_{sd}}$ (kgf-m).

$$M_{d_{sd}} = \frac{\Psi \cdot W_{d_{sd}} \cdot L_{sd}^2}{8}$$

Tabla 4.2 Factores de reducción de carga según apuntalamiento

Ψ	: Factor de reducción de carga según apuntalamiento.
1	: Apuntalamiento es total
0,73	: Apuntalamiento temporal en los tercios de la luz durante el vaciado.
0,63	: Apuntalamiento temporal el centro de la luz durante el vaciado.
0	: No existe apuntalamiento.

Fuente: <https://www.libreingenieriacivil.com/2020/01/disenio-de-losa-colaborante.html>

$$\Psi = 0,63 \quad \text{De Tabla 3.17}$$

$$M_{d_{sd}} = 238,37 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo del Momento producido en la losa por las cargas vivas: $M_{l_{sd}}$ (kgf-m).

$$M_{l_{sd}} = \frac{W_{l_{sd}} \cdot L_{sd}^2}{8} \gggggg \quad M_{l_{sd}} = 337,50 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Verificación:
$$\frac{M_{d_{sd}} + M_{l_{sd}}}{S_{ic}} \cdot 100 \leq 0,6 \cdot f_y$$

$$51,09 \text{ kg/cm}^2 \leq 3.059,15 \text{ kg/cm}^2$$

4.4.4 Condición de momento último o resistencia a la flexión

Cálculo de la cuantía Balanceada: ρ_b

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{F_y} \cdot \frac{0,003 \cdot (t - h_r)}{\left(0,003 + \frac{F_y}{E_s}\right) \cdot d}$$

$\beta_1 = 0,85$ Para hormigones con $f'c$ menores a 280 kg/cm^2

$$\rho_b = 0,01259$$

Cálculo del momento nominal

Se reconocerá como losas sub-reforzadas a aquellas que presenten una cuantía, menor que la cuantía balanceada si:

$$\rho \leq \rho_b$$

$$\text{Luego } \rho = 0,01080 \leq \rho_b = 0,01259 \quad \text{OK!!!}$$

$$M_n = A_{s_{sd}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_{s_{sd}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \gggg \gg \gg a = 2,36 \text{ cm}$$

$$M_n = 416.391,00 \text{ kg} \cdot \text{cm} \gggg \gg \gg M_n = 4.163,91 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo del Momento del Diseño, para falla de Flexión sub-reforzada

$$M_d = \phi \cdot M_n$$

$\phi = 0,90$ Coeficiente de Reducción del Momento

$$M_d = 374.752,93 \text{ kg} \cdot \text{cm} \gggg \gg \gg M_d = 3.747,52 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Nota: Es obvio que la falla que esperamos tener es la de una losa sub-reforzada, dado que el hormigón es un material frágil, y si la losa fuera sobre-reforzada, podríamos enfrentarnos a una falla tipo colapso.

4.4.5 Condición de momento último o resistencia a la flexión

Cálculo de la Cuantía Balanceada: ρ_b

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'c}{F_y} \cdot \frac{0,003 \cdot (t - h_r)}{\left(0,003 + \frac{F_y}{E_s}\right) \cdot d}$$

$\beta_1 = 0,85$ Para hormigones con $f'c$ menores a 280 kg/cm^2

$$\rho_b = 0,01259$$

Cálculo del Momento nominal

Se reconocerá como losas sub-reforzadas a aquellas que presenten una cuantía, menor que la cuantía balanceada si:

$$\rho \leq \rho_b$$

$$\text{Luego } \rho = 0,01080 \leq \rho_b = 0,01259 \quad \text{OK!!!}$$

$$M_n = A_{s_{sd}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_{s_{sd}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad \gggg \quad a = 2,36 \text{ cm}$$

$$M_n = 416.391,00 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad \gggg \quad M_n = 4.163,91 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo del Momento del Diseño, para falla de Flexión sub-reforzada

$$M_d = \phi \cdot M_n$$

$\phi = 0,90$ Coeficiente de Reducción del Momento

$$M_d = 374.752,93 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad \gggg \quad M_d = 3.747,52 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Nota: Es obvio que la falla que esperamos tener es la de una losa sub-reforzada, dado que el hormigón es un material frágil, y si la losa fuera sobre-reforzada, podríamos enfrentarnos a una falla tipo colapso.

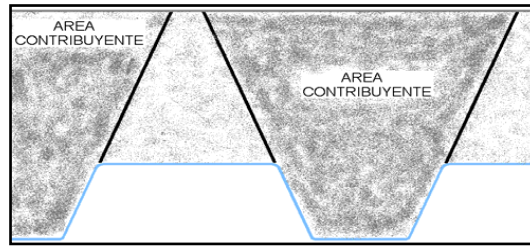
4.4.6 Diseño por cortante

El área de hormigón (A_c) a considerar que contribuye a tomar el cortante es igual al área formada por las áreas sombreadas en la Figura 4.8:

Cálculo del Cortante Nominal

$$A_c = 542,67 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_c \quad \gggg \quad V_n = 4592,21 \text{ kg}$$

Figura 4.8 Área contribuyente en losa colaborante

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Cortante último a considerar cerca a los apoyos:

$$V_u = \frac{\Psi \cdot W_{sd} \cdot L_{sd}}{2} + \frac{W_{l_{sd}} \cdot L_{sd}}{2} \gggggg V_u = 727,82 \text{ kg}$$

Verificación por Cortante:

$$V_u \leq \varphi \cdot V_n \quad \varphi = 0,85 \text{ Coeficiente de reducción de corte}$$

$$\varphi \cdot V_n = 3.903,38 \text{ kg}$$

Luego $727,82 \text{ kg} \leq 3.903,38 \text{ kg}$ **CUMPLE!!!**

4.4.7 Esfuerzo admisible a compresión en el hormigón

$$\frac{M_{sd} + M_{l_{sd}}}{S_{cc} \cdot n} \cdot 100 \leq S_{adm} = 0,45 \cdot f'c$$

S_{adm} : Es el esfuerzo admisible

S_{cc} : Modulo elástico de sección superior para la sección compuesta (cm^3)

$$0,45 \cdot f'c = 114,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_{cc} = \frac{I_{prom}}{Y_{prom}} \gggggg S_{cc} = 1.933,13 \text{ cm}^3$$

$$\frac{M_{sd} + M_{l_{sd}}}{S_{cc} \cdot n} = 3,14 \text{ kg/cm}^2$$

Luego $3,14 \text{ kg/cm}^2 \leq 114,72 \text{ kg/cm}^2$ **CUMPLE!!!**

4.4.8 Deflexión del sistema compuesto

Cálculo de las deflexiones inmediatas debido a cargas propias y cargas vivas

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(Wd_{sd} + Wl_{sd}) \cdot L_{sd}^4}{E_c \cdot I_e} \times 10^6$$

$$E_c = 15.000 \cdot \sqrt{f'c} \gggg \gggg E_c = 239.498,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta'_{st} = 0,30 \text{ cm}$$

Cálculo de las deformaciones diferidas o deformaciones a largo plazo

$$\Delta_{LT} = \Delta'_{st} \cdot \left[2 - 1,2 \frac{A'_s}{A_{Ssd}} \right]$$

A'_s : Acero de flexión negativa en los apoyos (A_{comp}) + el acero de temperatura (A_{temp}).

$$A'_s = A_{temp} + A_{comp}$$

A_{comp} : En 1 m de ancho de losa entran 6 varillas de 8 mm. $A_{comp} = 2,51 \text{ cm}^2$

A_{temp} : Se considera malla electrosoldada de $\frac{1}{4}$ " (15x15) en 1 m de ancho de losa entran 7 varillas de $\frac{1}{4}$ ".

$$A_{temp} = 0,002 \cdot b \cdot h \gggg \gggg A_{temp} = 2,22 \text{ cm}^2$$

$$h = 5 \text{ cm}$$

$A_{temp} = 1 \text{ cm}^2$ De acuerdo a la Norma

Luego calculando tenemos que: $A'_s = 4,73 \text{ cm}^2$, $\Delta_{LT} = 0,42 \text{ cm}$

Verificar que la deformación total no exceda la deformación admisible: $\Delta_{total} \leq \Delta_{adm}$

$$\Delta_{adm} = \frac{L_{sd}}{360} \cdot 100 \gggg \gggg \Delta_{adm} = 0,83 \text{ cm}$$

$$\Delta_{total} = \Delta_{LT} + \Delta'_{st}$$

Luego $\Delta_{\text{total}} = 0,72 \text{ cm} \leq \Delta_{\text{adm}} = 0,83 \text{ cm}$ **CUMPLE!!!**

Comparación de costo entre losa alivianada y losa colaborante

Actividad	Precio Unitario (Bs/m ²)
Losa alivianada	649,95
Losa colaborante	593,79

Precio unitario de la losa colaborante, ver Figura A11.3.

Comparación de Costo Total

Actividad	Precio Unitario (Bs/m ²)	Cantidad (m ²)	Costo Total (Bs)
Losa alivianada	649,95	896,82	582.888,04
Losa colaborante	593,79	896,82	532.522,75

Diferencia de costo

La losa colaborante permitiría ahorrar 50.365,29 Bs, lo cual es un 8,64% menos que la losa alivianada.

Conclusión

Podemos observar que el precio unitario por cada m² de la losa colaborante es más económico que la losa alivianada, pudiéndose notar un ahorro de 8.64% para este proyecto.

También podemos indicar que el tiempo de ejecución de la losa colaborante es menor al de la losa alivianada.

Cabe añadir que el costo de la losa colaborante puede tener un costo mayor en el caso de construir en una vivienda, ya que la mano de obra debe ser calificada. Podemos concluir afirmando que el usar una losa colaborante es más económica, se realiza en menos tiempo, se utiliza hormigón en camión el cual es preparado con mayor cuidado, por lo tanto, tendríamos una losa de mayor calidad.

Tabla 4.3 Comparación losa alivianada y losa colaborante

Losa Alivianada	Losa Colaborante
Precio unitario de 649,95 Bs/m ² .	Precio unitario de 593,79 Bs/m ² .
Para un espesor de 20 cm el peso propio es de 205 kg/m ² .	Para un espesor de 12 cm el peso propio de la losa es de 210,74 kg/m ² .
Para un espesor de 20 cm se requiere una cantidad de 0,067 m ³ /m ² de hormigón.	Para un espesor de 12 cm se requiere una cantidad de 0,084 m ³ /m ² de hormigón.
Debido a la acción pretensora se tiene una deflexión total de 0,16 cm.	Se tiene un deflexión de 0,72 cm.
Elimina la necesidad de usar encofrado.	No se necesita encofrado.
Generalmente se apoyan en vigas de H°A°.	Se pueden apoyar en vigas metálicas y en vigas de H°A°.

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO V:
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

En el análisis y cálculo del proyecto realizado denominado “Diseño Estructural del Módulo Administrativo del Campo Cultural y Agropecuario del Municipio de la Ciudad de Bermejo” se tienen en cuenta las siguientes conclusiones:

En cuanto a la armadura de refuerzo negativo de la losa alivianada solo se dispondrá en zonas donde el momento de diseño $M_d(-)$ sea excesivo, pero la norma CBH-87 (punto 9.9.10.4.3) nos indica que se debe disponer de forma obligatoria en toda el área de la losa.

En el dimensionamiento de la viga, se tomó el máximo momento flector positivo $M_{max}(+)$ o negativo $M_{max}(-)$, para el cálculo del peralte (h), y se asumió una base mínima (bw) de columnas de 25 cm, para pórticos de hormigón armado (según la norma CBH-87, punto 9.2).

Para el cálculo de la armadura longitudinal, el momento reducido de cálculo (μ_d), ingresa dentro del Dominio N°3, dándonos a entender, que el hormigón comprimido, como el acero traccionado, alcanzan las deformaciones de rotura por flexión (3,5 ‰ y 10 ‰, respectivamente), obteniendo secciones económicas y dúctiles.

Para el dimensionamiento de los pilares, se tomó la sección mínima (bw=25 cm), correspondiente a pórticos de hormigón armado (según la norma CBH-87, punto 9.2).

Para el cálculo de la armadura longitudinal (columnas), las resistencias de cálculo del hormigón (f_{cd}), fue disminuida en un 10%, tomada en cuenta, debido a la reflucción en el proceso de compactación; en el vertido de hormigón de elementos columna.

Como valor aceptable, la capacidad portante del suelo es de; 3 kg/cm², valor con el cual se realiza el diseño de las zapatas aisladas, a una profundidad de fundación de 1,5m. El cálculo de la armadura, para zapatas rígidas (Tipo I), se realizó por el método de la flexión, calculo mencionado y aplicado por la norma boliviana CBH-87.

Las fundaciones propuestas para la estructura son zapatas aisladas, combinadas y losa de cimentación, esto se hizo para evitar el solape entre zapatas.

5.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda al momento de introducir los datos, las cargas a la estructura en estudio hacer la introducción correcta en cualquier programa que se esté utilizando.

Para evitar los solapes en las cimentaciones y evitar que unas zapatas estén muy cercanas a otras es necesario optar por diferentes tipos de cimentaciones.

En el cálculo de la altura de la losa alivianada se tomará una altura mayor a altura de losa calculada, esto por razones constructivas.

La fórmula de la armadura para la capa de compresión para la losa alivianada esta modificada para poder introducir el valor de la resistencia característica del acero en kg/cm^2 .

En nuestro proyecto tenemos vigas mayores en donde el canto $h = 60 \text{ cm}$, por lo tanto según Norma CBH-87 en 9.1.6.3 se recomienda usar armadura de piel.

Verificar la flecha máxima de cada viga, debiéndose cumplir que la flecha máxima debe ser menor a la flecha admisible.

En las columnas se debe considerar las cargas en ambas direcciones.

Realizar la conversión de la tabla de capacidad mecánica de kN a kg.

Para el cálculo de momentos máximos en cada tramo de cada armadura es posible usar un programa o una aplicación para luego realizar el cálculo de la armadura necesaria.

Recalcular la deflexión calculada con apuntalamiento temporal si esta no cumple, debiéndose considerar apuntalamiento en el centro de luz de la losa.

No sobrepasar los valores límites recomendables del momento reducido de cálculo (μ_d), y así poder diseñar con el Dominio N°3, y así obtener secciones económicas y dúctiles.