

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES.

1.1. El Problema.

1.1.1. Planteamiento del problema.

La provincia de Burdett O'Connor y puntualmente el Municipio de Entre Ríos se encuentra en constante crecimiento, según datos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadísticas la población proyectada para el año 2022 en el municipio sería de 23871 habitantes, lo que implica un índice de crecimiento poblacional del 0,77 %. Esto ha provocado una mayor demanda administrativa, pues diariamente se deben cumplir las diferentes funciones de una alcaldía tales como ejecutar, dirigir e inspeccionar los servicios y obras municipales, dictar reglamentos, decretos, resoluciones y demás actos administrativos de dicha entidad.

El hecho de que el Gobierno Municipal cuente con una infraestructura deficiente y disfuncional dificulta el desarrollo de estas actividades, actualmente las diferentes secretarías y oficinas de la alcaldía se encuentran distribuidas en diferentes predios de la alcaldía como ser el mercado central, mercado campesino, asilo de adultos mayores y casa de la cultura entre otros. La falta de integración sistemática de sus funcionarios con la Máxima Autoridad Ejecutiva, no permite un entendimiento conjunto, jerárquico y consensuado para lograr el desarrollo planificado del Municipio.

1.1.2. Formulación del problema.

En función a lo expuesto anteriormente, se plantea la siguiente cuestión: El diseño y la construcción de una nueva alcaldía, ¿Es la mejor opción para mejorar la eficiencia en el desarrollo de las actividades administrativas del Municipio de Entre Ríos?

1.1.3. Sistematización del problema.

En resumen, el problema radica en la falta de espacios necesarios y adecuados destinados a la administración de la Municipalidad, con una saturación de funciones debido al crecimiento de la ciudad y su población.

Esto se debe al hecho de que la infraestructura fue concebida en un principio como un mercado de una sola planta, ubicado en la zona central del casco viejo de la ciudad de Entre Ríos. Posteriormente se realizó una ampliación donde se ubicarían, en un segundo nivel, la mayor parte de las oficinas de la Alcaldía Municipal. Este hecho genera, como ya se ha mencionado anteriormente, incomodidad e ineficiencia en el desarrollo de las actividades administrativas del Municipio.

Las posibles soluciones al problema serían la ampliación y remodelación de la infraestructura actual o la creación de una nueva infraestructura, tomando en cuenta que la alcaldía nace como una ampliación del mercado de la ciudad en el año 1995 y que además se realizó otra ampliación en el año 2005, también destinada a oficinas para la alcaldía del Municipio, las cuales terminaron siendo insuficientes pues, como ya se ha mencionado anteriormente, en la actualidad el mercado central de Entre Ríos no es el único predio del municipio que cuenta con ambientes destinados a las diferentes oficinas y secretarías de la alcaldía.

Figura 1.1. Detalle de las ampliaciones realizadas a lo largo del tiempo en la actual alcaldía del Municipio de Entre Ríos.



Fuente: Oficina de Catastro de la Alcaldía de Entre Ríos

Debido a la antigüedad de la estructura y a que ya tuvo ampliaciones en el pasado, no se considera apropiada una nueva ampliación, pues podría decirse que la estructura ha cumplido con su vida útil.

Con respecto al diseño y la construcción de una nueva alcaldía, se considera esta opción la más viable, pues se cuenta con un terreno amplio, donde se podrá realizar la construcción de un proyecto que dará abasto al personal administrativo por muchos años, además de que la alcaldía del Municipio puede disponer de sus recursos de acuerdo a las necesidades de su región.

1.2. Objetivos.

1.2.1. Objetivo General.

Realizar el Diseño Estructural de la Nueva Alcaldía del Municipio de Entre Ríos, siguiendo los criterios y lineamientos establecidos en la Norma Boliviana CBH-87.

1.2.2. Objetivos Específicos.

- Determinar las características mecánicas del terreno de fundación, mediante el ensayo SPT, para poder seleccionar de manera adecuada el tipo de cimentación de la estructura.
- Realizar el estudio topográfico en la zona de emplazamiento del proyecto.
- Proponer la ubicación de las columnas de la estructura con criterio y en función a la distribución de espacios en los planos arquitectónicos.
- Modelar la estructura de acuerdo a la Norma Boliviana CBH-87, haciendo uso del programa CYPECAD.
- Analizar los elementos críticos de la estructura y compararlos con los resultados obtenidos con el programa CYPECAD, identificando las zonas de la estructura con mayores cargas y consecuentemente mayores esfuerzos.

- Elaborar los planos estructurales a detalle, mediante el uso de los programas computarizados CYPECAD y AutoCAD.
- Definir las especificaciones técnicas del proyecto, tomando en cuenta las necesidades del proyecto, los recursos disponibles y respetando los criterios establecidos en la norma.
- Determinar cronograma de ejecución y presupuesto de obra, mediante el análisis de precios unitarios de los ítems considerados para el proyecto.
- Realizar el cronograma de ejecución del proyecto, haciendo uso del programa Microsoft Project.

1.3. Justificación.

1.3.1. Académica.

Con este proyecto, se contribuye académicamente a la generación de nuevos conocimientos, modelos y conceptos de aplicación de la norma, así como el desarrollo de una investigación sistematizada cuyos resultados pueden convertirse en antecedentes para la intervención a empresa sobre este tipo de áreas de conocimiento.

1.3.2. Técnica.

Se debe tener en cuenta los niveles de seguridad para el diseño de una infraestructura, lo cual debe ir asociado a la economía del proyecto, motivo por el cual se debe diseñar con secciones más efectivas y resistentes.

El proyecto será concebido como una estructura aporticada, esto por ser el sistema tradicional y más difundido del medio en cuanto a diseño y construcción, consiste en estructuras de hormigón armado (columnas y vigas) unidas en zonas de confinamiento donde forman un ángulo de 90° en el fondo, parte superior y laterales. Este sistema es ventajoso para el diseño, pues los métodos de cálculo aprendidos durante la preparación académica son orientados a este tipo de estructuras.

Además, la evolución de las metodologías de diseño de estructuras, muestran un avance significativo en los últimos años, razón por la cual es importante el uso de herramientas computacionales actualizadas, para lograr un diseño adecuado.

1.3.3. Social.

El proyecto será de gran valor para el Municipio de Entre Ríos, en especial para quienes trabajan en el área administrativa, buscando el progreso de su población, pues la carencia de espacios apropiados para el desarrollo de las actividades dificulta el trabajo diario.

1.4. Alcance del Proyecto.

Es importante definir el alcance y limitaciones del presente proyecto, y de esta manera poder cumplir favorablemente las actividades propuestas.

El alcance principal de este proyecto es realizar de forma exclusiva el Diseño Estructural de toda la infraestructura propuesta, teniendo como base los planos arquitectónicos.

Como se mencionó anteriormente, también será parte del alcance realizar un estudio de suelos que nos permita determinar la capacidad portante del suelo en el lugar de emplazamiento. No será parte del proyecto el diseño de ningún tipo de instalación eléctrica, sanitaria o de agua potable en la estructura.

1.4.1. Análisis de alternativas.

Respecto a las alternativas de diseño, se optará por un diseño tradicional aporcado, pues es el más usado y conocido en nuestro medio, además de tener las facilidades de aplicarlo por medio de programas computacionales.

Otra situación a analizar, es la elección del tipo de losa, para ello las opciones más viables son losa maciza, casetonada y alivianada:

- La losa maciza tiene la ventaja de una fácil construcción y de resistir grandes cargas en comparación con otras losas, pero la gran desventaja de ser muy pesada debido a que su sección es enteramente hormigón armado, esto genera mayor carga en la estructura y a su vez incrementa el costo del proyecto. Su uso es ideal cuando se requiere soportar cargas puntuales en áreas pequeñas y cuando las luces no son muy grandes.
- Una losa casetonada permite lograr peraltes muy altos, lo que permite salvar luces mayores en comparación con otras losas, sin embargo, su dificultad radica en la construcción, ya que requiere mano de obra calificada y a pesar de ser un tipo de losa aligerada requiere un encofrado tradicional, lo que eleva el costo del proyecto. Su uso es ideal cuando el diseño arquitectónico de la estructura requiere salvar grandes luces entre apoyos de losas.
- La losa alivianada tiene la ventaja de ser auto soportable, lo que significa que se elimina el encofrado de contacto y únicamente requieren de un apuntalamiento al centro de los claros, esto hace que su construcción sea mas sencilla y su costo reducido en comparación con otras losas, su desventaja radica en que no funcionan de manera óptima en luces muy grandes, pues se requieren viguetas de mucho peralte y una carpeta de compresión de mayor altura, lo que provoca que el concepto de “losa alivianada” pierda sentido, además de un obvio incremento en el costo del proyecto. Son una excelente opción para edificaciones con claros pequeños, como los de una habitación u oficina.

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, se llegó a la conclusión de optar por el diseño con losas alivianadas en la mayor parte de la estructura, pero se usarán losas casetonadas y macizas en zonas específicas que así lo requieran.

Otra alternativa a analizar es el tipo de material a usar para las columnas y vigas, las alternativas serían perfiles metálicos y hormigón armado, se optará por hormigón armado, pues es más económico, accesible y de fácil construcción.

Las escaleras, elementos estructurales destinados al elevador y el salón de usos múltiples se diseñarán de acuerdo a los planos arquitectónicos.

Entre las alternativas de diseño de fundaciones están losa de cimentación y zapatas aisladas. La losa de cimentación se usa en casos donde se requiera un garaje subterráneo o cuando la resistencia del suelo sea muy baja, al no ser este el caso, se optará por las zapatas aisladas.

1.4.2. Resultados a lograr.

Lo que se busca con este proyecto es básicamente obtener un diseño eficiente, que no esté sobredimensionado y que cumpla con los requerimientos de servicio para los que fue concebido.

Además, se busca realizar un estudio de suelos y obtener la capacidad portante del mismo al nivel de las fundaciones. También se obtendrán planos estructurales a detalle de toda la estructura.

1.4.3. Restricciones del proyecto.

No se realizarán detalles o diseños de instalaciones eléctricas, sanitarias y de agua potable dentro o fuera de lo que respecta a la estructura.

1.4.4. Aporte académico.

Como aporte académico se realizará la comparación entre dos alternativas para la cubierta del auditorio de la Nueva Alcaldía de Entre Ríos, para poder determinar cuál es la más óptima.

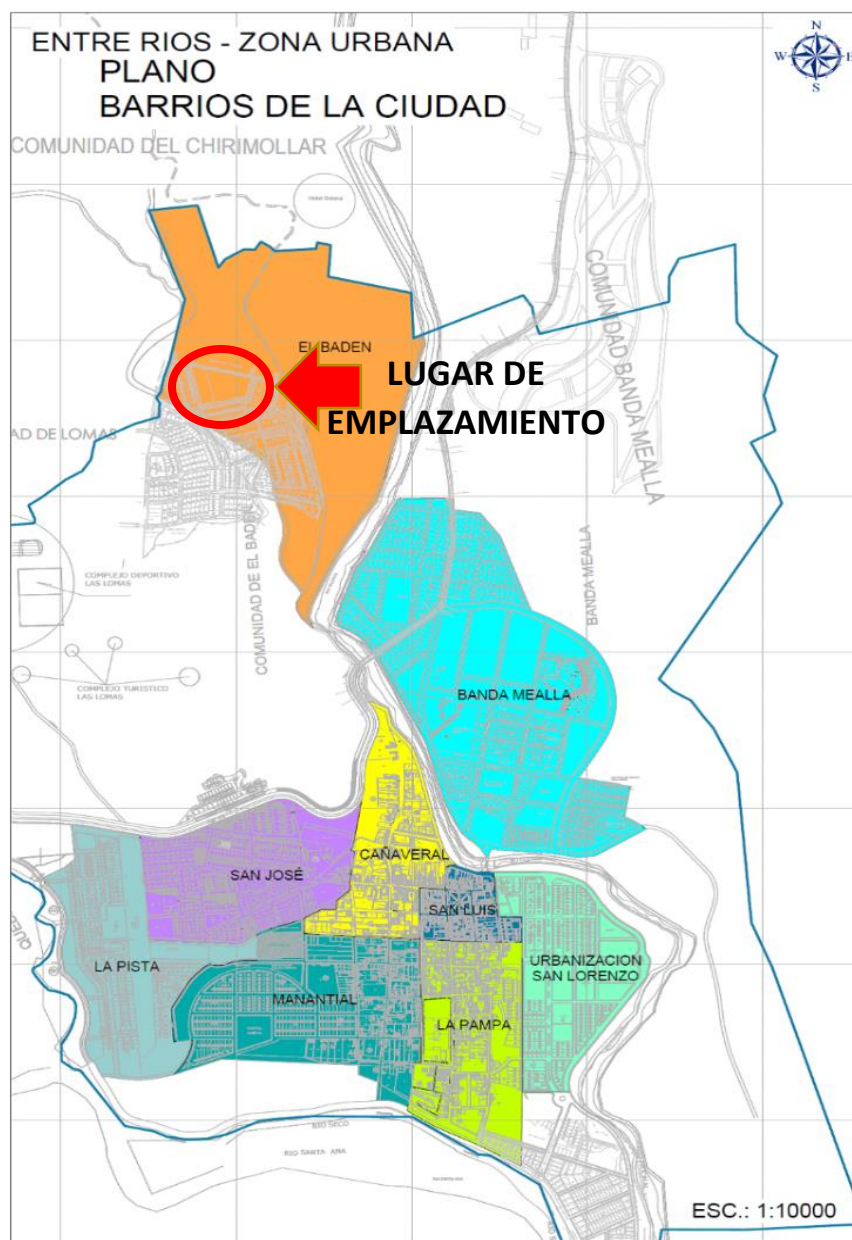
Estas alternativas serán: Cubierta de losas alivianadas y cubierta de losa casetonada. Ambas deberán analizarse de manera técnica y económica y se deberá llegar a la conclusión de cuál es la mejor opción a elegir para la estructura.

1.5. Localización.

Este proyecto se presenta como una necesidad actual para el Municipio de Entre Ríos, ubicado en la Provincia O'Connor, que geográficamente se encuentra al Este de la Provincia Cercado, en la parte central del Departamento de Tarija.

El lugar de emplazamiento del proyecto se encuentra en el barrio El Badén, una zona de crecimiento urbano. Las coordenadas del mismo son $21^{\circ}31'37''$ S, $64^{\circ}10'36''$ O y su altura es de 1260 msnm.

Figura 1.2. Plano que muestra el lugar de emplazamiento del Proyecto



Fuente: Oficina de Catastro de la Alcaldía de Entre Ríos

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.

2.1. Levantamiento Topográfico.

Es el estudio técnico y descriptivo de un terreno, a través, de la recolección de puntos geo referenciados, los cuales se plasman en un plano que posteriormente servirá como instrumento para la planificación de edificaciones y construcciones.

El estudio topográfico permite representar el relieve de superficie del terreno, a partir de la cual se definen las cotas del emplazamiento de la estructura, con referencia a sus accesos, evacuación de aguas pluviales, definir obras de drenaje y otras actividades que serán necesarias tomar en cuenta, muestran los desniveles a partir de los cuales se determinaran la necesidad de rellenos y cortes en el terreno a efectos de evaluar los costos de las actividades a realizar.

2.2. Estudio de suelos.

El estudio de suelos comprende un conjunto de actividades que nos permiten adquirir la información de un terreno.

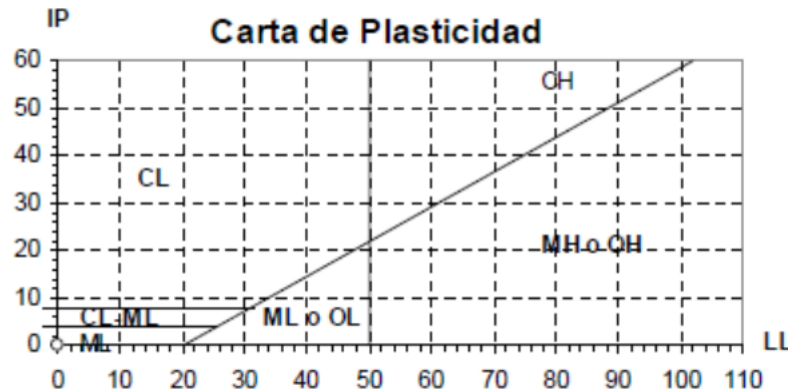
2.2.1. Ensayo Granulométrico.

El primer estudio a realizarse será un ensayo granulométrico, su importancia radica en que por medio del mismo se podrá determinar qué porcentaje del material es grueso y que porcentaje es fino. Asimismo, tanto el material grueso como el fino podrá clasificarse dependiendo del tamaño de las partículas en gravas, arenas, limos o arcillas.

2.2.2. Límites de Consistencia.

Una vez definido el porcentaje de suelo fino, debe ser sometido a un ensayo de límites de consistencia para determinar su límite líquido y límite plástico, datos con los que se podrá definir el tipo de suelo fino según lo especificado en la carta de plasticidad.

Figura 2.1. Carta de Plasticidad, Clasificación S.U.C.S.

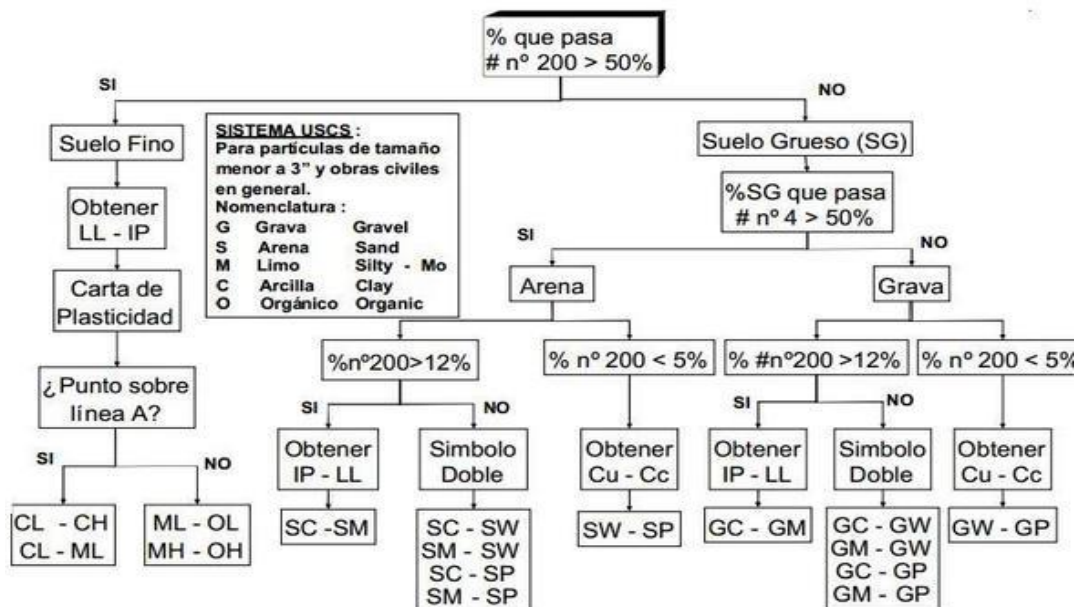


Fuente: Fundamentos de ingeniería Geotécnica, Braja M. Das. 15° edición.

2.2.3. Clasificación de Suelos.

Los datos obtenidos en el ensayo granulométrico y de límites de consistencia, nos permitirán clasificar el suelo en estudio de acuerdo a lo establecido en la siguiente figura.

Figura 2.2. Clasificación Unificada de Suelos.



Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das. 15° Edición.

2.2.4. Ensayo de penetración estándar S.P.T.

Nos permite determinar las características, espesor y estratificación de los materiales que se encuentran en el subsuelo, así como también permite conocer la resistencia a la penetración en función del número de golpes (N) de los diferentes estratos que conforman el subsuelo a diversas profundidades.

El conjunto de ensayos ya mencionados se realizará con el fin de conocer las propiedades mecánicas del terreno y consecuentemente determinar el tipo de fundación correcta que se empleará en el diseño estructural.

2.3. Materiales.

2.3.1. Hormigón Armado.

“El hormigón en masa presenta una buena resistencia a compresión, como les ocurre a las piedras naturales, pero ofrece muy escasa resistencia a tracción, por lo que resulta inadecuado para piezas que hayan de trabajar a flexión o tracción. Pero si se refuerza el hormigón en masa disponiendo barras de acero en las zonas de tracción, el material resultante, llamado hormigón armado, está en condiciones de resistir los distintos esfuerzos que se presentan en las construcciones” (Jiménez Montoya, 2011, p. 115).

2.3.1.1. Adherencia entre el hormigón y el acero.

Los dos objetivos fundamentales de la adherencia son los siguientes: asegurar el anclaje de las barras, y transmitir las tensiones tangentes periféricas que aparecen en la armadura principal, como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal. Por lo tanto, se puede decir que la adherencia se debe a la adhesión, el rozamiento y acuñaamiento.

2.3.1.2. Disposición de las armaduras.

En hormigón armado se puede clasificar las armaduras en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primeras las armaduras longitudinales y las transversales.

Las armaduras longitudinales principalmente absorben los esfuerzos a tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, así como también reforzar las zonas comprimidas del hormigón.

Las armaduras transversales absorben las tensiones de tracción originadas por esfuerzos de cortantes y torsores, para asegurar la ligadura necesaria entre armaduras principales y de esta forma impedir el pandeo y formación de fisuras localizadas.

Las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes. Su trazado puede ser longitudinal o transversal, y se incluyen entre ellas: las armaduras de montaje, las armaduras de piel, las armaduras para retracción y efectos térmicos, las armaduras de reparto, etc.

2.3.1.3. Distancia entre barras.

“Las distintas barras deben permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras.

a) La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que:

- Dos centímetros, salvo en viguetas y losas alveolares pretensadas donde se tomarán 1,5 cm, el diámetro de la barra más gruesa.
- 1,25 veces el tamaño máximo del árido.

b) Si se disponen dos o más capas horizontales de barras, las de cada capa deben situarse en correspondencia vertical una sobre otra, y el espacio entre columnas de barras debe ser tal que permita el paso de un vibrador interno.

c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto dos barras de la armadura principal de $\varnothing \leq 32$ mm (una sobre otra), e incluso tres barras de $\varnothing \leq 25$ mm.

d) En soportes y otros elementos comprimidos hormigonados en posición vertical, donde no sea necesario disponer empalmes de armaduras, pueden colocarse en contacto hasta cuatro barras de la armadura principal de $\emptyset \leq 32$ mm.

e) En los casos c) y d), para calcular los recubrimientos y las distancias libres mínimas respecto a las armaduras vecinas, se considerará como diámetro de cada grupo de barras (diámetro equivalente) el de una sola barra ficticia de igual centro de gravedad, cuya sección es la suma de las secciones de las diversas barras agrupadas.

f) El diámetro equivalente de un grupo de barras no debe superar los 50 mm, salvo en piezas comprimidas” (Jiménez Montoya, 2011, p. 119).

2.3.1.4. Doblado de las armaduras.

Según la instrucción española el doblado de las barras deberá realizarse sobre mandriles de diámetro no inferior a los indicados en la siguiente tabla:

Tabla 2.1. Diámetro mínimo de mandril para el doblado de barras

Clase de barras corrugadas	Ganchos y patillas		Barras levantadas o curvadas	
	Diámetro de la barra \emptyset		Diámetro de la barra \emptyset	
	< 20 mm	≥ 20 mm	≤ 25 mm	> 25 mm
B 400 S y B 400 SD	4 \emptyset	7 \emptyset	10 \emptyset	12 \emptyset
B 500 S y B500 SD	4 \emptyset	7 \emptyset	12 \emptyset	14 \emptyset

Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 15° edición.

2.3.1.5. Anclaje de las armaduras.

Un anclaje adecuado es fundamental para el buen comportamiento frente a rotura de los elementos de hormigón armado, ya que de él depende que las barras puedan trabajar a la tensión necesaria. El anclaje se considera por ello un Estado Límite Último.

El anclaje de las barras de hormigón armado habitualmente suele conseguirse mediante el mecanismo de la adherencia y por lo general se efectúa mediante alguna de las siguientes disposiciones:

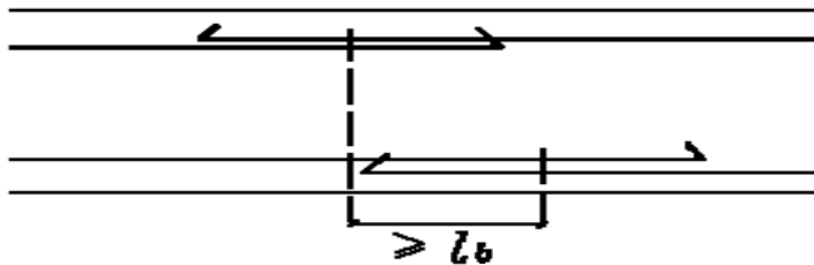
- Por la prolongación recta.
- Por gancho o patilla.
- Por armaduras transversales soldadas (caso de mallas, por ejemplo).
- Por dispositivos especiales

2.3.1.6. Empalme de las armaduras.

Los empalmes de las barras pueden ser por: solapo, soldadura, manguito u otros dispositivos.

Como norma general, los empalmes de las distintas barras en tracción, se distanciarán, unos de otros, de tal modo que sus centros queden separados, en la dirección de las armaduras, una longitud igual o mayor a ℓ_b .

Figura 2.3. Distancia ℓ_b



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

2.3.1.6.1. Empalme por solapo.

Este tipo de empalmes, se realizará colocando las barras una al lado de la otra, dejando una separación entre ellas de $4 \varnothing$, como máximo.

Cuando se trate de barras corrugadas, no se dispondrán ni ganchos, ni patillas y la longitud de traslapeo no será inferior a “ $\alpha \ell_b$ ”, donde α tiene los siguientes valores:

Tabla 2.2: Valores de α

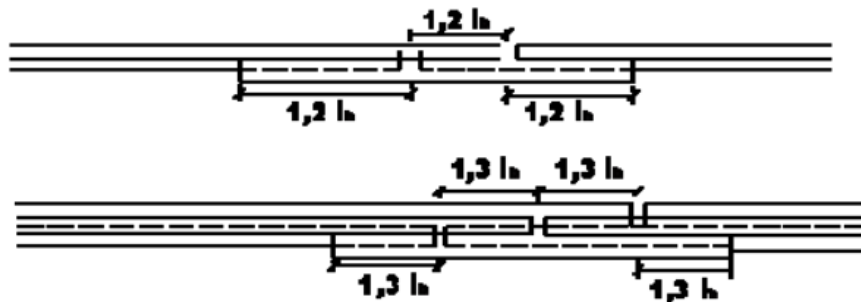
Distancia transversal "a" entre los dos (2) empalmes más próximos	Porcentaje de barras traslapadas trabajando a tracción, con relación a la selección total de acero					Barras traslapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20 %	25 %	33 %	50 %	> 50 %	
$\leq 10 \varnothing$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$> 10 \varnothing$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87

2.3.1.6.1.1. Empalme por solapo de grupo de barras.

“Para el empalme por traslapo de un grupo de barras, se añadirá una barra suplementaria en toda la zona afectada por los empalmes, de diámetro igual al mayor de las que forman el grupo. Cada barra, se colocará enfrentada a tope, a aquella que va a empalmar. La separación entre los distintos empalmes y la prolongación de la barra suplementaria, será de $1,2 \ell_b$ ó $1,3 \ell_b$ según sean grupos de dos (2) o tres (3) barras. Se prohíbe el empalme por traslapo en los grupos de cuatro (4) barras” (Norma Boliviana CBH-87, 1987, p. 229)

Figura 2.4. Empalmes por traslapo de grupo de barras



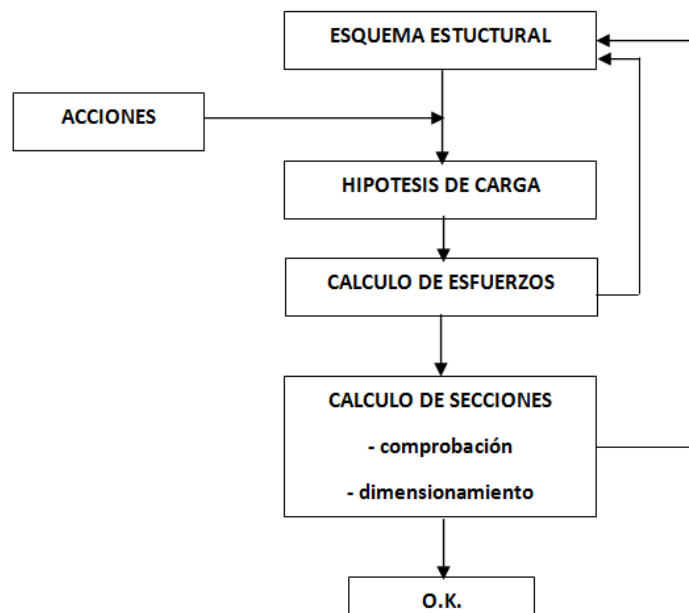
Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87

2.4. Diseño Estructural.

2.4.1. Cálculo de estructuras en general.

El diseño estructural estará de acuerdo a la idealización de la estructura, tomando en cuenta los materiales ya establecidos. Dicho cálculo consiste esencialmente en comprobar que se satisfagan las condiciones de equilibrio de esfuerzos y de compatibilidad de deformaciones. Pero en un sentido más amplio, el cálculo de una estructura incluye también la fase previa de establecimiento del tipo estructural lo que son las bases de cálculo.

Figura 2.5. Proceso de cálculo de una estructura.

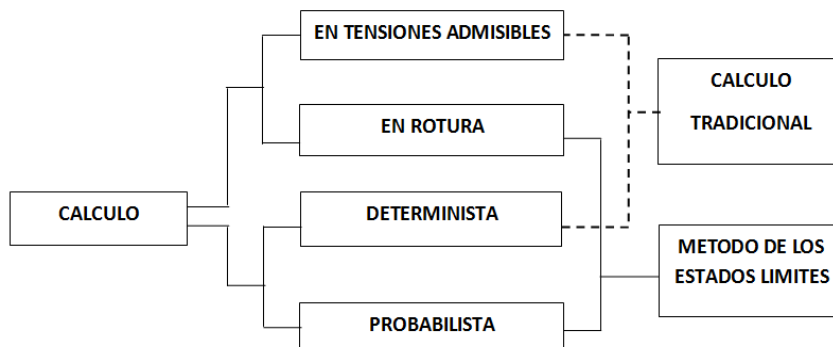


Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 15^o edición.

2.4.2. Cálculo de estructuras de hormigón armado.

Los métodos de cálculo de estructuras de hormigón armado pueden clasificarse según dos criterios diferentes, resultando dos grupos según cada criterio. En efecto, desde un cierto punto de vista cabe distinguir:

Figura 2.6. Métodos de cálculo del hormigón armado.



Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 15° edición.

a). - Los métodos clásicos o de tensiones admisibles, en los cuales se determinan las solicitaciones correspondientes a las cargas máximas de servicio; se calculan luego las tensiones correspondientes a estas solicitaciones (tensiones de trabajo); y se comparan sus valores con una fracción de la resistencia de los materiales (tensión admisible).

b). - Los métodos de cálculo en rotura, en los cuales se determinan las solicitaciones correspondientes a las cargas mayoradas y se comparan sus valores con las solicitaciones últimas, que son las que agotarían la pieza si los materiales tuviesen, en vez de las resistencias reales las resistencias del punto de vista minoradas.

Desde otro punto de vista, también, pueden distinguirse: Los métodos deterministas y los métodos probabilísticos. El método más utilizado es el método de los estados límites, que deriva de una combinación de los métodos de ruptura y probabilistas” (Jiménez Montoya, 2011, p. 182).

2.4.3. Bases de cálculo.

2.4.3.1. Coeficientes de seguridad.

“En los métodos de cálculo desarrollados en esta norma, la seguridad se realiza a través de: Dos coeficientes de minoración (de la resistencia del hormigón y de la resistencia de acero) y otros coeficientes de ponderación de las cargas y acciones en general” (Norma Boliviana CBH – 87, 1987, p.50).

2.4.3.2. Estados límites últimos.

Son aquellos estados que no pueden ser rebasados, debido a que pondrían en peligro la estructura haciéndola insegura, para evitar ello se utiliza coeficientes de seguridad. Los valores básicos de los coeficientes de seguridad para el estudio de los estados límites últimos, son los siguientes:

- Coeficiente de minoración del acero..... $\gamma_s = 1,15$
- Coeficiente de minoración del hormigón..... $\gamma_c = 1,50$
- Coeficiente de ponderación de las acciones:
 - De efecto desfavorable..... $\gamma_{fg} = \gamma_{fq} = 1,60$
 - De efecto favorable permanente..... $\gamma_{fg} = 0,90$
 - De efecto favorable variable $\gamma_{fq} = 0$

2.4.3.3. Estados límites de servicio.

También llamados estados límites de utilización, son todas aquellas situaciones de la estructura para las que, la misma queda fuera de servicio, por razones de durabilidad, funcionales o estéticas.

Los estados límites últimos de servicio más importantes en hormigón armado son: Deformación, fisuración y Vibraciones.

2.4.3.4. Hipótesis de carga más desfavorable.

“Cuando la reglamentación específica de las estructuras no indique otra cosa, se aplicarán las hipótesis de carga enunciadas a continuación.

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

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

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

Dónde:

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

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

Q_{eq} = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, 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.

W_{eq} = En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará: $W_{eq} = 0.25 \cdot W$

F_{eq} = Valor característico de la acción sísmica” (Norma Boliviana CBH – 87, 1987, p.54).

2.4.3.5. Comprobaciones que deben realizarse.

Los cálculos realizados con arreglo a los métodos y prescripciones establecidos en la Norma CBH - 87, deberán garantizar que, tanto la estructura en su conjunto como cada uno de sus elementos, cumplan las condiciones siguientes:

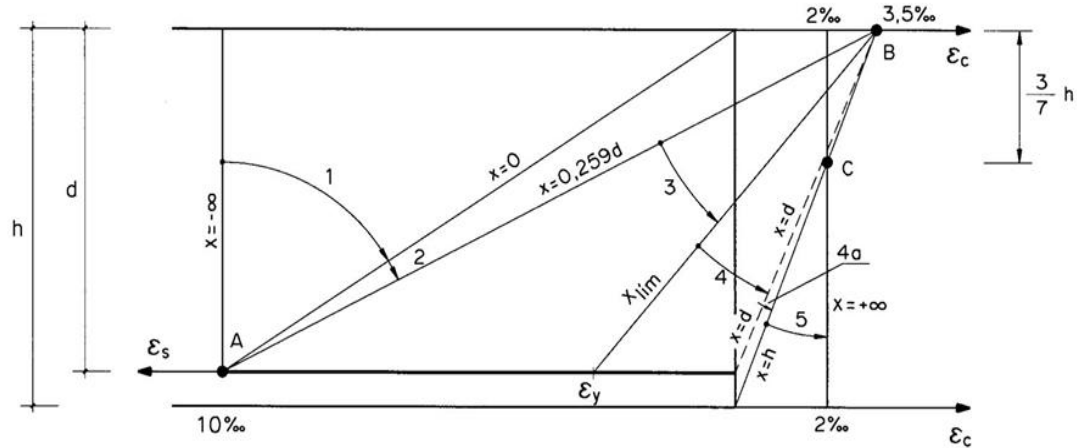
- Bajo cada hipótesis de carga, no se sobrepasan los estados límites últimos. Las hipótesis de carga se establecerán a partir de las acciones de cálculo.
- Bajo cada hipótesis de carga no se sobrepasan los estados límites de utilización. Las hipótesis de carga se establecerán a partir de las acciones de cálculo.

2.4.3.6. Cálculo en estados límites.

2.4.3.6.1. Dominios de deformación.

Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres (3) puntos, A, B o C definidos en la siguiente figura:

Figura 2.7. Dominios de deformación de las secciones, en el estado límite último de agotamiento.



Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya 15ª edición.

Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir los siguientes dominios:

“Dominio 1.- Tracción simple o compuesta: Toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A, correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado, del 10 por mil.

Dominio 2.- Flexión simple o compuesta: El acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A.

Dominio 3.- Flexión simple o compuesta: La resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón: $\epsilon_{cu} = 3.5$ por mil.

El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y ϵ_y , siendo ϵ_y el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

Dominio 4.- Flexión simple o compuesta: Las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ϵ_y y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3.5 por mil.

Dominio 4.a. - Flexión compuesta: Todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto B.

Dominio 5.- Compresión simple o compuesta: Ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión: $\epsilon_{cu} = 2$ por mil” (Norma Boliviana CBH – 87, 1987, p. 58).

2.4.4. Acciones.

“Una acción es un conjunto de:

- Fuerzas concentradas y repartidas.
- Deformaciones impuestas, o impedidas parcial o totalmente.

Debidas a una misma causa y que aplicadas a una estructura o elemento estructural son capaces de producir en ella estados tensionales.

Las acciones se clasifican en dos (2) grupos:

- Acciones directas.
- Acciones indirectas.

Las primeras están producidas por pesos u otras fuerzas aplicadas directamente a la estructura e independientes de las propias características resistentes y de deformación de la misma.

Las acciones indirectas están originadas por fenómenos capaces de engendrar fuerzas de un modo indirecto, al imponer o impedir, total o parcialmente, deformaciones, o imprimir aceleraciones a la estructura, siendo, por tanto, función de las características de deformación de la propia estructura.

Por otra parte, según su naturaleza, las acciones pueden ser de dos (2) tipos:

- Acciones estáticas: que son las que no engendran aceleración significativa sobre la estructura ni sobre ninguno de sus elementos.
- Acciones dinámicas: que engendran una aceleración significativa sobre la estructura.” (Norma Boliviana CBH-87, 1987, p. 43).

2.4.4.1. Valores característicos de las acciones.

Se consideran como valores característicos de las acciones: “Los que presentan una probabilidad de un 95 % de no ser sobrepasados (por el lado de los valores más desfavorables) durante el período de vida útil de la construcción” (Norma Boliviana CBH-87,1987, p. 45).

2.4.4.2. Datos generales para el cálculo de las solicitaciones.

“Salvo justificación especial, se considera como luz de cálculo de las piezas no continuas, la menor de las dos (2) longitudes siguientes:

- La distancia entre ejes de apoyo.
- La luz libre, más el canto.

Para un elemento continuo, se toma normalmente como luz efectiva la distancia entre ejes de apoyo” (Norma Boliviana CBH-87,1987, p. 48).

2.4.5. Estructura de sustentación de la edificación.

2.4.5.1. Estructuras complementarias (losas alivianadas).

Para el diseño o la verificación de los cerramientos horizontales se debe obtener los efectos máximos, como ser el momento y el cortante máximo.

Altura de la losa:

$$h \geq \frac{L}{25} \text{ para viguetas entre apoyos.}$$

Dónde:

h = Altura de la losa.

L = Longitud de cálculo de la vigueta pretensada.

Selección del tipo de vigueta prefabricada con sus características de fabricación.

Determinación de la altura del firme o capa de compresión

Espesor de firme (mm): $e \geq 30$ para claro $L < 6$ m

Espesor de firme (mm): $e \geq 60$ para claro $L \geq 6$ m

Deflexiones permisibles:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$$

Dónde:

Δ_{adm} = Deflexión admisible para el caso de viguetas pretensadas.

L = Longitud entre centros de apoyo.

Se debe verificar la flecha cuando no se cumpla la siguiente relación:

Tabla 2.3. Valores de la relación canto/luz para los cuales no es necesario comprobar la flecha

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
<i>Tramos simplemente apoyados</i>	1/24	1/20	1/18	1/14
<i>Vanos extremos de tramos continuos</i>	1/28	1/24	1/20	1/18
<i>Vanos internos de tramos continuos</i>	1/32	1/28	1/24	1/20
<i>Voladizos</i>	1/16	1/14	1/12	1/10

Caso 1: forjados que no han de soportar tabiques ni muros.

Caso 2: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de yeso.

Caso 3: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cal.

Caso 4: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cemento.

Fuente: Norma Bolivia del Hormigón CBH-87. Tabla N°9.9.10.4.3. b

Esfuerzos admisibles:

$$f_{M_{adm}} = 0.5 \cdot f_c \text{ en compresión}$$

$$f_{M_{adm}} = 0.8 \cdot \sqrt{f_c} \text{ en tracción.}$$

$$f_{M_{max}} = \frac{M_{max} \cdot c}{I_x}$$

Dónde:

M_{\max} = Momento máximo positivo.

c = Fibra más alejada ya sea en compresión o en tracción.

f_c = Resistencia de cálculo del hormigón.

Verificación de la sección.

Verificación de deflexiones:

$$\Delta_{adm} > \frac{5}{384} \cdot \frac{W \cdot L^4}{E \cdot I}$$

Verificación de esfuerzos a flexión:

$$f_{M_{adm}} > f_{M_{max}}$$

Verificación de esfuerzos cortante:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} > f_{V_{max}} = \frac{V_{max}}{A_{total}}$$

Cálculo de armadura de refuerzo:

$$M_d = 1.6 \cdot M$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

b_w = Ancho de la pieza, análisis para un metro de ancho.

$\mu_{dlim} = 0.319 \rightarrow$ para losas de hormigón con un acero de AE-500.

Con el valor encontrado de μ_d , entramos en la tabla 2.6 y encontramos el valor de la

cuantía mecánica ω_s .

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Se debe calcular el área de acero mínima que necesita la pieza, para esto de la tabla 2.7 encontramos la cuantía geométrica mínima ($\omega_{smín}$).

Una vez obtenida la cuantía geométrica mínima se encuentra la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$A_{smín} = \omega_{smín} \cdot b_w \cdot d$$

El área de la armadura final será la mayor de los dos valores encontrados.

2.4.5.2. Vigas.

Para el diseño de las vigas, se debe obtener los esfuerzos máximos generados en las mismas. Los efectos máximos son los siguientes:

$M_{\max(+)}$ = Momento máximo (positivo).

$M_{\max(-)}$ = Momento máximo (negativo).

V_{\max} = Cortante máximo en la pieza.

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón.

f_{yk} = Límite de fluencia del acero.

b_w = Ancho de la pieza.

d_1 = Altura de recubrimiento mecánico.

h = Altura total de la pieza.

Determinación de la resistencia de cálculo del hormigón y del acero.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} : \gamma_c = 1.5 \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} : \gamma_s = 1.15$$

Dimensionamiento de la pieza.

$$d_{\min} = K \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} \quad K = 2.2 \leq K \leq 3.3$$

Armadura longitudinal: Calculamos el momento reducido de cálculo.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Sí: $\mu_d < \mu_{lim}$

La sección no necesita armadura en compresión, por lo que, el cálculo de la armadura en compresión se la realizará con la cuantía mecánica mínima que determina el área de acero mínimo.

Con el momento reducido determinamos la cuantía geométrica para determinar la armadura:

$$\mu_d \text{ ----- } w_s \text{ (Tabla 2.7)}$$

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Dónde:

w_s = Cuantía mecánica (función del momento reducido de cálculo μ_d interpolado en la tabla universal de cálculo para flexión simple o compuesta).

b_w = Ancho del elemento que se analiza.

d = Distancia entre la fibra más comprimida al centro de gravedad de la armadura longitudinal.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

Sí: $\mu_d > \mu_{lim}$ --- La pieza necesita armadura a compresión.

La armadura que resista los esfuerzos de tracción producidos por los momentos flectores de cálculo se determina con las siguientes expresiones:

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{lim}}{1 - j}$$

$$w_{s1} = w_{lim} + w_{s2}$$

$$j = \frac{r}{d}$$

Dónde: w_{lim} = Cuantía geométrica límite.

μ_d = Momento reducido de cálculo.

w_{s1} = Cuantía mecánica para la armadura a tracción.

w_{s2} = Cuantía geométrica para la armadura a compresión.

j = Relación entre el recubrimiento y el canto útil.

r = Recubrimiento geométrico.

Con la cuantía geométrica mínima encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza: $w_{smín}$ En función del tipo de acero estructural

$$A_{s\text{mín}} = w_{s\text{mín}} \cdot b_w \cdot d$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

La selección de los diámetros se lo realizará con diámetros comerciales y espaciamientos con el criterio del número de barras que se usará a una distancia constructiva.

Tabla 2.4. Tabla universal para flexión simple.

ξ	μ	ω	
0	0,03	0,0308	D O M I N I O
0,0953	0,04	0,0414	
0,1078	0,05	0,052	
0,1194	0,06	0,0627	
0,1306	0,07	0,0735	
0,1413	0,08	0,0844	
0,1518	0,09	0,0953	
0,1623	0,1	0,1064	
0,1729	0,11	0,1177	
0,1836	0,12	0,1291	
0,1944	0,13	0,1407	
0,2054	0,14	0,1524	
0,2165	0,15	0,1643	
0,2277	0,16	0,1762	
0,2391	0,17	0,1884	
0,2507	0,18	0,2008	
0,2592	0,1872	0,2098	
0,2636	0,19	0,2134	D O M I N I O
0,2796	0,2	0,2263	
0,2958	0,21	0,2395	
0,3123	0,22	0,2529	
0,3292	0,23	0,2665	
0,3464	0,24	0,2804	
0,3639	0,25	0,2946	
0,3818	0,26	0,3091	
0,4001	0,27	0,3239	
0,4189	0,28	0,3391	
0,4381	0,29	0,3546	
0,45	0,2961	0,3643	
0,4577	0,3	0,3706	
0,478	0,31	0,3869	
0,4988	0,32	0,4038	
0,5202	0,33	0,4211	
0,5423	0,34	0,439	
0,5652	0,35	0,4576	
0,589	0,36	0,4768	
0,6137	0,37	0,4968	
0,6168	0,3712	0,4993	

Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya.15ª edición.

Tabla 2.5. Cuantías geométricas mínimas.

ELEMENTO	POSICIÓN	AH 215	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares		0.008	0.006	0.005	0.004
Losa		0.002	0.0018	0.0015	0.0014
Vigas		0.005	0.0033	0.0028	0.0023
Muros	Armadura horizontal	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	Armadura vertical	0.005	0.004	0.0032	0.0028

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87

Tabla 2.6. Valores límites.

f_y (kp/cm ²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
f_{yd}	1910	2090	3480	3650	4000	4350
ξ lim	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
μ lim	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
w lim	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87

Armadura transversal: Según la norma las ecuaciones para el cálculo de la armadura transversal en vigas son las siguientes:

Cortante mayorado: $V_d = 1.6 \cdot V$

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \rightarrow (\text{Kg/cm}^2)$$

Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

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

Cortante último por agotamiento, por compresión oblicua del hormigón.

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

$$\text{Si: } V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$$

V_d debe ser menor o igual que V_{ou} , y mayor que V_{cu} , caso contrario, se debe cambiar las dimensiones de la sección transversal.

Por lo tanto, la armadura transversal será: $V_{su} = V_d - V_{cu}$

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

Y la armadura mínima: $A_{smín} = 0.02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$

El área de armadura encontrada es para todas las piernas que tiene el estribo, por tal motivo, si se quiere encontrar el área para una sola pierna se debe dividir el área encontrada entre el número de piernas.

2.4.5.3. Columnas.

Las columnas de hormigón armado suelen tener como sollicitación principal las normales, aunque sus secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

La principal función de las columnas es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y esta al terreno de cimentación.

Para el caso del análisis de columnas en estructuras porticadas se debe tener en cuenta los siguientes datos de entrada:

Datos necesarios.

b, h = Son las dimensiones de la sección del pilar.

M_{yd} = Momentos flectores de cálculo en la dirección Y.

M_{xd} = Momentos flectores de cálculo en la dirección X.

N_d = Fuerza normal de cálculo.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

Cálculo de la longitud de pandeo: $l_0 = \alpha \cdot l$

Dónde:

α = Coeficiente de pandeo que puede obtenerse con el monograma para pórticos traslacionales.

l = Longitud real del elemento considerado.

Para el cálculo de la longitud de pandeo se empleará el nomograma para pórticos intraslacionales.

Comprobación de estructuras intraslacionales:

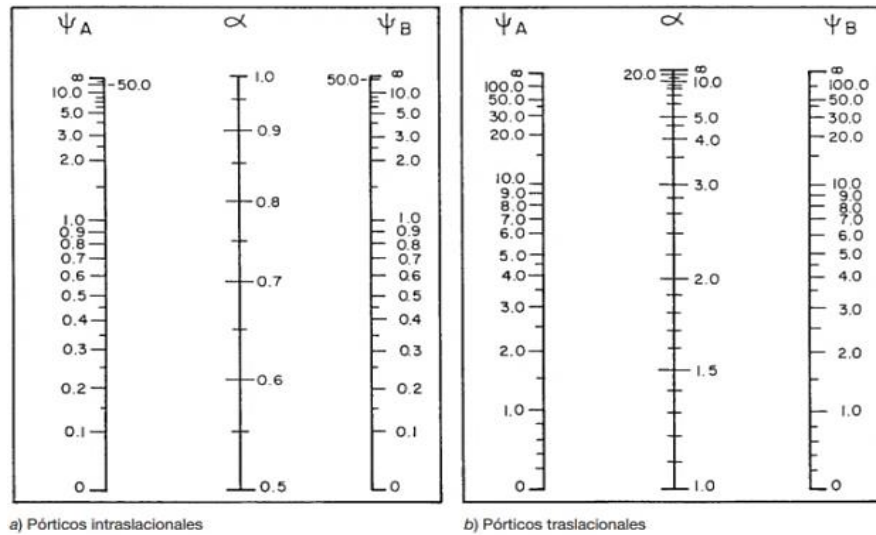
Pueden considerarse claramente intraslacionales, las estructuras porticadas provistas de muros o núcleos de contraviento, dispuestos en forma tal que absorban las fuerzas que provocan los desplazamientos horizontales de la estructura y que aseguren además la rigidez torsional de ésta, cumpliendo la condición:

$$h \sqrt{\frac{\Sigma N}{\Sigma EI}} \leq 0.6 ; \text{Si } N \geq 4 \qquad h \sqrt{\frac{\Sigma N}{\Sigma EI}} \leq 0.2 ; \text{Si } N < 4$$

Dónde:

- n = Número de plantas de la estructura
- h = Altura total de la estructura, desde la cara superior de cimientos
- ΣN = Suma de reacciones en cimientos, con la estructura totalmente cargada, en estado de servicio.
- ΣEI = Suma de rigideces a flexión, de los elementos de contraviento, en la dirección considerada, tomando para el cálculo de "I", la sección total no fisurada.

Figura 2.8. Nomograma para coeficiente de pandeo.



Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 15ª edición.

$$\psi_A = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{I} \text{ de todos los pilares que concurren en A}}{\sum \frac{E \cdot I}{I} \text{ de todas las vigas que concuren en A}}$$

De la misma manera se calcula ψ_B

Esbeltez geométrica:

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

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i} = \frac{\alpha_x \cdot l}{\sqrt{I_x}} \quad ; \quad \lambda_y = \frac{l_{oy}}{i} = \frac{\alpha_y \cdot l}{\sqrt{I_y}}$$

Determinación del f_{cd} y f_{yd} resistencia de cálculo del hormigón y del acero:

$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad ; \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Excentricidad de primer orden:

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} \quad e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d}$$

Excentricidad accidental: $e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2cm$

Excentricidad de segundo orden:

$$e_{fic} = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + 0.0035) * \frac{h + 20e_0}{h + 10e_0} * \frac{l_0^2}{50 * i}$$

Excentricidad final: $e_{(x,y) \max} = e_{o(x,y)} + e_a + e_{fic}$

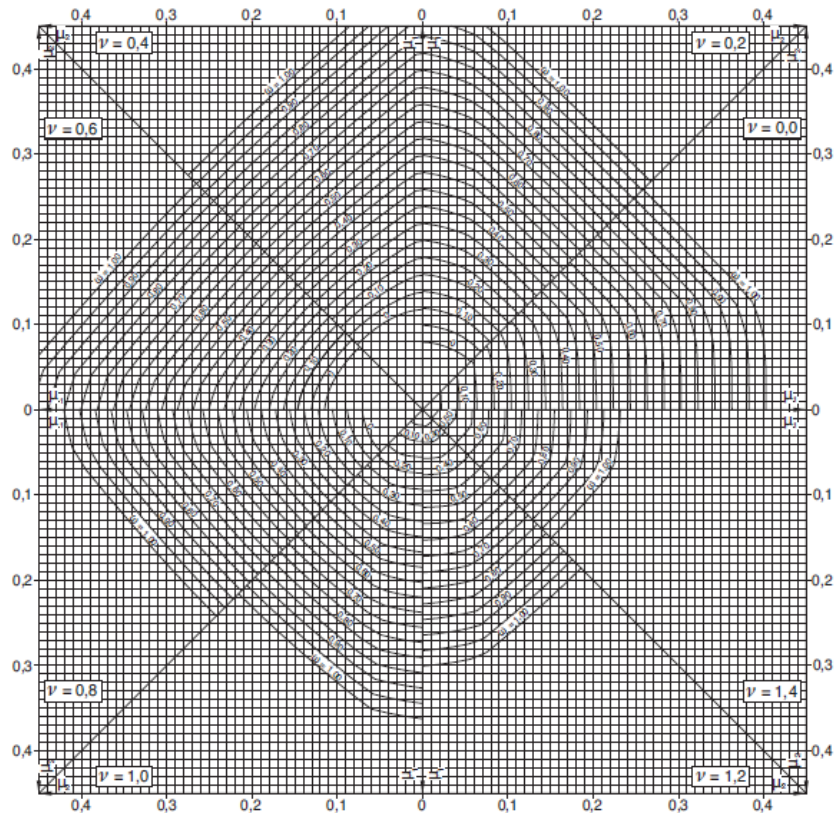
Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón: $U_c = f_{cd} * A_c$

Determinación de los valores reducidos:

$$v = \frac{N_d}{U_c}; \quad \mu_x = \frac{N_d * e_{Tx}}{U_c * h}; \quad \mu_y = \frac{N_d * e_{Ty}}{U_c * b}$$

El mayor de los momentos será μ_1 , y el menor μ_2 , para entrar a los ábacos para determinar la cuantía mecánica w .

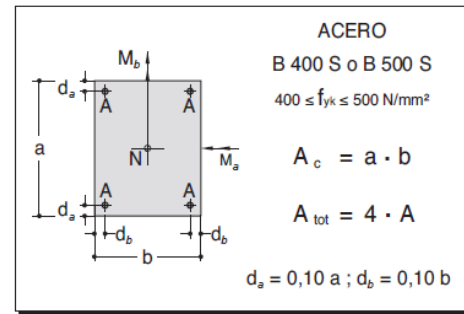
Figura 2.9. Ábaco en roseta para flexión esviada.



$$\mu_a = \frac{M_{a,d}}{A_c \cdot a \cdot f_{c,d}} \quad \mu_b = \frac{M_{b,d}}{A_c \cdot b \cdot f_{c,d}}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{c,d}} \quad \omega = \frac{A_{tot} \cdot f_{y,d}}{A_c \cdot f_{c,d}}$$

si $\mu_a > \mu_b \Rightarrow \mu_1 = \mu_a : \mu_2 = \mu_b$
 si $\mu_a < \mu_b \Rightarrow \mu_1 = \mu_b : \mu_2 = \mu_a$



Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 15ª edición.

Determinación de la armadura mínima ($A_{s\min}$):

$$A_{s\min} = 0.005 \cdot b \cdot h$$

$$A_s > A_{s\min}$$

Cálculo de la armadura transversal de la columna.

El diámetro del estribo será:

$$\Phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \rightarrow \frac{1}{4} * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal mas gruesa}} \\ \rightarrow 6 \text{ mm} \end{cases}$$

La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones:

$$s \leq \begin{cases} 0.85 * d \\ 30 \text{ cm} \\ \rightarrow 12 * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal mas delgada}} \end{cases}$$

2.4.6. Fundaciones.

2.4.6.1. Zapatas aisladas.

Para el diseño de las zapatas se obtendrá lo efectos máximos, las armaduras se distribuirán uniformemente en las dos direcciones paralelas a los lados de la base. Se seguirá los siguientes pasos para su cálculo y diseño:

- Dimensionamiento.
- Clasificación de la zapata.
- Cálculo del peso propio de la zapata.

- Cálculo de los esfuerzos en aristas de la zapata como se muestra a continuación:
 - Verificación al vuelco.
 - Verificación al deslizamiento.
 - Determinación de la armadura a flexión.
 - Verificación a la Adherencia.

Dimensionamiento:

Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

Momento en el eje x (M_x), Momento en el eje y (M_y), Cortante en el eje x (V_x), Cortante en el eje y (V_y), Carga vertical que llega a la zapata (N).

Para calcular el peso propio de la zapata, asumimos un valor igual al 5% del total de la carga N.

$$P \cdot P_{zapata} = 0.05 \cdot N$$

Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, encontramos el área mínima que deberá tener la misma.

$$A_{nec} = \frac{N}{\sigma_{adm}}$$

Escogemos un área mayor a la necesaria, y determinamos las dimensiones tentativas de a y b, estos deben ser valores en múltiplos de 5 por fines constructivos.

Para comprobar si las dimensiones cumplen, verificamos el punto más crítico.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A} \pm \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

Para que la zapata no trabaje a tracción, se recomienda que el $\sigma_{min} \geq 0$

Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con la siguiente fórmula.

$$d \geq \begin{cases} d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} \end{cases}$$

Dónde:

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{real}}$$

$$\gamma_f = 1.6 \quad f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

El σ_{real} puede ser el $\sigma_{m\acute{a}x}$ ó el σ_{adm} .

Asumimos recubrimiento de la zapata de 0.05 m.

Por lo tanto, la altura de la zapata será igual a $d + 0.05$ m.

La altura mínima que deberá tener una zapata es de 0.20 m.

Clasificación de zapatas: $V = \frac{(a - a_0)}{2}$

Donde:

a = Lado de la base mayor de la zapata

a₀ = Lado de la columna.

h = Canto total de la zapata

Para saber si es una zapata rígida o flexible se determina si:

$V \leq 2 \cdot h$ se trata de una zapata rígida

$V \geq 2 \cdot h$ se trata de una zapata flexible

Cálculo del peso propio de la zapata: $Vol = a \cdot b \cdot h$

Calculando el peso propio con su peso específico

$$\gamma_{H^2A^2} = 25KN/m^3 \quad PP = \gamma_{H^2A^2} \cdot Vol$$

Entonces el nuevo peso total será:

$$N'' = N + PP$$

Verificación en tensiones admisibles:

$$M'x = Mx - Vx \cdot h$$

$$M'y = My - Vy \cdot h$$

Cálculo de los esfuerzos en aristas de la zapata como se muestra a continuación:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{N''}{a * b} - \frac{6 * M'_x}{a * b^2} - \frac{6 * M'_y}{a^2 * b} \\ \sigma_2 &= \frac{N''}{a * b} - \frac{6 * M'_x}{a * b^2} + \frac{6 * M'_y}{a^2 * b} \\ \sigma_3 &= \frac{N''}{a * b} + \frac{6 * M'_x}{a * b^2} - \frac{6 * M'_y}{a^2 * b} \\ \sigma_4 &= \frac{N''}{a * b} + \frac{6 * M'_x}{a * b^2} + \frac{6 * M'_y}{a^2 * b}\end{aligned}$$

Verificación al vuelco:

En el eje x
$$\gamma_{V_a} = \frac{(N+P.P)*a}{2*M_y} > 1.5$$

En el eje y
$$\gamma_{V_b} = \frac{(N+P.P)*b}{2*M_x} > 1.5$$

Verificación al deslizamiento:

Para suelos cohesivos:

c= Coeficiente de cohesión=0.60 kg/cm²= 0.06MPa

Cd= Valor de cálculo de la cohesión =0.5*c

γ_2 =Coeficiente de seguridad

Lado x:
$$\frac{A+C_d}{V_x} \geq \gamma_2 = 1.5$$

Lado y:
$$\frac{A+C_d}{V_y} \geq \gamma_2 = 1.5$$

Determinación de la armadura a flexión:

Dirección X
$$l_a = \frac{b-b_0}{2} + 0.15 * b_0$$

Dirección Y
$$l_a = \frac{a-a_0}{2} + 0.15 * a_0$$

Esfuerzos de Diseño: Se determinan los esfuerzos de diseño; cortante y momento en cada dirección de la zapata, a una distancia del 15% de la dimensión de la columna, tomando en cuenta el diagrama con mayores solicitaciones.

- **Esfuerzos en X**

$$X = \frac{a - a_0}{2} + 0,15 * a_0$$

$$\sigma_x = \sigma_{\min} + \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{a} * (a - X)$$

Momento: $M_x = \sigma_x * \frac{X^2}{2} + (\sigma_{\max} - \sigma_x) * \frac{X^2}{3}$

Cortante: $V_x = \frac{(\sigma_{\max} + \sigma_x)}{2} * X$

$$V_{dx} = 1.6 * V_x * b_w$$

- **Esfuerzos en Y**

$$Y = \frac{b - b_0}{2} + 0,15 * b_0$$

$$\sigma_y = \sigma_{\min} + \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{b} * (b - Y)$$

Momento: $M_y = \sigma_y * \frac{Y^2}{2} + (\sigma_{\max} - \sigma_y) * \frac{Y^2}{3}$

$$M_{dy} = 1.6 * M_y * b_w$$

Cortante: $V_y = \frac{(\sigma_{\max} + \sigma_y)}{2} * Y$

$$V_{dy} = 1.6 * V_y * b_w$$

Diseño a Flexión en X

Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$

Si: $\mu_d < \mu_{\lim}$ no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: (W_s) de la tabla universal para flexión simple o compuesta.

Determinación de la armadura: (A_s)

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Determinación de la armadura mínima: ($A_{s \min}$) $w_{\min}=0,0015$

$$A_{s \min} = w_{\min} * b_w * d$$

$$A_s < A_{s \min}$$

Determinación separación de las barras dentro de la pieza.

$$s = \frac{b_w - (N^{\circ} \text{ de barras } \Phi_{16}) * \phi_{long} - 2 * r_g}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

Verificación a la Adherencia:

- **En Dirección X**

$$\tau_x = \frac{V_d}{0,9 * d * n * \pi * \theta} \leq \tau_{bd} = k * \sqrt[3]{f_c d^2}$$

$$\text{Donde: } \tau_{bd} > \tau_x$$

- **En dirección Y**

$$\tau_y = \frac{V_d}{0,9 * d * n * \pi * \theta} \leq \tau_{bd} = k * \sqrt[3]{f_c d^2}$$

$$\text{Donde: } \tau_{bd} > \tau_y$$

2.5. Estrategia para la ejecución del proyecto

2.5.1. Especificaciones técnicas.

Estas definen la calidad de obra, en el pliego de especificaciones deberá detallarse las características de los materiales a emplearse, los ensayos a los que deben someterse, el proceso de ejecución previsto; las normas para la elaboración de las distintas partes de obra, así como las precauciones que deban adoptarse durante la construcción.

Las especificaciones técnicas deben contener los siguientes puntos:

- Definición.
- Materiales, herramientas y equipo.
- Forma de ejecución.
- Medición.
- Forma de pago.

2.5.2. Precios Unitarios.

Los precios unitarios son necesarios para poder estimar el presupuesto de una obra, están conformados por la adición de los siguientes rubros

- a) Costo de materiales.
- b) Costo de mano de obra.
- c) Desgaste de herramientas y/o reposición de equipos.
- d) Gastos generales.
- e) Utilidad.

Donde la suma de a) y b) forman el costo directo, la suma de c) y d) representan el costo indirecto, la suma de ambas costo directo e indirecto integran el costo o precio neto al que adicionado la utilidad totaliza el precio total del ítem.

Tomado en cuenta como beneficios sociales el 60% 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 el 10% y como utilidad el 10%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 13 % y un valor de IT del 3,09 %.

A modo de referencia, la planilla de precios unitarios podrá tener la siguiente forma:

Figura 2.10. Planilla de precios unitarios.

DATOS GENERALES					
	Proyecto:				
	Actividad:				
	Cantidad:				
	Unidad:				
	Moneda:				
1.- MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
TOTAL MATERIALES					0,00
2.- MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
SUBTOTAL MANO DE OBRA					
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 1718%)					
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE: SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES)					
TOTAL MANO DE OBRA					0,00
3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)					
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
GASTOS GENERALES = % DE 1+2+3					
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
5.- UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
UTILIDAD = % 1+2+3+4					
TOTAL UTILIDAD					
6.- IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
IMPUESTOS II = % DE 1+2+3+4+5 (3,09%)				3,09%	
TOTAL IMPUESTOS					
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con dos (2) decimales)					

Fuente: Elaboración propia

2.5.3. Cómputos métricos.

En los cómputos métricos se anota la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, especificando las características

correspondientes como ser: unidades, número de veces, largo, ancho y alto para poder efectuar una correcta valoración.

La planilla de cómputo métrico podrá tener la siguiente forma:

Figura 2.11. Planilla de cálculos métricos.

PLANILLA DE CÁLCULOS MÉTRICOS										
ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	N° de veces	LARGO [m]	ANCHO [m]	ALTO [m]	AREA [m ²]	VOLUMEN [m ³]	PARCIAL	TOTAL
1	PROV. Y COLOC. DE LETRERO DE OBRA									
TOTAL										
ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	N° de veces	LARGO [m]	ANCHO [m]	ALTO [m]	AREA [m ²]	VOLUMEN [m ³]	PARCIAL	TOTAL
2	INSTALACIÓN DE FAENAS									
TOTAL										
ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	N° de veces	LARGO [m]	ANCHO [m]	ALTO [m]	AREA [m ²]	VOLUMEN [m ³]	PARCIAL	TOTAL
3	LIMPIEZA Y DESBROCE									
TOTAL										
ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	N° de veces	LARGO [m]	ANCHO [m]	ALTO [m]	AREA [m ²]	VOLUMEN [m ³]	PARCIAL	TOTAL
4	TRAZADO Y REPLANTEO									
TOTAL										

Fuente: Elaboración propia

2.5.4. Presupuesto.

Es el valor total estimativo del costo que tendrá una construcción al ser terminada, la exactitud de este dependerá del desglose de los elementos que constituyen la construcción, de los cuales algunos son de fácil estimación mientras que otros están sujetos al criterio del calculista.

Figura 2.12. Planilla de presupuesto.

N°	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	PARCIAL
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					

Fuente: Elaboración propia

2.5.5. Planeamiento y cronograma.

En la planeación de un proyecto se determina el curso de acción que debe seguirse para garantizar que se cumplan las etapas de dicho proyecto, de tal manera que se satisfaga los objetivos de calidad, costo, tiempo y rendimiento técnico.

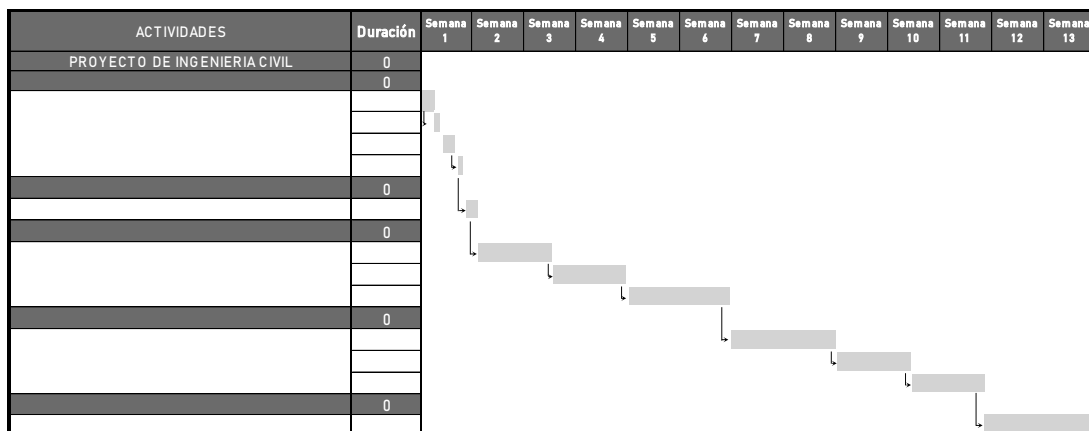
La planificación al igual que la programación de una obra se realiza antes de comenzar el proyecto y son herramientas importantes para poder controlar el avance correcto del mismo.

El cronograma de una obra civil es un gráfico en el que se establecen las actividades a realizar estableciendo sus fechas de inicio y final, así como también holguras de las actividades.

2.5.5.1. Diagrama de GANTT o Diagrama de Barras.

Es una representación gráfica de la información relacionada con la programación el cual muestra las actividades en forma de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra.

Figura 2.13. Diagrama de Gantt



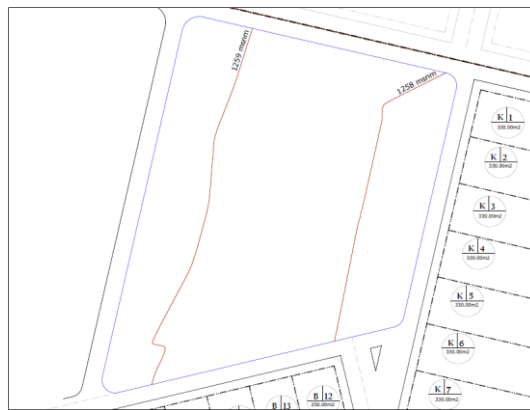
Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO III: INGENIERÍA DEL PROYECTO.

3.1. Levantamiento Topográfico.

La información del levantamiento topográfico fue brindada por la alcaldía municipal de Entre Ríos, el área total del terreno donde se emplazará la nueva edificación es de 4775,38 m² y la nueva construcción tendrá una superficie total construida de 1855.39 m², el terreno presenta un desnivel mínimo y será nivelado al momento de realizar la construcción. (*Ver Anexo A-1*).

Figura: 3.1. Topografía del terreno.



Fuente: Elaboración propia.

3.2. Análisis del Ensayo de Suelos.

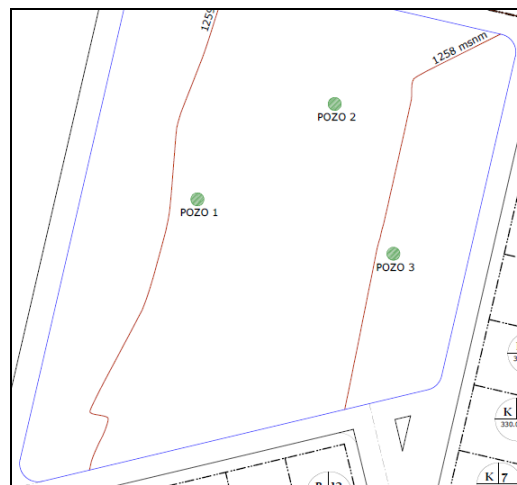
Se realizó el análisis del estudio de suelos llevado a cabo en la zona de emplazamiento de la obra, se inspeccionó el lugar para así poder efectuar los pozos para la realización de toma de muestras. Tomando en cuenta la ubicación de la construcción en el plano, se vio por conveniente la ejecución de tres pozos, dicha excavación se realizó de forma manual. Se realizó el estudio de S.P.T. a diferentes alturas en cada pozo.

Se ejecutó el estudio de SPT a alturas de 2 y 3 metros de profundidad donde el número de golpes estuvo en un rango entre 22 y 37 veces, una vez realizado el trabajo de campo se procedió al trabajo de laboratorio y se efectuó la granulometría, donde se

puede observar que el suelo es limo-arcilloso a la profundidad de 2 metros y arcilloso a la profundidad de 3 metros, también se observó el contenido de humedad in situ máxima es de 5,57 %. Así también se determinó que la carga admisible del suelo a una profundidad de 2 metros es de 0.192 Mpa (*Ver Anexo A-2*).

Por cuestiones de seguridad, tomando en cuenta que el estudio de suelos podría haber sido insuficiente y exista la posibilidad de una variación en la resistencia del terreno, se utilizará un factor de seguridad del 15%, obteniendo así una carga admisible última del suelo de 0.163 MPa.

Figura 3.2. Ubicación de los pozos.



Fuente: Elaboración propia.

3.3. Análisis, cálculo y diseño estructural.

3.3.1. Análisis de cargas y pre dimensionamiento.

El análisis de cargas y pre dimensionamiento se muestra a detalle en el *Anexo A-3* del presente proyecto.

3.3.2. Análisis de la estructura porticada.

3.3.2.1. Resistencias usadas para el análisis.

La estructura será analizada usando un hormigón H-25, acero de AH-500, ambos con control normal según la Norma Boliviana CBH- 87.

$f_{ck} = 25$ MPa Resistencia característica del hormigón.

$f_{yk} = 500$ MPa Resistencia característica del acero.

Coefficientes de mayoración y minoración:

$$\gamma_s = 1.15 \qquad \gamma_c = 1.50 \qquad \gamma_m = 1.60$$

3.3.2.2. Verificación de los elementos de la estructura porticada.

Se realizó la comprobación de los siguientes elementos estructurales:

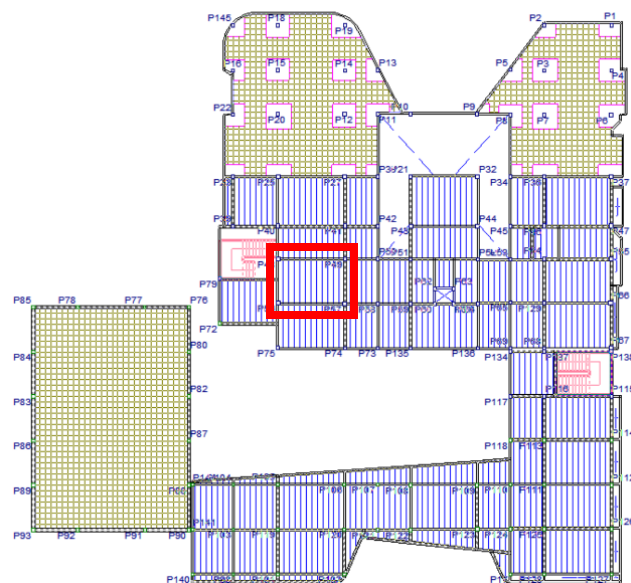
- Verificación de la losa alivianada.
- Verificación de una viga.
- Verificación de una columna.
- Verificación de una zapata.

3.3.3. Cálculo y diseño estructural.

3.3.3.1. Diseño de la losa alivianada

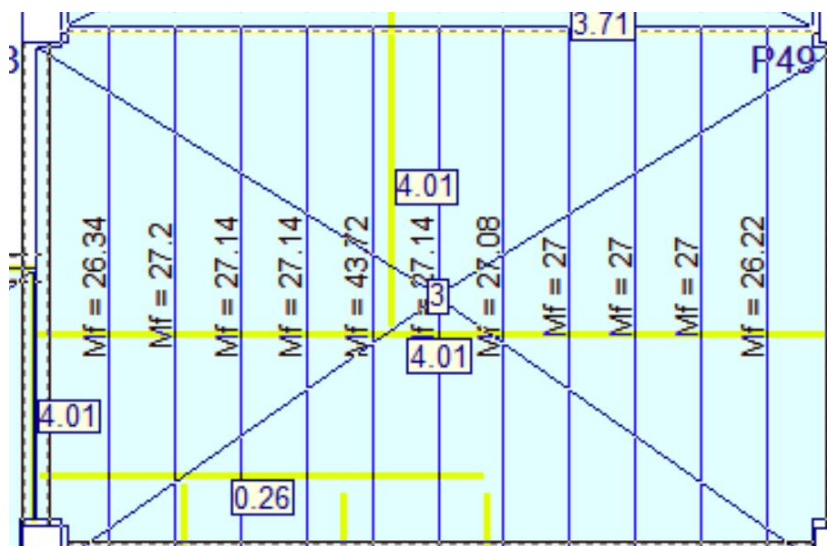
La verificación se lo realizará en aquella losa correspondiente a las columnas: P56, P57, P74 y B75, (la marcada con rojo en la figura).

Figura 3.3. Vista en planta de la disposición de viguetas.



Fuente: CYPECAD.

Figura 3.4. Vista en planta de la losa de viguetas más solicitada.

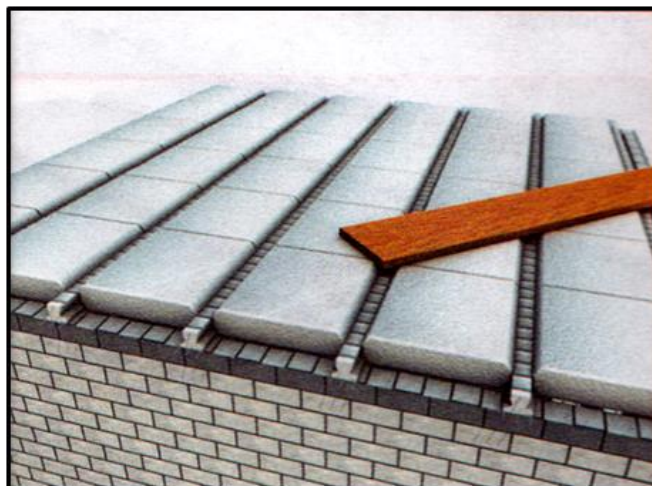


Fuente: CYPECAD.

La losa alivianada o forjado unidireccional está formada por:

- Viguetas pretensadas.
- Complemento aligerante de plastoformo.
- Losa superior de hormigón.

Figura 3.5. Losa alivianada.



Fuente: Elaboración propia.

3.3.3.1.1. Dimensionamiento y diseño de losas alivianadas.

Altura de la losa:

El peralte "H" de losas alivianadas armadas en una dirección, en casos de tener sobrecargas normales, del orden de 3 – 3.5 MPa, pueden dimensionarse tomando en cuenta la luz máxima de las losas. En el caso de luces entre 4 y 5.50 m, se puede usar losas con un H = 25 cm, altura que toma en cuenta 5 cm de la losa superior y la altura del plastroformo. La altura, en estas condiciones, permite que la losa sea rígida y estable.

Figura 3.6. Dimensiones de losa de viguetas pretensadas.

Forjados de viguetas

Placas aligeradas

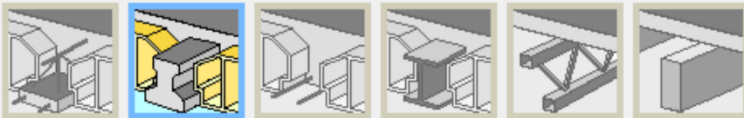
Losas mixtas

Forjados reticulares

Losas macizas

Losas apoyadas en el terreno

Pendiente de definir



Forjado seleccionado:
 + - ↶ ↷ 📄 🖨️ 📁

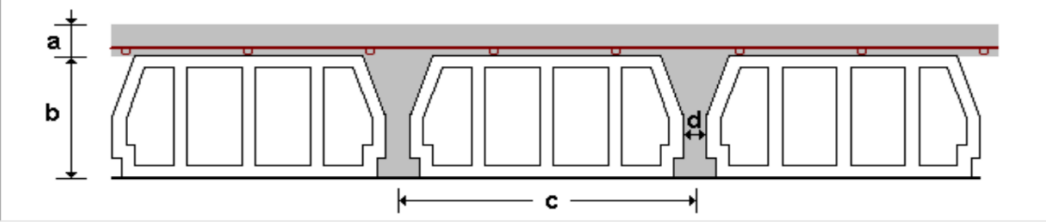
Entrada en la viga cm

Tipo de vigueta general

Dirección de las viguetas:
 Paralelas a una viga

Geometría

Espesor capa compresión (a) <input type="text" value="5"/> cm	Ancho del nervio (d) <input type="text" value="10"/> cm
Canto de bovedilla (b) <input type="text" value="20.0"/> cm	Ancho longitudinal <input type="text" value="100"/> cm
Intereje (c) <input type="text" value="50"/> cm	Incremento del ancho del nervio <input type="text" value="0.0"/> cm



Datos para cálculo

Volumen de hormigón m³/m²

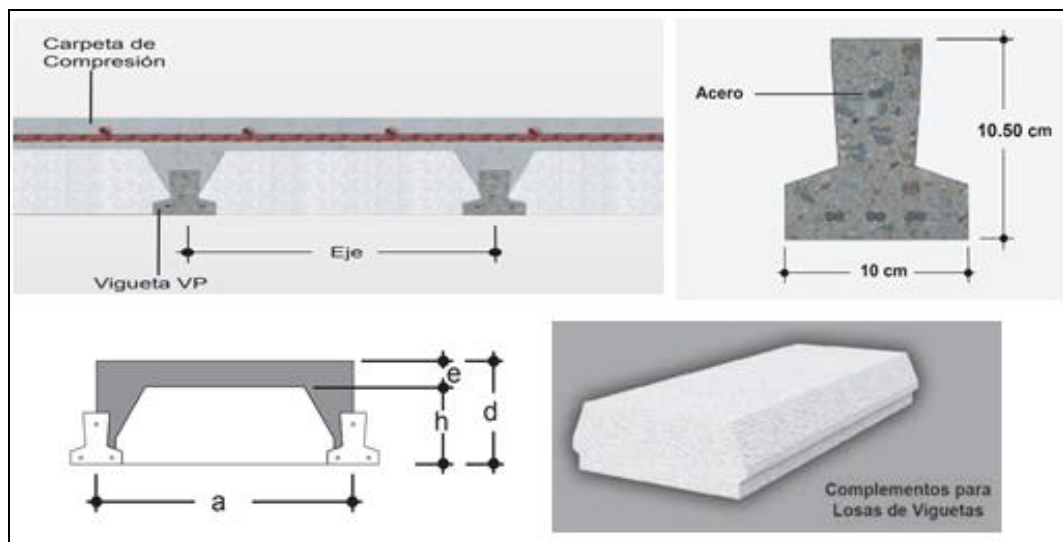
Tipo de bovedilla Peso superficial: 2.53 kN/m²

Comprobación de flecha Rigidez fisurada % rigidez bruta

Fuente: CYPECAD.

- **Disposición de viguetas:** De acuerdo con la ficha técnica de viguetas PRETENSA, una distancia entre viguetas que permite buena capacidad resistente de las losas es $D = 50\text{cm}$.
- **Complemento plastoformo:** Para el presente diseño se utilizará los complementos de plastoformo PRETENSA.

Figura 3.7. Dimensionamiento de losa alivianada.



Fuente: Catálogo PRETENSA.

- **Análisis de la losa:** La losa a ser calculada es un forjado aligerado, de viguetas pretensadas con bovedilla de plastoformo (U16).

Datos:

$$a = 25 \text{ cm mitad del ancho del complemento}$$

$$h = 20 \text{ cm canto de la bovedilla}$$

La losa de análisis corresponde a la losa 3 del segundo piso con 11 viguetas.

Solución:

3.3.3.1.2. Altura de carpeta de compresión:

$$h_0 = 3\text{cm} \geq \frac{1}{6} a \quad .h_0 \geq \frac{1}{6} 25 = 4.166$$

Se asume una carpeta de compresión de 5 cm:

$$5\text{cm} \geq 4.166\text{cm} \geq 3\text{cm} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Comprobación de la flecha:

Tabla 3.1. Valores de la relación canto/luz para los cuales no es necesario comprobar la flecha

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
Tramos simplemente apoyados	1/24	1/20	1/18	1/14
Vanos extremos de tramos continuos	1/28	1/24	1/20	1/18
Vanos internos de tramos continuos	1/32	1/28	1/24	1/20
Voladizos	1/16	1/14	1/12	1/10

Caso 1: forjados que no han de soportar tabiques ni muros.

Caso 2: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de yeso.

Caso 3: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cal.

Caso 4: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cemento.

Fuente: Norma Bolivia del Hormigón CBH-87. Tabla N° 9.9.10.4.3. b

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{20}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{20} \quad \frac{H}{L} = \frac{0.25}{4.00} \quad \frac{1}{20} = 0.05$$

$$0.0625 \geq 0.05 \quad \text{OK CUMPLE}$$

Armadura de reparto:

Tabla 3.2. Área de la sección de armadura de reparto.

Espesor de la losa de hormigón h_o , en cm	Área de la sección de armadura de reparto A_s , en cm^2/m , con acero del tipo			
	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
≤ 4	1,00	0,52	0,44	0,37
6	1,50	0,79	0,66	0,55
8	2,00	1,05	0,88	0,73
10	2,50	1,31	1,10	0,90

Fuente: Norma Bolivia del Hormigón CBH-87. Tabla N° 9.9.10.4.3. a

Para: $h_o = 5\text{cm}$ $A_s = 0.55 \text{ cm}^2/\text{m}$

Refuerzo con las dimensiones mínimas de malla:

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (0.6\text{cm})^2 \cdot 4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$1.13 \text{ cm}^2 > 0.55 \text{ cm}^2$$

$$\phi 6c / 25cm$$

Armadura transversal de reparto:

$$A_s \geq \frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}}$$

$$\frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} = \frac{50 \cdot 5cm}{434.783MPa} = 0.575cm^2 / m$$

$$\frac{200}{f_{yd}} = \frac{200}{434.783MPa} = 0.459cm^2 / m$$

$$A_s = 0.575 cm^2/m$$

Refuerzo:

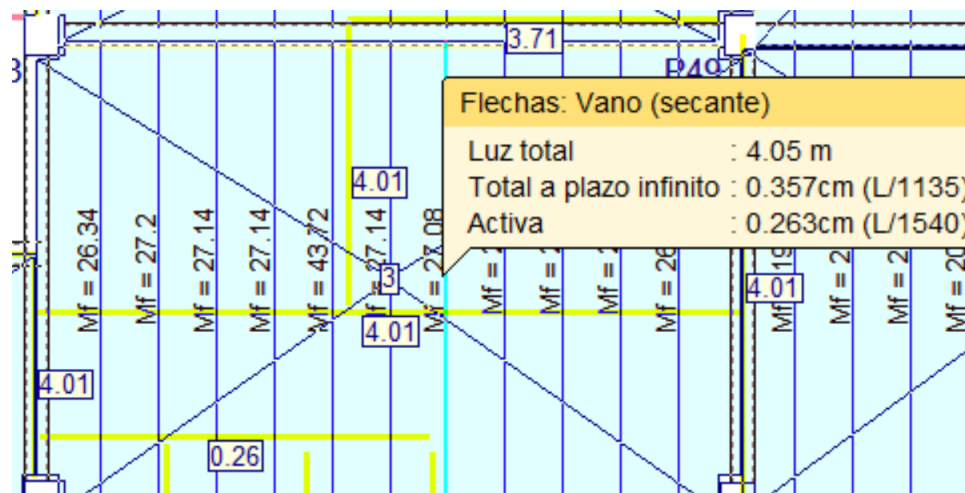
$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (0.6cm)^2 \cdot 4 = 1.13cm^2$$

$$1.13cm^2 > 0.575cm^2$$

$$\phi 6c / 25cm$$

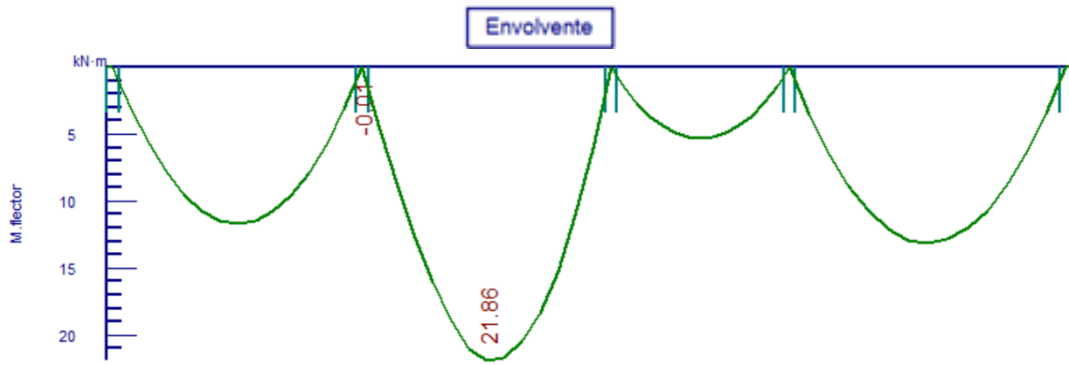
3.3.3.1.3. Verificación del momento último resistente de la vigaeta.

Figura 3.8. Vista en planta de la vigaeta más solicitada en la losa



Fuente: CYPECAD.

Figura 3.9. Diagrama de Envolvente de Momentos en la losa más solicitada.

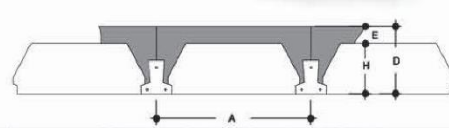


Fuente: CYPECAD.

De la figura 3.9 podemos obtener el dato del máximo momento solicitado que es de 2186 kg*m. El mismo debe ser comparado con el momento admisible de la vigueta, dato disponible en el catálogo de Pretensa:

Figura 3.10. Momentos flectores admisibles para complementos de EPS.

Momentos flectores admisibles para complementos de EPS
Losas Aliviadas PRETENSA



EJE ENTRE VIGUETAS (A) cm	TIPO DE EPS	ESPESESORES			PESO PROPIO kg/m2	COMPONENTES DE LA LOSA			VOLUMEN HORMIGON m3/m2	TIPOS DE VIGUETAS SEGUN PRODUCCION ESTANDAR MOMENTOS ADMISIBLES							
		H cm	E cm	D cm		VIGUETAS ml/m2	EPS piezas/m2			Tipo 1 km/m	Tipo 2 km/m	Tipo 3 km/m	Tipo 4 km/m	Tipo 5 km/m	Tipo 6 km/m	Tipo 7 km/m	Tipo 8 km/m
40	PB 10/100/34	10	5	15	176	2.50	2.50	0.057	639	927	1,032	1,286	1,532	1,853	1,986	2,446	
50	PB 10/100/44				166	2.00	2.00	0.056	512	743	827	1,031	1,229	1,487	1,594	1,965	
60	PB 10/100/54				158	1.67	1.67	0.055	427	620	690	860	1,026	1,241	1,332	1,642	
40	PB 12/100/34	12	5	17	196	2.50	2.50	0.065	749	1,081	1,201	1,505	1,789	2,158	2,313	2,858	
50	PB 12/100/44				181	2.00	2.00	0.062	600	866	962	1,206	1,435	1,731	1,855	2,295	
60	PB 12/100/54				171	1.67	1.67	0.060	500	722	803	1,007	1,197	1,445	1,549	1,917	
40	PB 15/100/34	15	5	20	210	2.50	2.50	0.071	914	1,311	1,455	1,835	2,175	2,617	2,802	3,478	
50	PB 15/100/44				193	2.00	2.00	0.067	732	1,050	1,165	1,470	1,743	1,949	2,247	2,790	
60	PB 15/100/54				181	1.67	1.67	0.064	610	875	972	1,226	1,454	1,751	1,875	2,330	
40	PB 17/100/34	17	5	22	230	2.50	2.50	0.079	1,025	1,464	1,624	2,054	2,431	2,922	3,128	3,890	
50	PB 17/100/44				208	2.00	2.00	0.073	820	1,173	1,300	1,646	1,948	2,343	2,508	3,121	
60	PB 17/100/54				194	1.67	1.67	0.069	684	978	1,085	1,373	1,626	1,955	2,093	2,605	
40	PB 20/100/34	20	5	25	263	2.50	2.50	0.093	1,190	1,694	1,876	2,384	2,817	3,391	3,517	4,369	
50	PB 20/100/44				235	2.00	2.00	0.084	952	1,357	1,503	1,909	2,257	2,709	2,899	3,616	
60	PB 20/100/54				221	1.67	1.67	0.079	763	1,078	1,185	1,522	1,788	2,186	2,333	2,888	
40	PB 22/100/34	22	5	27	289	2.50	2.50	0.103	1,300	1,848	2,047	2,603	3,074	3,687	3,943	4,922	
50	PB 22/100/44				256	2.00	2.00	0.093	1,041	1,479	1,639	2,085	2,462	2,954	3,160	3,946	
60	PB 22/100/54				234	1.67	1.67	0.086	867	1,233	1,366	1,739	2,054	2,464	2,636	3,293	
40	PB 25/100/34	25	5	30	306	2.50	2.50	0.111	1,465	2,078	2,300	2,933	3,459	4,145	4,432	5,541	
50	PB 25/100/44				270	2.00	2.00	0.098	1,173	1,663	1,842	2,349	2,771	3,321	3,551	4,442	
60	PB 25/100/54				246	1.67	1.67	0.090	978	1,387	1,536	1,958	2,311	2,770	2,962	3,706	

Fuente: Catálogo PRETENSA.

Finalmente, tendremos que:

$$M_{solicitada} < M_{admisible}$$

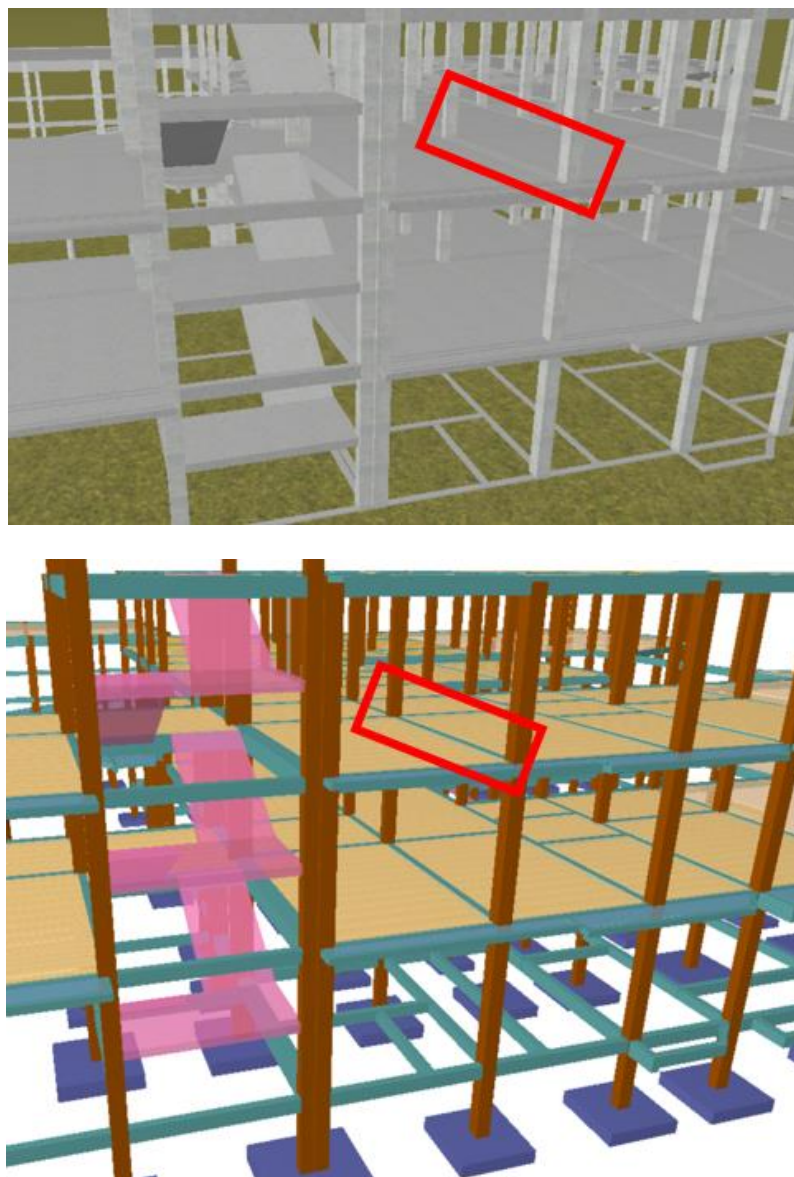
$$2186 \text{ Kg} \cdot \text{m}/\text{m} < 2709 \text{ Kg} \cdot \text{m}/\text{m} \quad \text{¡Cumple!}$$

3.3.3.2. Verificación del diseño estructural de la viga.

Para la comprobación se eligió la Viga N° 4055, ubicada entre la columna P129 y la columna P66, por ser uno de los elementos más solicitados.

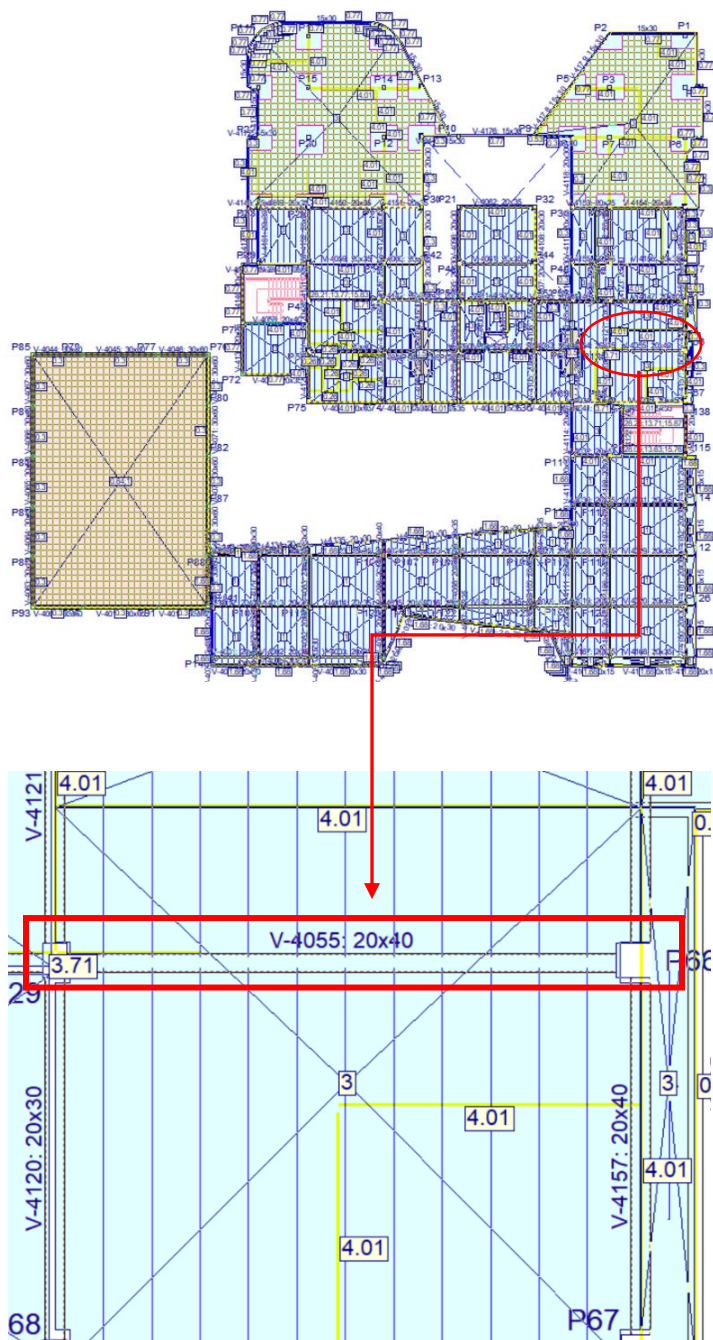
Estos elementos estructurales se encuentran en el primer piso, del Pórtico N°17, como se lo puede observar en la siguiente figura.

Figura 3.11. Ubicación de la Viga N° 4055



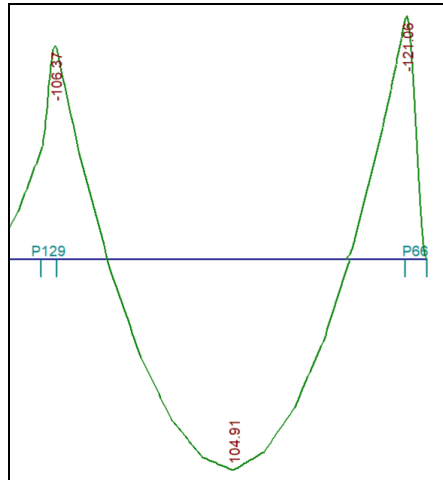
Fuente: CYPECAD.

Figura 3.12. Ubicación de la Viga N° 4055 (Vista en planta).



Fuente: CYPECAD.

Figura 3.13. Momentos Actuantes en la Viga N° 4055



Fuente: CYPECAD.

a) Comprobación de la armadura longitudinal positiva, con los siguientes datos:

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\gamma_m = 1.60$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$M_d = 104.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b_w = 0.20 \text{ m}$$

$$r_g = 0.025 \text{ m} \Rightarrow$$

$$r_m = r_{\min} + \emptyset_{\text{transv}} + \frac{\emptyset_{\text{princi}}}{2}$$

$$d = 0.359 \text{ m según el pre dimensionamiento}$$

$$r_m = 2.5 + 0.6 + \frac{2.0}{2}$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$r_m = 4.1 \text{ cm}$$

Dónde:

F_{ck} = Resistencia del hormigón a compresión.

F_{yk} = Límite elástico característico del acero.

M_d = Momento mayorado de cálculo.

h = Canto total de la sección rectangular ($d + r_m$).

b_w = Ancho.

r_g = Recubrimiento geométrico.

r_m = Recubrimiento mecánico.

d = Altura útil.

γ_c = Coeficiente de minoración para el hormigón.

γ_s = Coeficiente de minoración para el acero .

γ_f = Coeficiente de mayoración de las acciones.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

f_{yd} = Resistencia de cálculo de un acero.

Determinación del momento reducido de cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} \quad \mu_d = \frac{104.91 * 1000^2}{200 * 359^2 * 16.667}$$

$$\mu_d = 0.2442 \text{ DOMINIO "3"}$$

Entonces:

$\mu_{lim} = 0.2961$ valor obtenido en función al tipo de acero 500 MPA¹

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: (W_s) de la tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con: $\mu_d = 0,2442$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s = 0.2864$

- **Determinación de la armadura: (A_s)**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 0.2864 * 20 * 35.9 * \frac{16.667}{434.782}$$

$$A_s = 7.882 \text{ cm}^2$$

- **Determinación de la armadura mínima: (A_s) $w_{min} = 0,0028^2$**

$$A_{s \min} = w_{\min} * b_w * d \quad A_{s \min} = 0.0028 * 20 * 35.9$$

$$A_{s \min} = 2.010 \text{ cm}^2$$

¹ Verse: "Hormigón Armado". P. Jiménez Montoya. Tabla 15.3. Valores Límite.15ª Edición. Pág. 220.

² Verse: "Norma Boliviana del Hormigón" CBH-87. Tabla 8.1.7.3. Página 67.

Como: $A_s > A_{s \text{ min}}$

Se escogerá el área $A_s = 7.882 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\emptyset = 20 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 20} = 3.141 \text{ cm}^2$ entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \emptyset 20}} \quad N^\circ \text{ de barras} = \frac{7.882}{3.141}$$

$N^\circ \text{ de barras} = 2.51$ barras entonces 2 Barras

$$A_{s_T} = N^\circ \text{ barras} * A_{s \emptyset 20} + N^\circ \text{ barras} * A_{s \emptyset 16}$$

$$A_{s_{\emptyset T}} = 2 * 3.141 + 1 * 2.011 \quad A_{s_{\emptyset T}} = 8.294 \text{ cm}^2$$

Dónde: $8.294 \text{ cm}^2 > 7.882 \text{ cm}^2$ Cumple!!!

- **Determinación separación de las barras dentro de la pieza.**

Adoptando un diámetro de 6 mm.

$$S = \frac{b_w - 2 * \theta_{\text{est}} - N^\circ \text{barras} * \theta_{\text{long}} - 2 * r_g}{N^\circ \text{barras} - 1}$$

$$s = \frac{20 - 2 * 0.6 - 2 * 2 - 1 * 1.6 - 2 * 2.5}{4 - 1}$$

$$s = 4.10 \text{ cm}$$

Se usará: 2 Φ 20 + 1 Φ 16, con separaciones entre barras de 4.10 cm

- b) Comprobación de la armadura longitudinal negativa en columna P129.**

$M_d = 106.37 \text{ kN}\cdot\text{m}$

- **Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} \quad \mu_d = \frac{106.37 * 1000^2}{200 * 359^2 * 16.667}$$

$$\mu_d = 0.2476$$

$\mu_{lim} = 0.2961$ valor obtenido en función al tipo de acero 500 MPA

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: (W_s) del cuadro 13.3 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con: $\mu_d = 0.2476$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s = 0.2911$

- **Determinación de la armadura: (A_s)**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 0.2911 * 20 * 35.9 * \frac{16.667}{434.783}$$

$$A_s = 8.015 \text{ cm}^2$$

- **Determinación de la armadura mínima: (A_s) $w_{min}=0,0028$**

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * d \quad A_{s \text{ min}} = 0.0028 * 20 * 35.9$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.010 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \text{ min}}$

Se escogerá el área $A_s = 8.015 \text{ cm}^2$

Para determinar el numero de barras se considerará el siguiente diametro: con una armadura de refuerzo de $\emptyset = 20 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 20} = 3.141 \text{ cm}^2$ entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \emptyset 20}} \quad N^\circ \text{ de barras} = \frac{10.990}{3.141}$$

$N^\circ \text{ de barras} = 2.55$ barras entonces 2 Barras

$$A_{s_T} = N^\circ \text{ barras} * A_{s \emptyset 20} + N^\circ \text{ barras} * A_{s \emptyset 16}$$

$$A_{s_T} = 2 * 3.14 + 1 * 2.011 \quad A_{s_T} = 12.566 \text{ cm}^2$$

Dónde: $8.294 \text{ cm}^2 > 8.015 \text{ cm}^2$ Cumple!!!

- **Determinación separación de las barras dentro de la pieza.**

Adoptando un diámetro de 6 mm.

$$s = \frac{b_w - (N^{\circ} \text{ de barras}_{long} \Phi_{20}) * \emptyset - * \emptyset - 2 * r_g - 2 * \theta_{est}}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{20 - 2 * 2 - 1 * 1.6 - 2 * 2.5 - 2 * 0.6}{4 - 1} = 4.1 \text{ cm}$$

Usar: 2Φ20 + 1Φ16 mm, con separaciones entre barras de 4.10 cm

c) **Comprobación de la armadura longitudinal negativa en la columna P66.**

Md=121.06 kN*m

• **Determinación del momento reducido de cálculo: (μd)**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} \quad \mu_d = \frac{121.06 * 1000^2}{200 * 359^2 * 16.667}$$

$$\mu_d = 0.2818$$

Entonces: μlim = 0.2961 valor obtenido en función al tipo de acero 500 MPA

Como: μd < μlim no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: (Ws) del cuadro 13.3 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con: μd = 0.2818 se obtiene una cuantía mecánica de Ws = 0.3419

• **Determinación de la armadura: (As)**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 0.3374 * 20 * 35.9 * \frac{16.667}{434.783}$$

$$A_s = 9.410 \text{ cm}^2$$

• **Determinación de la armadura mínima: (As) wmin=0,0028**

$$A_{s \text{ min}} = w_{\text{min}} * b_w * d \quad A_{s \text{ min}} = 0.0028 * 20 * 35.9$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.010 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \text{ min}}$

Se escogerá el área $A_s = 9.410 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\emptyset = 20 \text{ mm}$ con un área de $A_s \phi_{20} = 3.141 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = 2\phi 20 + 2\phi 16$$

$$A_s = 2 * 3.141 + 2 * 2.011$$

Con un área total de cálculo de: $A_T = 10.304 \text{ cm}^2$

Dónde: $10.304 \text{ cm}^2 > 9.410 \text{ cm}^2$ Cumple!!!!

- **Determinación separación de las barras dentro de la pieza.**

Adoptando un diámetro de 6 mm.

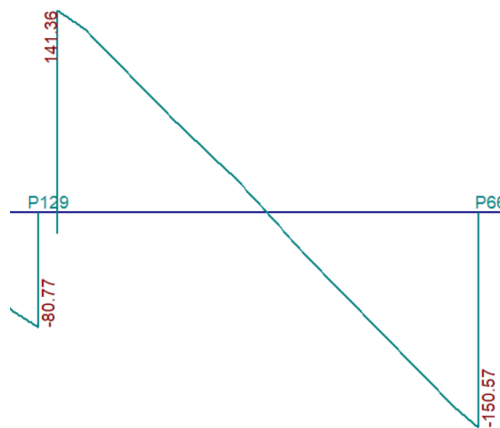
$$s = \frac{b_w - (\text{N}^\circ \text{ de barras}_{long} \phi_{20}) * \emptyset - 2 * r_g - 2 * \theta_{est}}{\text{N}^\circ \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{25 - 2 * 2 - 2 * 1.6 - 2 * 2.5 - 2 * 0.6}{4 - 1} = 2.2 \text{ cm}$$

Usar: $2\phi 20 + 2\phi 16 \text{ mm}$, con separaciones entre barras de 2.2 cm

- d) **Cálculo de la armadura transversal en los extremos de la Viga 4055:**

Figura 3.14. Esfuerzo cortante en la viga N° 4055.



Fuente: CYPECAD.

- **Cálculo de la armadura transversal en el extremo de la Viga 4055 al lado de la columna P129.**

$$V_d = 141.36 \text{ kN} \qquad f_{cd} = 16.667 \text{ MPa}$$

$$V_{d_{0.45d}} = 133.06 \text{ kN}$$

$$h = 0.40 \text{ m} \qquad f_{yd} = 420 \text{ MPa}$$

$$b_w = 0.20 \text{ m} \qquad \gamma_c = 1.5 ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_f = 1.6$$

$$r_g = 0.025 \text{ cm} \qquad d = 0.359 \text{ m}$$

El cortante mayorado (cortante de cálculo) será:

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} \qquad f_{vd} = 0,5 * \sqrt{16.667} \qquad f_{vd} = 0.646 \text{ MPa}$$

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$$

$$V_{cu} = 0.646 * 0.20 * 0.359 \qquad V_{cu} = 46.347 \text{ kN}$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad \text{No cumple}$$

133.057 kN \leq 46.347 kN (¡no cumple!) Necesita armadura transversal

Como: $V_d > V_{cu} = 133.057 \text{ kN} > 46.347 \text{ kN}$

Entonces: $V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$

$$V_{ou} = 0,30 * 16.67 * 0.20 * 0.359$$

$$V_{ou} = 359.07 \text{ kN}$$

Se tiene: $V_{cu} < V_d < V_{ou}$

$$46.347 \text{ kN} < 133.057 \text{ kN} < 359.07 \text{ kN}$$

Por lo tanto: $V_{su} = V_d - V_{cu} = 133.057 \text{ kN} - 46.347 \text{ kN} = 86.710 \text{ kN}$

$$t = 100 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} \qquad A_{st} = \frac{86.710 \text{ kN} * 100 \text{ cm}}{0,90 * 35.9 \text{ cm} * 420 \text{ MPa}}$$

$$A_{st} = 6.390 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo de la armadura mínima**

$$A_{st \text{ min}} = 0,02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{st \text{ min}} = 0,02 * 20 \text{ cm} * 100 \text{ cm} * \frac{16.667 \text{ MPa}}{420.00 \text{ MPa}}$$

$$A_{st \text{ min}} = 1.587 \text{ cm}^2$$

Se asume el mayor: $A_{st} = 6.390 \text{ cm}^2/\text{m}$

El diámetro del estribo será:

$$\Phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

$$6 \text{ mm} > \frac{1}{4} * 16 \text{ mm} = 4 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

Se asumirá un $\Phi 8 \text{ mm}$

Se tiene un área $A=0.503 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_{st1}}{2 * A_{\Phi 8 \text{ mm}}} \quad N^{\circ} \text{barras} = \frac{8.914}{2 * 0.503}$$

$$N^{\circ} \text{barras} = 6.35 \approx 6.667 \text{ barras}$$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{barras} * A_{\Phi 8 \text{ mm}}$$

$$A_{st} = 6.667 * 0.503 * 2 \quad A_{st} = 6.702 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria obtenemos:

$$e = 100/6.667 = 15 \text{ cm}$$

Entonces se usará cada 15 cm

Por lo tanto, se utilizará: $6.702 \text{ cm}^2 > 6.390 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$

Se utilizará: Para 170 cm $12 \Phi 8 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$

- **Cálculo de la armadura transversal en el extremo de la Viga 4055 al lado de la columna P66.**

$$V_d = 150.57 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 16.667 \text{ MPa}$$

$$V_{d_{0.45d}} = 142.267 \text{ kN}$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$f_{yd} = 420 \text{ MPa}$$

$$b_w = 0.20 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 1.5 ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_f = 1,6$$

$$r_g = 0.025 \text{ cm}$$

$$d = 0.359 \text{ m}$$

El cortante mayorado (cortante de cálculo) será:

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} \quad f_{vd} = 0,5 * \sqrt{16.667} \quad f_{vd} = 0.646 \text{ MPa}$$

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$$

$$V_{cu} = 0.646 * 0.20 * 0.359 \quad V_{cu} = 46.347 \text{ kN}$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad \text{No cumple!}$$

142.267 kN \leq 46.347 kN (¡no cumple!) Necesita armadura transversal

Como: $V_d > V_{cu} = 142.267 \text{ kN} > 46.347 \text{ kN}$

Entonces: $V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$

$$V_{ou} = 0,30 * 16.67 * 0.20 * 0.359$$

$$V_{ou} = 359.07 \text{ kN}$$

Se tiene: $V_{cu} < V_d < V_{ou}$

$$46.347 \text{ kN} < 142.267 \text{ kN} < 359.07 \text{ kN}$$

Por lo tanto: $V_{su} = V_d - V_{cu} = 142.267 \text{ kN} - 46.347 \text{ kN} = 95.920 \text{ kN}$

$$t = 100 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} \quad A_{st} = \frac{95.920 \text{ kN} * 100 \text{ cm}}{0,90 * 35.9 \text{ cm} * 420 \text{ MPa}}$$

$$A_{st} = 7.068 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo de la armadura mínima**

$$A_{st \text{ min}} = 0,02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{st \text{ min}} = 0,02 * 20 \text{ cm} * 100 \text{ cm} * \frac{16.667 \text{ MPa}}{420.00 \text{ MPa}}$$

$$A_{st \text{ min}} = 1.587 \text{ cm}^2$$

Se asume el mayor: $A_{st} = 7.068 \text{ cm}^2/\text{m}$

El diámetro del estribo será:

$$\Phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

$$6 \text{ mm} > \frac{1}{4} * 16 \text{ mm} = 4 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

Se asumirá un $\Phi 8 \text{ mm}$

Se tiene un área $A=0.503 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_{st1}}{2 * A \phi_{8\text{mm}}} \quad N^{\circ} \text{barras} = \frac{7.068}{2 * 0.503}$$

$$N^{\circ} \text{barras} = 7.03 \approx 10 \text{ barras}$$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{barras} * A_{\phi 8\text{mm}}$$

$$A_{st} = 10 * 0.503 * 2 \quad A_{st} = 10.053 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria obtenemos:

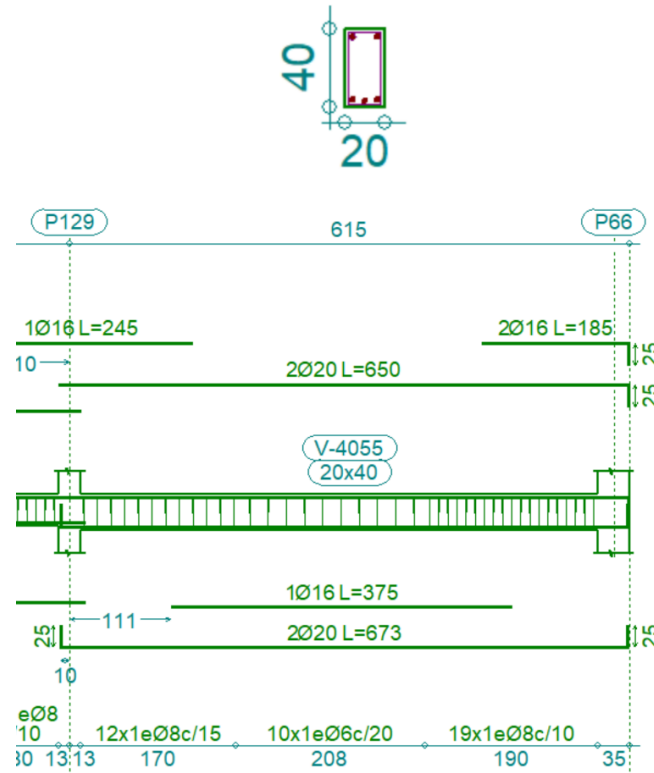
$$e = 100/10 = 10 \text{ cm}$$

Entonces se usará cada 10 cm

Por lo tanto, se utilizará: $10.053 \text{ cm}^2 > 7.068 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$

Se utilizará: Para 190 cm $19 \Phi 8\text{mm c}/10$

Figura 3.15. Disposición de armadura en la viga N° 4055.



Fuente: CYPECAD.

Figura. 3.16. Áreas solicitadas en la viga N° 4055

Áreas			
Amadura longitudinal (cm ²)			
Superior			
	Izquierda	Centro	Derecha
A. nec.	11.42		12.07
A. real	12.57		12.57
Posición	0.35		6.00
Inferior			
	Izquierda	Centro	Derecha
A. nec.	2.80	11.21	2.80
A. real	6.28	12.57	6.28
Posición	1.35	3.14	4.96
Amadura transversal vertical (cm ² /m) (Área Total de Estribos y Ramas / p.m.)			
Intervalo	Área Cálculo	Área Real	
[0.35-2.25]	10.05	10.05	
[2.25-4.00]	2.17	2.83	
[4.00-6.00]	10.05	10.05	

Fuente: CYPECAD.

➤ **Comentarios y conclusiones de los resultados:**

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la viga, son muy similares a los del programa CYPECAD (*Ver Tabla 3.4*). Por otro lado, los resultados constructivos son prácticamente iguales en ambos casos (*Ver Tabla 3.3*).

Tabla 3.3. Comparación del armado constructivo realizado de forma manual y en Cypecad v.2017 respecto a la viga N° 4055

	Armatura Negativa Izquierda (cm ²)	Armatura Positiva (cm ²)	Armatura Negativa Derecha (cm ²)	Armatura cortante Izquierdo (cm ²)	Armatura cortante Derecho (cm ²)
CYPECAD	8.29	8.29	10.30	6.70	10.05
MANUAL	8.29	8.29	10.30	6.70	10.05
% DE VARIACION	0%	0%	0%	0%	0%

Fuente. Elaboración propia

Tabla 3.4. Comparación del cálculo de armadura manual y en Cypecad v.2017 respecto a la viga N° 4055

	Armatura negativa izquierda cm ²	Armatura positiva cm ²	Armatura negativa derecha cm ²	Armatura cortante izquierda cm ²	Armatura cortante derecha cm ²
CYPECAD	8.04	7.90	9.54	6.7	7.18
MANUAL	8.015	7.882	9.410	6.392	7.068
% DE VARIACION	-0.31%	-0.23%	-1.36%	-2.54%	-1.58%

Fuente. Elaboración propia.

3.3.3.3. Verificación del diseño estructural de la columna.

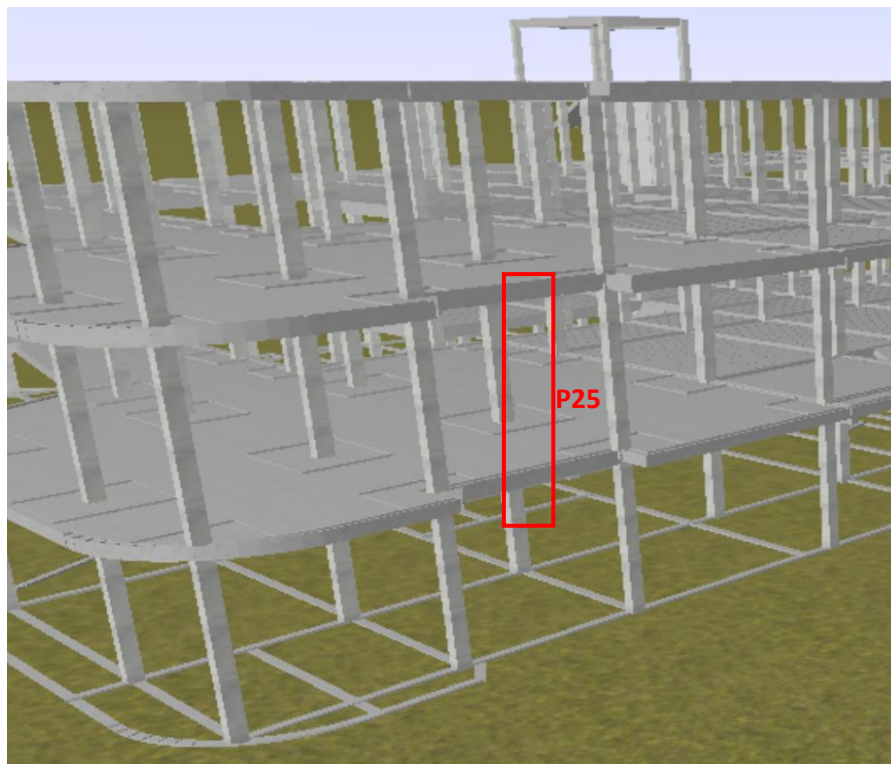
Los datos serán obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos pésimos (mayorados), correspondientes a la combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones, de la planta baja de la estructura. A continuación, se muestra la verificación del diseño de la columna P25, teniéndose los siguientes datos generales:

Esfuerzo normal de cálculo	$N_d = 1096.54 \text{ kN}$
Momento de cálculo en dirección x	$M_{dx} = 5.90 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento de cálculo en dirección y	$M_{dy} = 21.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Resistencia característica de H°A°	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Resistencia característica de acero	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Recubrimiento geométrico	$r_g = 0.025 \text{ cm}$
Reducción de la resistencia de los materiales:	

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25 \text{ MPa}}{1,5} * 0.90 \quad f_{cd} = 15 \text{ MPa}$$

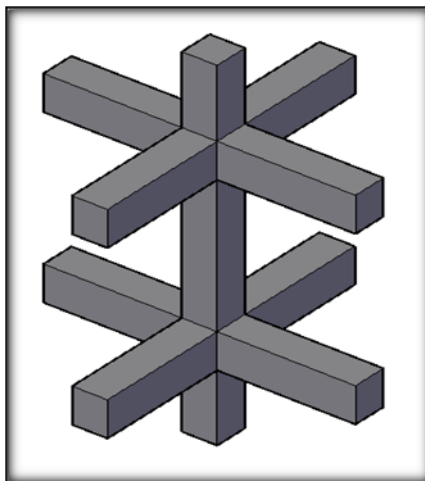
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} \quad f_{yd} = 434.783 \text{ Mpa}$$

Figura 3.17. Ubicación del pilar más solicitado en la estructura.



Fuente: Elaboración propia, obtenida de CYPECAD.

Figura 3.18. Esquema del pilar



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.5. Características geométricas de las secciones que concurren en la columna.

Elemento	Longitud	b	h	Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)
	(cm)	(cm)	(cm)		
Columna P25-1	350	35	35	125052.083	125052.083
Columna P25-2	350	35	35	125052.083	125052.083
Columna P25-3	200	35	35	125052.083	125052.083
Viga 1265 (C1)	443	20	35	71458.333	23333.33
Viga 1266 (C1)	560	20	35	71458.333	23333.33
Viga 3171 (C1)	598	20	35	71458.333	23333.33
Viga 3170 (C3)	405	20	35	71458.333	23333.33
Viga 3139 (C3)	460	20	35	71458.333	23333.33

Fuente. Elaboración propia

3.3.3.3.1. Determinación del coeficiente de pandeo: ψ_A

Figura 3.19. Vista frontal de los elementos concurrentes en el pilar.

VISTA FRONTAL			
EJE X		EJE Y	
	C2		C2
V1	V2	V3	V4
	C1		C1
V5	V6	V7	V8
	C3		C3

Fuente. Elaboración propia.

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{vx1}}{l_{v1}} + \frac{I_{vx2}}{l_{v2}} + \frac{I_{vy3}}{l_{v3}} + \frac{I_{vy4}}{l_{v4}}}$$

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{125052.083}{350} + \frac{125052.083}{350}}{\frac{106666.67}{600} + \frac{106666.67}{403} + \frac{26666.67}{460}}$$

$$\psi_{AX} = 2.061$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx3}}{l_{c3}}}{\frac{I_{vx5}}{l_{v5}} + \frac{I_{vx6}}{l_{v6}} + \frac{I_{vy7}}{l_{v7}} + \frac{I_{vy8}}{l_{v8}}}$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{125052.083}{350} + \frac{125052.083}{200}}{\frac{26666.67}{600} + \frac{26666.67}{403} + \frac{106666.67}{460}}$$

$$\psi_{BX} = 3.899$$

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{cy1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cy2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{vy1}}{l_{v1}} + \frac{I_{vy2}}{l_{v2}} + \frac{I_{vx3}}{l_{v3}} + \frac{I_{vx4}}{l_{v4}}}$$

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{125052.083}{350} + \frac{125052.083}{350}}{\frac{26666.67}{443} + \frac{26666.67}{560}}$$

$$\psi_{Ay} = 7.575$$

$$\psi_{By} = \frac{\frac{I_{cy1}}{I_{c1}} + \frac{I_{cy3}}{I_{c3}}}{\frac{I_{vy5}}{I_{v5}} + \frac{I_{vy6}}{I_{v6}} + \frac{I_{vx7}}{I_{v7}} + \frac{I_{vx8}}{I_{v8}}}$$

$$\psi_{By} = \frac{\frac{125052.083}{350} + \frac{125052.083}{200}}{\frac{106666.67}{443} + \frac{106666.67}{560}}$$

$$\psi_{By} = 3.400$$

Comprobación de estructuras intraslacionales:

Pueden considerarse claramente intraslacionales, las estructuras porticadas provistas de muros o núcleos de contraviento, dispuestos en forma tal que absorban las fuerzas que provocan los desplazamientos horizontales de la estructura y que aseguren además la rigidez torsional de ésta, cumpliendo la condición:

$$h \sqrt{\frac{\Sigma N}{\Sigma EI}} \leq 0.6 ; \text{Si } n \geq 4 \qquad h \sqrt{\frac{\Sigma N}{\Sigma EI}} \leq 0.2 ; \text{Si } n < 4$$

Dónde:

n = número de plantas de la estructura.

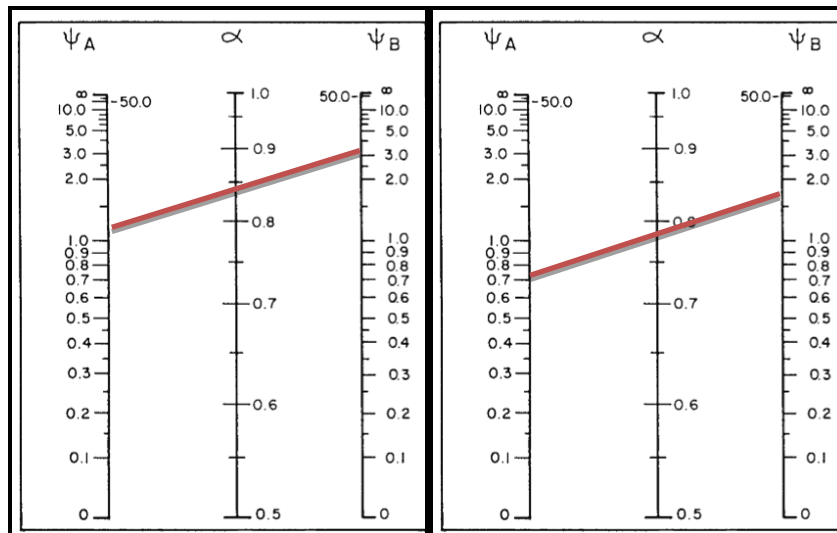
h = altura total de la estructura.

ΣN = suma de reacciones en cimientos, con la estructura totalmente cargada, en estado de servicio.

ΣEI = suma de rigideces a flexión, de los elementos de contraviento, en la dirección considerada, tomando para el cálculo de "I", la sección total no fisurada.

Ingresando al Nomograma de pórticos intraslacionales debido a que la estructura no cuenta con muros de carga más si cuenta solo con muros de tabiquería y se realizó la verificación correspondiente (*Ver anexo A-11*) donde: $0.559 \leq 0.6$ Cumple!!!

Figura 3.20. Nomograma para cálculo de pórticos intraslacionales



Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 15ª edición.

$$\alpha_x = \frac{0.64 + 1.4(\Psi_{AX} + \Psi_{BX}) + 3 * \Psi_{AX} * \Psi_{BX}}{1.28 + 2(\Psi_{AX} + \Psi_{BX}) + 3 * \Psi_{AX} * \Psi_{BX}} = 0.887$$

$$\alpha_y = \frac{0.64 + 1.4(\Psi_{AY} + \Psi_{BY}) + 3 * \Psi_{AY} * \Psi_{BY}}{1.28 + 2(\Psi_{AY} + \Psi_{BY}) + 3 * \Psi_{AY} * \Psi_{BY}} = 0.928$$

$$\alpha_x = 0.887$$

$$L_{ax} = L_{c1} * K_x$$

$$L_{ax} = 3.50 * 0.887$$

$$L_{ax} = 3.105 \text{ m}$$

$$\alpha_y = 0.928$$

$$L_{ay} = L_{c1} * K_y$$

$$L_{ay} = 3.50 * 0.928$$

$$L_{ay} = 3.248 \text{ m}$$

3.3.3.3.2. Determinación de la esbeltez mecánica de la columna:

$$\lambda_x = \frac{kx+1}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}}$$

$$\lambda_y = \frac{ky+1}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}}$$

$$\lambda_x = \frac{3.105 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0.00125052}{0.1225}}} \quad \lambda_y = \frac{3.248 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0.00125052}{0.1225}}}$$

$$\lambda_x = 30.727 \quad \lambda_y = 32.151$$

Como: $\lambda_x = 30.727$ y $\lambda_y = 32.151$ están en el siguiente intervalo ($\lambda < 35$). Se trata de una columna corta ya que la esbeltez es menor a 35; por lo tanto; no se necesita realizar una verificación de pandeo.

- **Excentricidad de primer orden:**

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} \quad e_{ox} = \frac{21.93 \cdot 100}{1096.54} \quad e_{ox} = 2.00 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} \quad e_{oy} = \frac{5.9 \cdot 100}{1096.54} \quad e_{oy} = 0.538 \text{ cm}$$

- **Excentricidad accidental:**

$$e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2 \text{ cm} \quad e_a = \frac{h}{20} = \frac{35}{20} = 1.75 \text{ cm}$$

Por lo tanto: $e_a = 2 \text{ cm}$

- **Excentricidad final:**

$$e_{(x,y) \max} = e_{o(x,y)} + e_a$$

$$e_{(x) \max} = e_{ox} + e_a \quad e_{(x) \max} = 2.00 + 2.00$$

$$e_{(x) \max} = 4.00 \text{ cm}$$

$$e_{(y) \max} = e_{oy} + e_a \quad e_{(y) \max} = 0.538 + 2.00$$

$$e_{(y) \max} = 2.538 \text{ cm}$$

3.3.3.3.3. Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón:

$$U_c = f_{cd} * A_c \quad U_c = f_{cd} * b * h$$

$$U_c = 15 * 0.35 * 0.35$$

$$U_c = 1837.5 \text{ kN}$$

- **Determinación de los valores reducidos:**

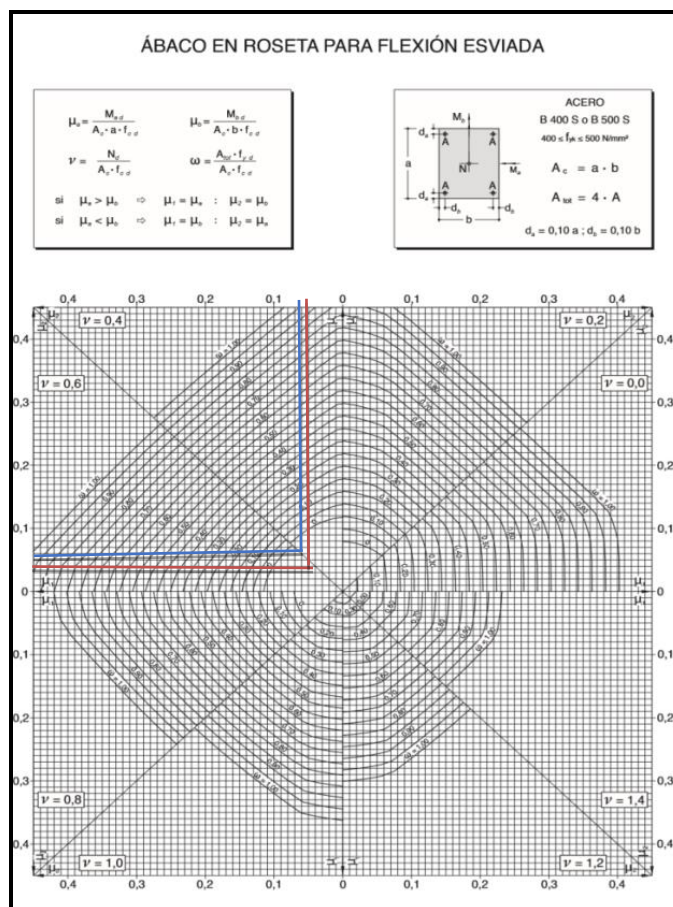
$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{1096.54}{1837.5} = 0.597$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{Tx}}{U_c * h} = \frac{1096.54 * 4}{1837.5 * 35} = 0.068$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{Ty}}{U_c * b} = \frac{1096.54 * 2.538}{1837.5 * 35} = 0.043$$

El mayor de los momentos será μ_1 , y el menor μ_2 , para entrar a los ábacos para determinar la cuantía mecánica $w:0.02$.

Figura 3.21. Ábaco en roseta para flexión esviada.



Fuente: Hormigón armado, Jimenez Montoya 15ª edición

Las cuantías obtenidas son las siguientes:

Para $v = 0.40$ $w = 0.1$

Para $v = 0.60$ $w = 0.15$

Interpolando entre estos valores resulta:

Para $v = 0.596$ $w = 0.145$

3.3.3.3.4. Calcular la capacidad mecánica de la armadura total.

$$U_{total} = w * U_c$$

$$U_{total} = 0.02 * 1837.5 = 36.75 \text{ KN}$$

Determinación de la armadura total (A_s):

$$A_{s \text{ total}} = \frac{w_s * b * h * f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s \text{ total}} = \frac{0.145 * 35 * 35 * 15}{434.783}$$

$$A_{s \text{ total}} = 6.182 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima ($A_{s \text{ mín}}$):

$$A_{s \text{ mín}} = 0.005 * b * h$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.005 * 35 * 35 = 6.125 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{mín}} > A_s$$

Se usará el diámetro mínimo recomendado por norma:

Se adopta un diámetro de $\Phi = 16$ mm que tiene un área $A = 2.01 \text{ cm}^2$ por barra

Las barras de $\Phi = 16$ mm ocupan un área de:

$$A_{\Phi 16} = 4 * 2.011$$

³ Verse: "Hormigón Armado". Pedro Jiménez Montoya. 15ª Edición. Página 201.

$$A_{\phi 16} = 8.044 \text{ cm}^2$$

Se utilizará **4 Φ 16** $8.044 \text{ cm}^2 > 6.182 \text{ cm}^2$.

Cálculo de la armadura transversal de la columna.

El diámetro del estribo será:

$$\Phi_{\text{Estribo}} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal mas gruesa}} \\ \rightarrow 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Según la primera opción: $\phi \geq 1/4 * 16 \text{ mm} = 4 \text{ mm}$

Según la segunda opción: $\phi \geq 6 \text{ mm}$

La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones:

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 0.85 * d \\ 30 \text{ cm} \\ \rightarrow 12 * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal mas delgada}} \end{array} \right.$$

Según la primera opción: $S \leq 26.95 \text{ cm}$

Según la segunda opción: $S \leq 30 \text{ cm}$

Según la tercera opción: $S \leq 12 * 1.6 \text{ cm} = 19.2 \text{ cm}$

} Se asume $S = 15 \text{ cm}$

Por lo tanto, la armadura del estribo será:

Φ 6mm c/15 cm

Comentarios y conclusiones de los resultados:

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la columna, son similares a los del programa CYPECAD (*Ver Tabla 3.6 y 3.7*), lo cual se debe al criterio del calculista de acuerdo a las separaciones máximas obtenidas en el cálculo, el mismo que dio como resultado lo siguiente:

Figura 3.22. Representación gráfica de los resultados obtenidos para la columna N° 25



Fuente: CYPECAD.

Tabla 3.6. Comparación del armado constructivo realizado de forma manual y en Cypecad v.2017 de pilar N° 25.

	Armadura Longitudinal (cm²)	Armadura Transversal (cm²)	Separación de estribos cm
CYPECAD	8.04	0,283	15
MANUAL	8.04	0,283	15
% DE VARIACION	0,00%	0,00%	0,00%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.7. Comparación del cálculo de armadura manual y en Cypecad v.2017 de pilar N° 25.

	Armadura longitudinal cm²	Armadura transversal cm²/m	Separación de estribos cm
CYPECAD	8.040	1.887	15.000
MANUAL	6.125	1.489	19.000
% VARIACION	-31.27%	-26.73%	21.05%

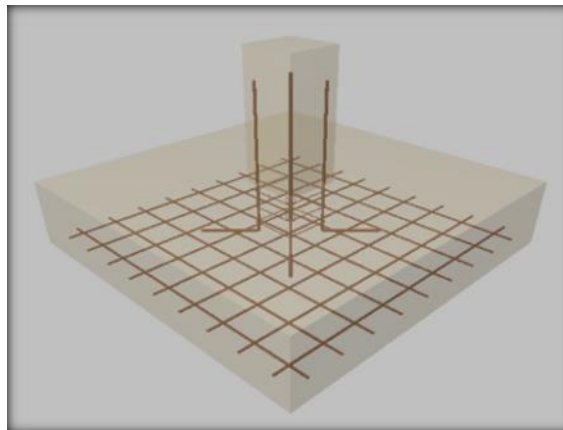
Fuente: Elaboración propia

3.3.3.4. Verificación de la zapata aislada.

Ésta se analiza en primer lugar, suponiendo que sus pilares están empotrados rígidamente en la cimentación. Luego se calcula la cimentación sometida a acciones opuestas a estas reacciones.

Esta forma de proceder presupone que el conjunto formado por la cimentación y el suelo es mucho más rígido que la estructura, de modo que sus pequeños desplazamientos elásticos no alteran apreciablemente los esfuerzos y reacciones de la misma que en general son de apoyo empotrado. Se realiza la comprobación de la zapata correspondiente a la columna P5, la misma es una zapata aislada con las características que se indica a continuación.

Figura 3.23. Representación gráfica de la zapara aislada.



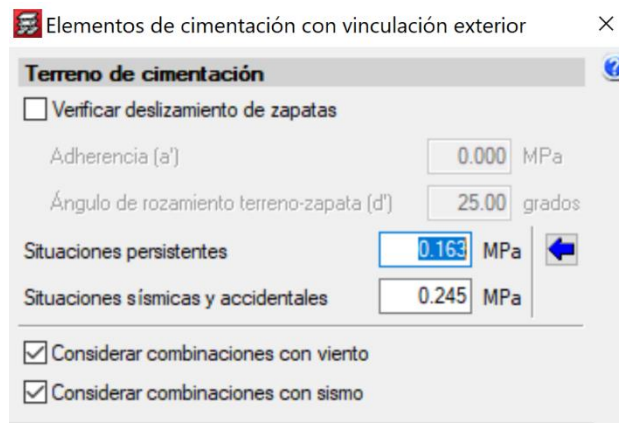
Fuente: Elaboración propia.

Se tienen los siguientes datos:

- $N = 768.8$ kN Carga Axial
- $M_x = 7.1$ kN*m Momento en dirección X
- $M_y = 24.6$ kN*m Momento en dirección Y
- $V_x = -7.23$ kN Cortante en dirección X
- $V_y = 11.18$ kN Cortante en dirección Y
- $F_{ck} = 25$ MPa Resistencia característica del Hormigón
- $F_{yk} = 500$ MPa Resistencia característica del acero

- $a_o = 35$ cm Dimensión de la base de la columna en X
- $b_o = 35$ cm Dimensión de la base de la columna en Y
- $\gamma = 25$ KN/m³ Peso específico del H²A °
- Recubrimiento geométrico = 5cm
- $\mu_{lim} = 0,2961$ Momento reducido mínimo para acero AH 500.
- $w_{s\ min} = 0,0015$ Cuantía geométrica mínima para losas con acero AH 500.
- $\sigma_{max} = 0.192$ MPa Capacidad portante del suelo de fundación
- $\sigma_{max} = 0.163$ MPa Capacidad portante del suelo de cálculo

Figura 3.24. Datos de la capacidad portante del terreno de fundación.



Fuente: CYPECAD.

Resistencias de cálculo del hormigón:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{25}{1.5} = 16.667 \text{ MPa}$$

Resistencias de cálculo del acero:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{500}{1.15} = 434.783 \text{ MPa.}$$

Resistencia a cortante del hormigón

$$f_{vd} = 0.5(f_{cd})^{1/2} \quad f_{vd} = 0.5(16.667)^{1/2}$$

$$f_{vd} = 0.646 \text{ MPa}$$

3.3.3.4.1. Dimensionamiento.

- **Dimensionamiento en planta**

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

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

$$\sigma_{adm} = \frac{1.05 * N}{a * b} \quad a = \left(\frac{1.05(768.8)}{163.2} \right)^{1/2}$$

$$a = \sqrt{4.946 \text{ m}^2} = 2.22 \text{ m}$$

Redondeando: $a = b = 2.40 \text{ m}$

Presión admisible del terreno

$$\sigma_4 = \sigma_{max} = \frac{N}{a * b} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b}$$

$$\sigma_4 = \sigma_{max} = \frac{768.8}{2.40 * 2.40} + \frac{6 * 7.1}{2.40 * 2.40} + \frac{6 * 24.6}{2.40^2 * 2.40}$$

$$\sigma_4 = 0.147 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} < \sigma_{adm} = 0.147 \text{ MPa} < 0.163 \text{ MPa} \quad \text{Cumple!!}$$

Para que la zapata no trabaje a tracción, se recomienda que $\sigma_{min} \geq 0$

$$\sigma_1 = \sigma_{min} = \frac{N}{a * b} - \frac{6 * M_x}{a * b^2} - \frac{6 * M_y}{a^2 * b}$$

$$\sigma_1 = \sigma_{min} = \frac{768.8}{2.40 * 2.40} - \frac{6 * 7.1}{2.40 * 2.40^2} - \frac{6 * 24.6}{2.40^2 * 2.40}$$

$$\sigma_4 = 0.119 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} > 0 \rightarrow 0.119 \text{ MPa} > 0 \quad \text{Cumple!!}$$

Cálculo del canto de la zapata:

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_t} \quad k = \frac{4 * 0.646}{1.6 * 0.163}$$

$$k = 9.888$$

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

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} d_1 = \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d_2 = \frac{2(a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2(b - b_0)}{4 + k} \end{array} \right.$$

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} d_1 = \sqrt{\frac{0.35+0.35}{4} + \frac{2.40+2.40}{2+9.888-1}} - \frac{0.35+0.35}{4} \\ d_2 = \frac{2(2.40 - 0.350)}{4 + 9.888} \\ d_3 = \frac{2(2.40 - 0.35)}{4 + 9.888} \end{array} \right.$$

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} d_1 = 40.58 \text{ cm} \\ d_2 = 29.52 \text{ cm} \\ d_2 = 29.52 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto, h será calculado de la siguiente manera:

$d = 40.53 \text{ cm}$, pero según la norma CBH-87 el canto mínimo es 25 cm

$r = 5 \text{ cm}$ $\theta = 16 \text{ mm}$

$$h = d + r + \frac{\theta}{2} \qquad h = 40.53 + 5 + \frac{1.6}{2}$$

$$h = 46.33 \text{ m} \text{ entonces } H = 45 \text{ cm}$$

Clasificación de la zapata

$$V = \frac{(a - a_0)}{2}$$

$$V = \frac{(2.40 - 0.35)}{2} \quad V = 1.025 \text{ m}$$

$$2 * h = 2 * 0.45 = 0.90 \text{ m}$$

Donde:

a = Lado de la base mayor de la zapata

a₀ = Lado de la columna

h = Canto total de la zapata

Para saber si es una zapata rígida o flexible se determina si:

$V \leq 2 * h$ se trata de una zapata rígida

$V \geq 2 * h$ se trata de una zapata flexible

102.5 cm \geq 90 cm, se trata de una zapata Flexible

- **Cálculo del peso propio de la zapata:**

$$Vol = a * b * h$$

$$Vol = 2.40 * 2.40 * 0.45 = 2.592 \text{ m}^3$$

Calculando el peso propio con su peso específico

$$\gamma_{H^2A^2} = 25 \text{ kN/m}^3 \quad PP = \gamma_{H^2A^2} * Vol$$

$$PP = 25 * 2.592 = 64.8 \text{ kN}$$

Entonces el nuevo peso total será:

$$N' = N + PP = 768.8 + 64.8 = 833.6 \text{ kN}$$

3.3.3.4.2. Verificación en tensiones admisibles:

$$M'x = Mx - Vx * h = 7.10 - (-7.23) * 0.45 = 10.354 \text{ kN} * m$$

$$M'y = My - Vy * h = 24.6 - (11.18) * 0.45 = 19.569 \text{ kN} * m$$

- Cálculo de los esfuerzos en aristas de la zapata como se muestra a continuación:

$$\sigma_1 = \frac{N''}{a * b} - \frac{6 * M'_x}{a * b^2} - \frac{6 * M'_y}{a^2 * b}$$

$$\sigma_2 = \frac{N''}{a * b} - \frac{6 * M'_x}{a * b^2} + \frac{6 * M'_y}{a^2 * b}$$

$$\sigma_3 = \frac{N''}{a * b} + \frac{6 * M'_x}{a * b^2} - \frac{6 * M'_y}{a^2 * b}$$

$$\sigma_4 = \frac{N''}{a * b} + \frac{6 * M'_x}{a * b^2} + \frac{6 * M'_y}{a^2 * b}$$

$$\sigma_1 = \frac{833.6}{2.40 * 2.40} - \frac{6 * 10.354}{2.40 * 2.40^2} - \frac{6 * 19.569}{2.40^2 * 2.40}$$

$$\sigma_2 = \frac{833.6}{2.40 * 2.40} - \frac{6 * 10.354}{2.40 * 2.40^2} + \frac{6 * 19.569}{2.40^2 * 2.40}$$

$$\sigma_3 = \frac{833.6}{2.40 * 2.40} + \frac{6 * 10.354}{2.40 * 2.40^2} - \frac{6 * 19.569}{2.40^2 * 2.40}$$

$$\sigma_4 = \frac{833.6}{2.40 * 2.40} + \frac{6 * 10.354}{2.40 * 2.40^2} + \frac{6 * 19.569}{2.40^2 * 2.40}$$

$$\sigma_{min} = \sigma_1 = 0.132 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 0.149 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 = 0.141 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} = \sigma_4 = 0.158 \text{ MPa}$$

Nota: Se puede observar que en la zapata no existe tracción y trabaja toda la sección a compresión.

- Verificación al vuelco

En el eje x
$$\gamma_{Va} = \frac{(N+P,P) * a}{2 * M_y} > 1.5$$

$$\frac{(833.6) * 2.40}{2 * 19.569} > 1.5$$

Por norma debe cumplir: $51.118 > 1.5$ **Cumple**

En el eje y
$$\gamma_{Vb} = \frac{(N+P,P) * b}{2 * M_x} > 1.5$$

$$\frac{(833.6) * 2.40}{2 * 10.354} > 1.5$$

Por norma debe cumplir: $96.617 > 1.5$ **Cumple**

- **Verificación al deslizamiento.**

Para suelos cohesivos:

c =Coeficiente de cohesión= $0.60\text{kg/cm}^2 = 0.06\text{ Mpa}$

C_d = Valor de cálculo de la cohesión = $0.5*c$

γ_2 = Coeficiente de seguridad

Lado x:

$$\frac{A * C_d}{V_x} \geq \gamma_2 = 1.5$$

$$23.90 \geq 1.5 \quad \text{¡¡¡Cumple!!!}$$

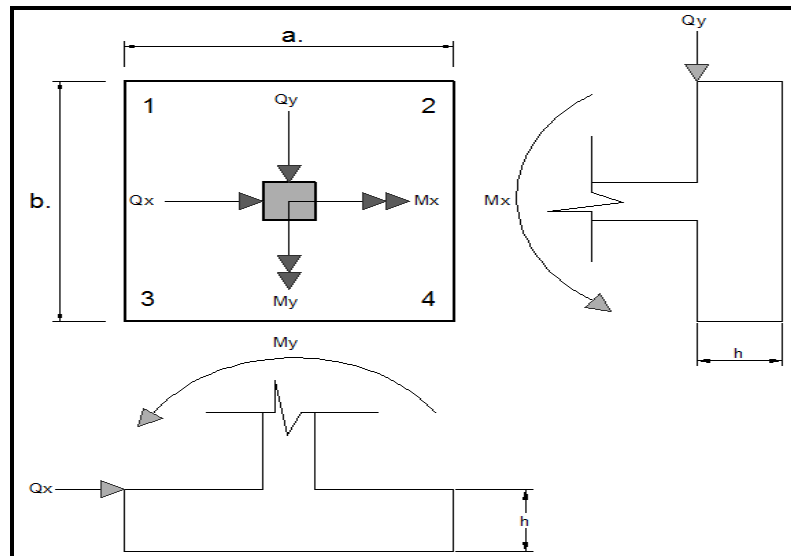
Lado y:

$$\frac{A * C_d}{V_y} \geq \gamma_2 = 1.5$$

$$15.46 \geq 1.5 \quad \text{¡¡¡Cumple!!!}$$

3.3.3.4.3. Determinación de la armadura a flexión.

Figura 3.25. Representación gráfica de los esfuerzos en zapatas aisladas.



Fuente: Elaboración Propia.

Dirección X
$$l_a = \frac{b-b_0}{2} + 0.15 * b_0 = 1.0775$$

Dirección Y
$$l_a = \frac{a-a_0}{2} + 0.15 * a_0 = 1.0775$$

- **Esfuerzos de Diseño:** Se determinan los esfuerzos de diseño; cortante y momento en cada dirección de la zapata, a una distancia del 15% de la dimensión de la columna, tomando en cuenta el diagrama con mayores solicitaciones.

- **Esfuerzos en X:**

$$X = \frac{a - a_0}{2} + 0,15 * a_0 = 1.0775 \text{ m}$$

$$\sigma_{min} = \sigma_1 = 0.132 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} = \sigma_4 = 0.158 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x = \sigma_{min} + \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{a} * (a - X) = 146.05 \text{ kN/m}^2$$

Momento:
$$M_x = \sigma_x * \frac{X^2}{2} + (\sigma_{max} - \sigma_x) * \frac{X^2}{3} = 84.826 \text{ kN} * \text{m/m}$$

$$M_{dx} = 1.6 * M_x * b_w = 325.73 \text{ kN} * \text{m}$$

Cortante:
$$V_x = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_x)}{2} * X = 163.649 \text{ kN/m}$$

$$V_{dx} = 1.6 * V_x * b_w = 628.413 \text{ kN}$$

- **Esfuerzos en Y:**

$$Y = \frac{a - a_0}{2} + 0,15 * a_0 = 1.0775 \text{ m}$$

$$\sigma_{min} = \sigma_2 = 0.141 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} = \sigma_3 = 0.149 \text{ MPa}$$

$$\sigma_Y = \sigma_{min} + \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{a} * (a - Y) = 145.131 \text{ kN/m}^2$$

Momento:
$$M_Y = \sigma_Y * \frac{Y^2}{2} + (\sigma_{max} - \sigma_Y) * \frac{Y^2}{3} = 84.263 \text{ kN} * \text{m/m}$$

$$MdY = 1.6 * MY * bw = 323.568 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\text{Cortante: } VY = \frac{(\sigma_{\max} + \sigma_Y)}{2} * Y = 158.313 \text{ kN/m}$$

$$VdY = 1.6 * VY * bw = 607.922 \text{ kN}$$

3.3.3.4.4. Diseño a Flexión en X

$$Mdx = 325.73 \text{ kN} * \text{m}$$

- **Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)**

$$\mu_d = \frac{Md}{b_w * d^2 * f_{cd}} \quad \mu_d = \frac{325.73 * 1000^2}{2400 * 392^2 * 16.667}$$

$$\mu_d = 0.053$$

$\mu_{\text{lim}} = 0.2961$ valor obtenido en función al tipo de acero 500 MPA

Como: $\mu_d < \mu_{\text{lim}}$ no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: (W_s) del cuadro 13.3 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con: $\mu_d = 0.053$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s = 0.0552$

- **Determinación de la armadura: (A_s)**

$$A_s = w * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 0.0552 * 2400 * 39.2 * \frac{16.667}{434.783}$$

$$A_s = 19.908 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $w_{\text{min}} = 0.0015$

$$A_{s \text{ min}} = w_{\text{min}} * b_w * d \quad A_{s \text{ min}} = 0.0015 * 2400 * 39.2$$

$$A_{s \text{ min}} = 14.112 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \text{ min}}$

Se escogerá el área $A_s = 19.908 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerarán los siguientes diámetros: $\emptyset 16$ con áreas de: y $A_{s \phi 12} = 2.011 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = 10 \phi 16$$

$$A_{s \phi 16} = 10 * 2.011 \text{ cm}^2 = 20.11 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de: $A_T = 20.11 \text{ cm}^2$

Dónde:

$$20.11 \text{ cm}^2 > 19.908 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

- **Determinación separación de las barras dentro de la pieza.**

$$s = \frac{b_w - (N^{\circ} \text{ de barras} \phi_{16}) * \phi_{long} - 2 * r_g}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{240 - 10 * 1.6 - 2 * 5}{10 - 1}$$

$$s = 23.78 \text{ cm}$$

Usar: 12 ϕ 16 mm, con separaciones entre barras de 20 cm

3.3.3.4.5. Diseño a Flexión en Y

$$M_{dy} = 323.568 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- **Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{323.568 * 1000^2}{2400 * 392^2 * 16.667}$$

$$\mu_d = 0.053$$

Entonces:

$\mu_{lim} = 0.2961$ valor obtenido en función al tipo de acero 500 MPA

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: (W_s) del cuadro 13.3 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con: $\mu_d = 0.053$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s = 0.0552$

- **Determinación de la armadura: (A_s)**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 0.055 * 2400 * 39.2 * \frac{16.667}{434.783}$$

$$A_s = 19.773 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $w_{min} = 0,0015$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 * 2400 * 34.2$$

$$A_{s \text{ min}} = 14.112 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s < A_{s \text{ min}}$

Se escogerá el área $A_s = 19.773 \text{ cm}^2$

Para determinar el numero de barras se considerarán los siguientes diámetros: $\emptyset 16$ con areas de: y $A_{s \emptyset 16} = 2.010 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

Nº de barras = 10 $\emptyset 16$

$$A_{s \emptyset 16} = 10 * 2.01 \text{ cm}^2 = 20.106 \text{ cm}^2$$

Con un area total de cálculo de: $A_T = 20.106 \text{ cm}^2$

Dónde:

$$20.106 \text{ cm}^2 > 19.773 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

- **Determinación separación de las barras dentro de la pieza.**

$$s = \frac{b_w - (N^\circ \text{ de barras } \Phi_{16}) * \emptyset_{long} - 2 * r_g}{N^\circ \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{2200 - 10 * 1.6 - 2 * 5}{10 - 1}$$

$$s = 23.78 \text{ cm}$$

Usar: 12Φ16 mm, con separaciones entre barras de 20 cm

3.3.3.4.6. Verificación a la Adherencia.

- En Dirección X

$$\tau_x = \frac{Vd}{0,9 * d * n * \pi * \theta} \leq \tau_{bd} = k * \sqrt[3]{fcd^2}$$

$$\tau_x = \frac{628.413}{0,9 * 0.392 * 12 * \pi * 0.016} = 2953.014 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_{bd} = 2 * \sqrt[3]{\frac{250^2}{1.5}} = 69.34 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 6933.61 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

entonces: $\tau_{bd} > \tau_x$

$$6933.61 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} > 2953.014 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ Ok cumple!!}$$

- En dirección Y

$$\tau_y = \frac{Vd}{0,9 * d * n * \pi * \theta} \leq \tau_{bd} = k * \sqrt[3]{fcd^2}$$

$$\tau_x = \frac{607.922}{0,9 * 0.392 * 12 * \pi * 0.016} = 2856.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_{bd} = 2 * \sqrt[3]{\frac{250^2}{1.5}} = 69.33 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 6933.61 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

entonces: $\tau_{bd} > \tau_y$

$$6933.61 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} > 2856.72 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ Ok cumple!!!}$$

Comentarios y conclusiones de los resultados:

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la viga, son muy similares a los del programa CYPECAD (*Ver Tabla 3.9*). Por otro lado, los resultados constructivos son prácticamente iguales en ambos casos (*Ver Tabla 3.8*).

Tabla 3.8. Comparación del armado constructivo realizado de forma manual y en Cypecad v.2017 de la zapata más solicitada.

	Dimensiones (cm)			Número de barras		Diámetro de armaduras (mm)		Separación entre barras (cm)	
	Lado X	Lado Y	Canto	Lado X	Lado Y	Lado X	Lado Y	Lado X	Lado Y
CYPECAD	240	240	45	12	12	16	16	20	20
MANUAL	240	240	45	12	12	16	16	20	20
% DE VARIACION	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%

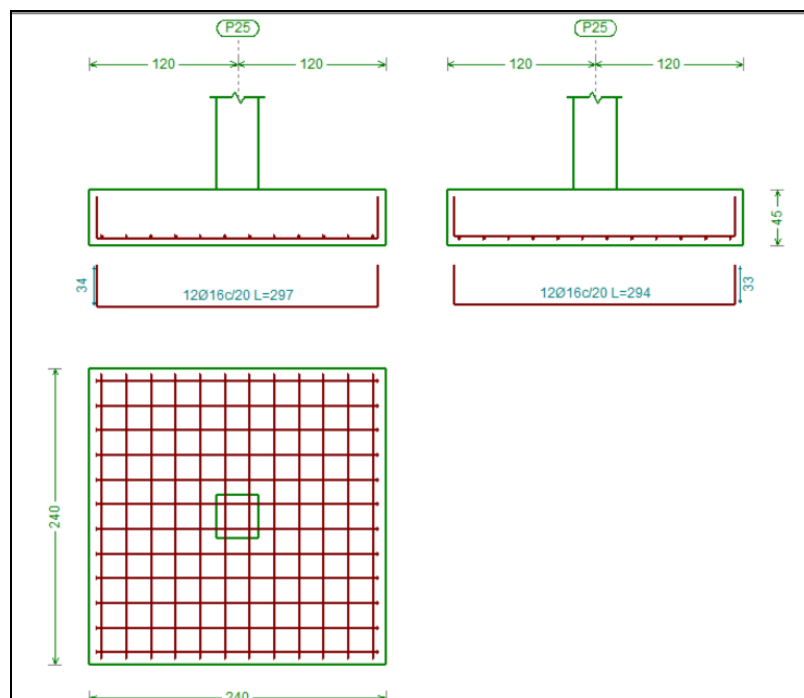
Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.9. Comparación del cálculo realizado de forma manual y en Cypecad v.2017 de la zapata más solicitada.

	Dimensiones (cm)			Número de barras		Área de armaduras (mm)	
	Lado X	Lado Y	Canto	Lado X	Lado Y	Lado X	Lado Y
CYPECAD	240	240	45	12	12	24.127	24.127
MANUAL	235.9	235.9	45.5	10	10	20.106	20.106
% DE VARIACION	-1.71%	-1,71%	1,099%	-16.7%	-16.7%	-16.6%	-16.6%

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.26. Armadura resultante en la zapara aislada.



Fuente: Elaboración propia.

3.3.3.5. Verificación de la escalera.

Se muestra a detalle el cálculo de la escalera en el *Anexo A - 4* del presente proyecto.

3.4. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto.

3.4.1. Especificaciones técnicas.

Las especificaciones técnicas se muestran a detalle en el *Anexo A - 5* del presente proyecto.

3.4.2. Precios Unitarios.

El detalle de los precios unitarios puede verse en el *Anexo A - 6* del presente proyecto.

3.4.3. Cómputos métricos.

Los resultados de los cómputos métricos de los ítems contemplados fueron calculados de acuerdo su unidad correspondiente y a detalle en el *Anexo A - 7*.

3.4.4. Presupuesto.

El presupuesto general de la obra asciende a 10.330.913,06 Bs. esto implica aproximadamente 1.475.844,72 \$us de construcción, sin tomar en cuenta lo que son las instalaciones (*Ver Anexo A - 8*).

3.4.5. Plan y cronograma de obras.

Primero se realizó la planilla de tiempo de programación (*Ver Anexo A - 9*). El cronograma de ejecución fue elaborado con la ayuda del software Microsoft Project, dando un total de 515 días calendario para la ejecución de la obra (*Ver Anexo A - 10*).

CAPÍTULO IV: APORTE ACADÉMICO.

El aporte académico del estudiante consiste en la comparación técnico-económica entre una losa reticular o casetonada y una losa alivianada con viguetas pretensadas para el Salón de usos múltiples (Auditorio) de la nueva alcaldía de Entre Ríos, el cálculo estructural mediante el programa CYPECAD y la verificación manual de elementos críticos, contemplando un análisis de resultados y análisis de los mismos.

4.1. Marco teórico del aporte.

4.1.1. Losa reticular o casetonada.

Una losa reticular es una placa continua de hormigón armado, sometida a flexión en dos direcciones ortogonales. Esta puede ser maciza o aligerada y descansa directamente sobre los soportes de hormigón armado, generalmente sin necesidad de vigas entre soportes.

Las losas casetonadas son aquellas losas formadas por un reticulado de vigas las cuales se vinculan por medio de losas. Es la que se realiza colocando en los intermedios de los nervios estructurales, bloques, ladrillos, casetones de madera o metálicos (cajones) o poliestileno expandido con el fin de reducir el peso de la estructura; y el acero en barras concentrado en puntos llamados nervios. Estas losas son más eficientes que las losas macizas ya que permiten tener espesores mayores sin aumentar el volumen de concreto con respecto a una losa maciza.

Una losa casetonada permite lograr peraltes muy altos, lo que a su vez permite salvar luces mayores en comparación con otras losas, su campo de aplicación se da en cubiertas y entre pisos tanto de oficinas, viviendas, apartamentos, etc. Se recomiendan para salvar luces de hasta 10 metros, sin embargo, cuando no existen grandes cargas de servicio como en el caso de cubiertas no visitables, se pueden utilizar en luces de hasta 15 metros.

La ventaja principal de este tipo de construcciones es, además de lo ya mencionado, el ahorro de un importante volumen de materiales (hormigón y acero) y por consiguiente una drástica reducción del peso muerto de la estructura y su costo. Sin

embargo, su dificultad radica en la construcción, ya que requiere mano de obra calificada y a pesar de ser un tipo de losa aligerada requiere un encofrado tradicional.

4.1.2. Losa alivianada con viguetas pretensadas.

Las losas alivianadas son estructuras unidireccionales de concreto armado, que para aligerar o alivianar su peso, se le colocan complementos, que pueden ser ladrillo o polietileno expandido. Los elementos de una losa alivianada con viguetas pretensadas son una capa de compresión, armadura de reparto, viguetas pretensadas prefabricadas y bloques aligerantes.

Son una excelente opción para entresijos y cubiertas con claros pequeños, tanto en edificios de oficinas, viviendas, apartamentos, etc. Este tipo de losas se adecúa a un rango de luces de hasta 7 metros entre apoyos de viguetas, pero por vibración y seguridad se recomienda trabajar con una luz máxima de 5 metros.

La losa alivianada tiene la ventaja de ser auto soportable, lo que significa que se elimina el encofrado de contacto y únicamente requieren de un apuntalamiento al centro de los claros, esto hace que su construcción sea más sencilla y su costo reducido en comparación con otras losas, su desventaja radica en que no funcionan de manera óptima en luces muy grandes, pues se requieren viguetas de mucho peralte y una carpeta de compresión de mayor altura, lo que vuelve la estructura más pesada y hace que el concepto de “losa alivianada” pierda sentido.

4.1.2.1. Vigas T.

La viga consiste en un alma y ala unidas en forma de T, generalmente hecha de hormigón o metal. La parte superior de la losa que actúa a lo largo de la viga para resistir el esfuerzo de compresión se llama brida o ala. La parte que se encuentra debajo de la losa y resiste el esfuerzo cortante se llama costilla o alma.

Función de una viga T: Una viga T, utilizada en la construcción, es una estructura de soporte de carga de hormigón armado, madera o de metal, con una forma de T en sección transversal. La parte superior de la sección transversal en forma de t sirve como una pestaña o miembro de compresión para resistir los esfuerzos de

compresión. El alma (sección vertical) de la viga debajo del ala de compresión sirve para resistir el esfuerzo de corte y para proporcionar una mayor separación para las fuerzas de flexión acopladas.

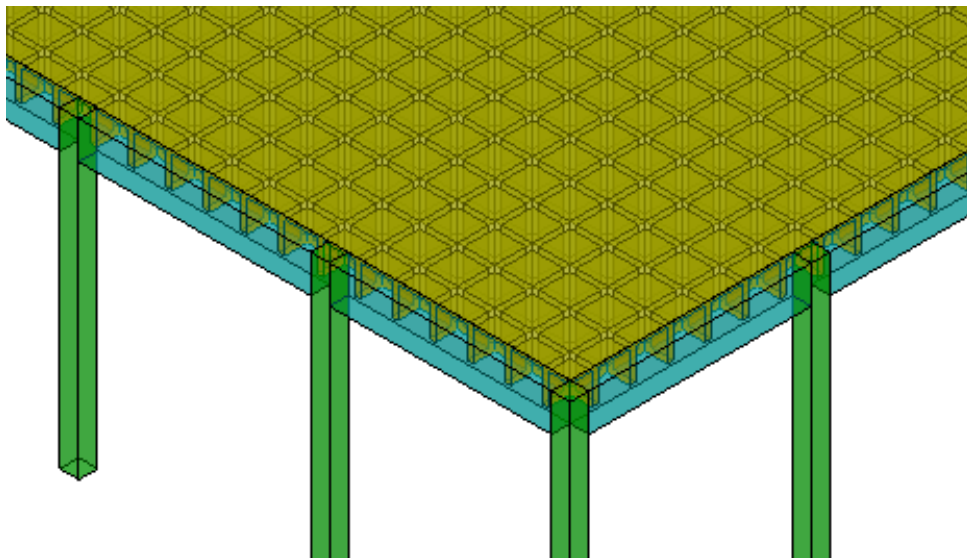
Estos elementos tienen su campo de aplicación en estructuras que deben salvar grandes luces, se recomienda su aplicación en luces de hasta 12 metros en entrepisos y hasta 15 metros en caso de cubiertas no visitables.

4.1.3. Planteamiento estructural.

Con la finalidad de que las alternativas presentadas se adecuen al diseño arquitectónico del presente proyecto, se realizó el siguiente planteamiento estructural.

4.1.3.1. Cubierta de Losa Casetonada. – Esta alternativa no presenta gran dificultad, se procederá a diseñar la cubierta con una losa casetonada que cubra todo el espacio de la cubierta como se muestra a continuación.

Figura 4.1. Representación gráfica de la alternativa “Losa Casetonada”

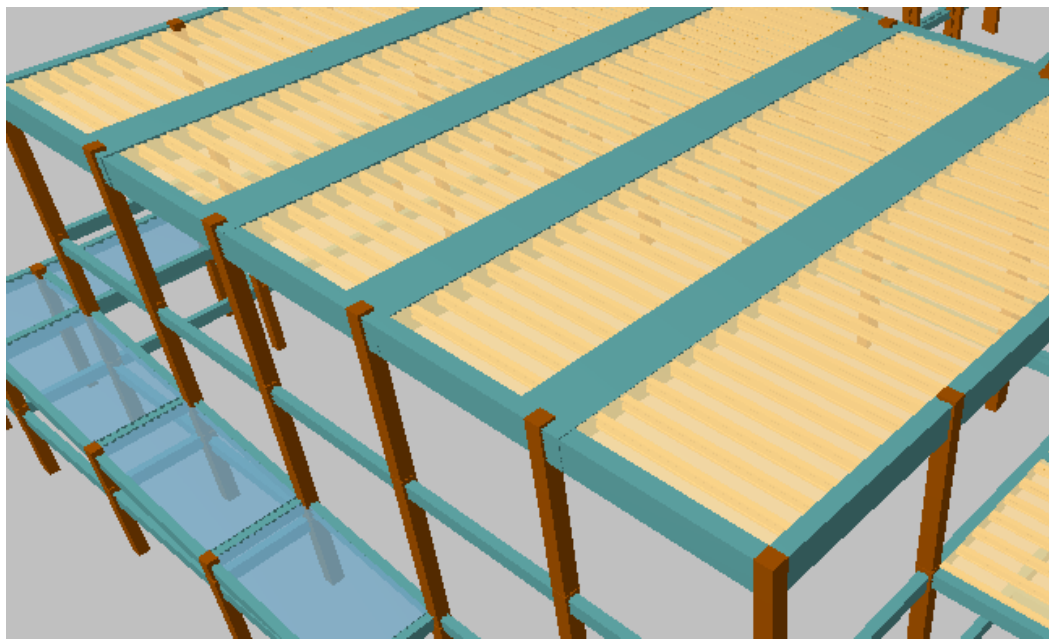


Fuente: Elaboración Propia.

4.1.3.2. Cubierta de Losa alivianada. – Esta alternativa presenta la dificultad de la limitante en la luz de la losa, por esta razón en el planteamiento se incluirán Vigas T

apoyadas en las columnas y en el sentido de la luz de 14 metros, sobre estas vigas se apoyarán las losas alivianadas, tal y como se muestra a continuación.

Figura 4.2. Representación gráfica de la alternativa “Losa Alivianada”



Fuente: CYPECAD.

4.1.4. Pasos para el diseño de vigas T y losas casetonadas.

Se requieren los siguientes datos:

Altura de la viga T: h

Ancho de nervio: b

Altura de carpeta de compresión: S

Altura de carpeta de compresión: hf

Longitud de nervio: L

Diámetro de estribo estimado: $\varphi_{\text{estr_est}}$

Diámetro de armadura longitudinal estimado: $\varphi_{\text{long_est}}$

Recubrimiento geométrico: r_g

Recubrimiento mecánico: $r_{mec} = r_{geo} + \frac{\phi_{long_est}}{2} + \phi_{estr_est}$

Canto útil de la viga: $d = h - r_{mec}$

Cálculo de ancho efectivo a cortante:

$$\left. \begin{aligned} b_w &= b + S = \\ b_w &= b + 16 \cdot h_f = \\ b_w &= \frac{L}{4} = \end{aligned} \right\} \text{mín}$$

Solicitud de diseño (mayorada): M_u

4.1.4.1. Diseño a Flexión:

$$j_d = 0.90 \cdot d$$

$$A_{s_0} = \frac{M_u}{f_y \cdot j_d}$$

$$a_0 = A_{s_0} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$A_{s_1} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_0}{2})}$$

$$a_1 = A_{s_1} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$A_{s_2} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_1}{2})}$$

$$a_i = A_{s_i} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

- Área de Hormigón: $A_{H^2} = h_1 \cdot b_w + h_2 \cdot b$
- Área de acero mínimo: $A_{s_min} = 0.0018 \cdot A_{H^2}$
- Se usará un área de acero de cálculo y se propondrá una sección de acero.

- **Numero de barras:** $N_1 = \frac{A_s}{A_{acero\ 1}}$
- **Numero de barras a utilizar:** $A_{ac_{ut}} = N_{-1} \cdot A_{acero_1}$

4.1.4.2. Diseño a cortante.

Se requieren los siguientes datos:

Solicitaciones cortantes últimas: V_u

Factor de reducción de resistencia a cortante: $\phi_c = 0.75$

Factor de reducción de resistencia por hormigón ligero: $\lambda = 1$

- Revisión para ver si se requiere o no refuerzo a cortante

$$V_u \leq 0.083 \cdot \phi_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

- Resistencia a cortante del hormigón

$$V_c = 0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

- Cortante máximo que puedes soportar la sección transversal

$$V_{max} = \phi_c \cdot (V_c + 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d)$$

- Cálculo del área de acero de refuerzo cortante

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

$$A_{v,1} = \left(\frac{V_u - \phi_c \cdot V_c}{\phi_c \cdot f_{yt} \cdot d} \right) \cdot s$$

- Cálculo de área de acero mínimo a cortante

$$A_v = \frac{cm^2}{m}$$

- Cálculo de separación máxima de estribos

$$V_s = 0.33 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s = \frac{d}{2}$$

máx

- **Se usará un área de acero de cálculo y se propondrá una sección de acero.**

- **Número de barras:** $N_1 = \frac{A_s}{A_{acero\ 1}}$

- Número de barras a utilizar: $A_{ac_{ut}} = N_{-1} \cdot A_{acero_1}$

4.2. Cálculo de losas casetonadas.

4.2.1. Comprobación a flexión.

4.2.1.1. En dirección X inferior.

Datos:

Altura de la viga en T:	$h = 55\text{cm}$
Ancho de nervio:	$b = 10\text{cm}$
Separación libre:	$S = 40\text{cm}$
Altura de carpeta de compresión:	$h_f = 5\text{cm}$
Longitud de nervio:	$L = 14\text{m}$
Diámetro de estribo estimado:	$\phi_{estr_est} = 6\text{mm}$
Diámetro de armadura longitudinal estimado:	$\phi_{long_est} = 10\text{mm}$
Recubrimiento geométrico:	$r_g = 2.5\text{cm}$
Recubrimiento mecánico:	

$$r_{mec} = r_{geo} + \frac{\phi_{long_est}}{2} + \phi_{estr_est}$$

$$r_{mec} = 3.6\text{cm}$$

Canto útil de la viga: $d = h - r_{mec}$

$$d = 51.4\text{cm}$$

- Cálculo de ancho efectivo a cortante:

$$\left. \begin{aligned} b_w &= b + S = \\ b_w &= b + 16 \cdot h_f = \\ b_w &= \frac{L}{4} = \end{aligned} \right\} \text{min}$$

$$b_w = 500mm$$

- **Materiales**

Resistencia característica del hormigón: $f_c = 25MPa$

Resistencia característica a la fluencia del acero longitudinal $f_y = 500MPa$

Resistencia característica a la fluencia del acero transversal: $f_{yt} = 420MPa$

Módulo de elasticidad del acero $E_s = 200 GPa$

- **Diseño a Flexión en dirección X:**

Solicitud de diseño (mayorada): $M_u = 98.71 KN \cdot m$

$$j_d = 0.90 \cdot d = 46.26 \text{ cm}$$

$$A_{s_0} = \frac{M_u}{f_y \cdot j_d} = 4.2667 \text{ cm}^2$$

$$a_0 = A_{s_0} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 10.041 \text{ cm}$$

$$A_{s_1} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_0}{2})} = 4.256 \text{ cm}^2$$

$$a_1 = A_{s_1} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 10.015 \text{ cm}$$

$$A_{s_2} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_1}{2})} = 4.255 \text{ cm}^2$$

$$a_2 = A_{s_2} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 10.012 \text{ cm}$$

$$A_{s_3} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_2}{2})} = 4.255 \text{ cm}^2$$

$$a_3 = A_{s_3} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 10.012 \text{ cm}$$

$$A_{s_4} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_3}{2})} = 4.255 \text{ cm}^2$$

$$a_4 = A_{s_3} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 10.012 \text{ cm}$$

- **Área de Hormigón**

$$A_{H^o} = h_1 \cdot b_w + h_2 \cdot b$$

$$A_{H^o} = 750 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero mínimo**

$$A_{s_min} = 0.0018 \cdot A_{H^o}$$

$$A_{s_min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero de calculo**

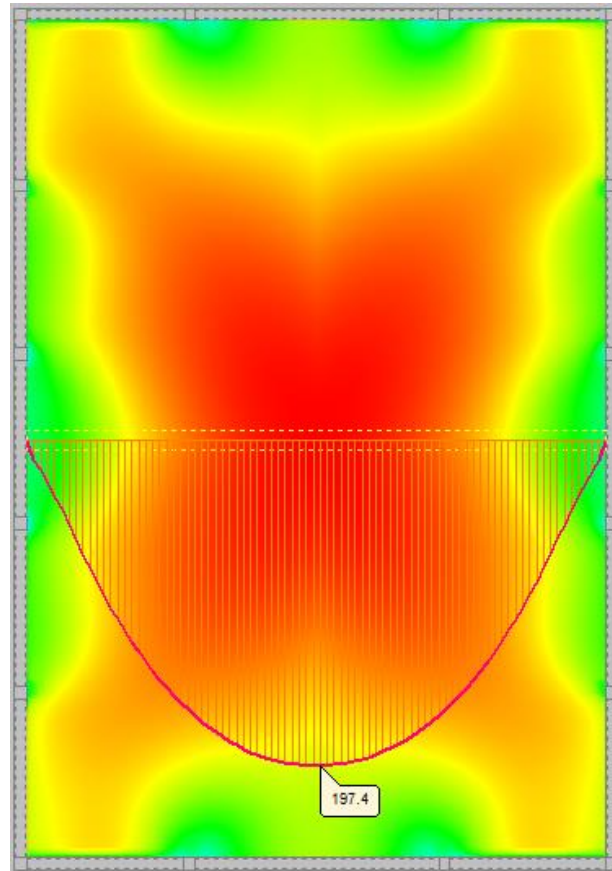
$$A_s = 4.255 \text{ cm}^2$$

- **Acero propuesto:** $\phi_1 = 20 \text{ mm}$ $A_{acero_1} = 3.142 \text{ cm}^2$

- **Numero de barras:** $N_1 = \frac{A_s}{A_{acero_1}} = 2$

- **Numero de barras a utilizar:** $A_{acut} = N_1 \cdot A_{acero_1} = 6.284 \text{ cm}^2$ *Cumple!!*

Figura 4.3. Momento flector por cada metro de franja más solicitada en dirección X inferior.



Fuente: Isovalores-Cypecad.

4.2.1.2. En dirección Y inferior.

Datos:

Altura de la viga en T:	$h = 55\text{cm}$
Ancho de nervio:	$b = 10\text{cm}$
Separación libre:	$S = 40\text{cm}$
Altura de carpeta de compresión:	$h_f = 5\text{cm}$
Longitud de nervio:	$L = 20\text{m}$
Diámetro de estribo estimado:	$\varphi_{\text{estr_est}} = 6\text{mm}$

Diámetro de armadura longitudinal estimado: ϕ_{long_est} : 10mm

Recubrimiento geométrico: r_g : 2.5cm

Recubrimiento mecánico:

$$r_{mec} = r_{geo} + \frac{\phi_{long_est}}{2} + \phi_{estr_est}$$

$$r_{mec}: 3.6\text{cm}$$

Canto útil de la viga: $d = h - r_{mec}$

$$d = 51.4\text{cm}$$

- Cálculo de ancho efectivo a cortante:

$$\left. \begin{aligned} b_w &= b + S = \\ b_w &= b + 16 \cdot h_f = \\ b_w &= \frac{L}{4} = \end{aligned} \right\} \text{min}$$

$$b_w = 500\text{mm}$$

- **Materiales**

Resistencia característica del hormigón: $f_c = 25\text{MPa}$

Resistencia característica a la fluencia del acero longitudinal: $f_y = 500\text{MPa}$

Resistencia característica a la fluencia del acero transversal: $f_{yt} = 420\text{MPa}$

Módulo de elasticidad del acero $E_s = 200\text{GPa}$

- **Diseño a Flexión en dirección Y:**

Solicitación de diseño (mayorada): $M_u = 70.31\text{KN} \cdot \text{m}$

$$j_d = 0.90 \cdot d = 46.26\text{cm}$$

$$A_{s_0} = \frac{M_u}{f_y \cdot j_d} = 3.04\text{cm}^2$$

$$a_0 = A_{s_0} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 7.152 \text{ cm}$$

$$A_{s_1} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_0}{2})} = 2.94 \text{ cm}^2$$

$$a_1 = A_{s_1} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 6.919 \text{ cm}$$

$$A_{s_2} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_1}{2})} = 2.933 \text{ cm}^2$$

$$a_2 = A_{s_2} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 6.90 \text{ cm}$$

$$A_{s_3} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_2}{2})} = 2.933 \text{ cm}^2$$

$$a_3 = A_{s_3} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 6.90 \text{ cm}$$

- **Área de Hormigón**

$$A_{H^o} = h_1 \cdot b_w + h_2 \cdot b$$

$$A_{H^o} = 750 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero mínimo**

$$A_{s_min} = 0.0018 \cdot A_{H^o}$$

$$A_{s_min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero de calculo**

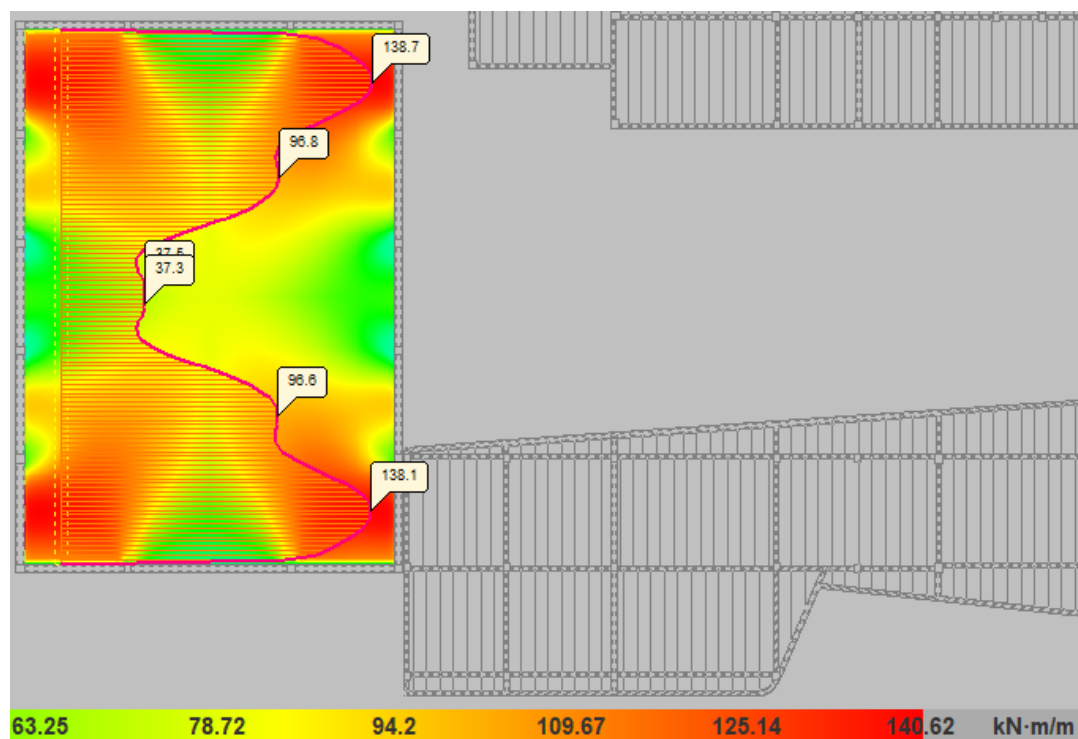
$$A_s = 2.933 \text{ cm}^2$$

- **Acero propuesto:** $\emptyset_1 = 16 \text{ mm}$ $A_{acero_1} = 2.011 \text{ cm}^2$

- **Numero de barras:** $N_1 = \frac{A_s}{A_{acero_1}} = 2$

- **Numero de barras a utilizar:** $A_{ac_{ut}} = N_1 \cdot A_{acero_1} = 4.021 \text{ cm}^2$ *Cumple!!*

Figura 4.4. Momento flector por cada metro de franja del nervio más solicitado en dirección Y inferior.



Fuente: Isovalores-Cypecad.

4.2.1.3. En dirección X Superior

Datos:

Altura de la viga en T:	$h=55$ cm
Ancho de nervio:	$b=10$ cm
Separación libre:	$S=40$ cm
Altura de carpeta de compresión:	$h_f=5$ cm
Longitud de nervio:	$L=14$ m
Diámetro de estribo estimado:	$\phi_{\text{estr_est}}: 6$ mm
Diámetro de armadura longitudinal estimado:	$\phi_{\text{long_est}}: 10$ mm
Recubrimiento geométrico:	$r_g: 2.5$ cm

Recubrimiento mecánico:

$$r_{mec} = r_{geo} + \frac{\emptyset_{long_est}}{2} + \emptyset_{estr_est}$$

$$r_{mec}: 3.6\text{cm}$$

Canto útil de la viga:

$$d = h - r_{mec}$$

$$d = 51.4\text{cm}$$

- Cálculo de ancho efectivo a cortante:

$$\left. \begin{aligned} b_w &= b + S = \\ b_w &= b + 16 \cdot h_f = \\ b_w &= \frac{L}{4} = \\ b_w &= 500\text{mm} \end{aligned} \right\} \text{min}$$

- **Materiales**

Resistencia característica del hormigón:

$$f_c = 25\text{MPa}$$

Resistencia característica a la fluencia del acero longitudinal:

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

Resistencia característica a la fluencia del acero transversal:

$$f_{yt} = 420\text{MPa}$$

Módulo de elasticidad del acero

$$E_s = 200\text{GPa}$$

- **Diseño a Flexión en dirección X:**

Solicitación de diseño (mayorada):

$$M_u = 90.685\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$j_d = 0.90 \cdot d = 46.26\text{cm}$$

$$A_{s_0} = \frac{M_u}{f_y \cdot j_d} = 3.921\text{cm}^2$$

$$a_0 = A_{s_0} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 9.25\text{cm}$$

$$A_{s_1} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_0}{2})} = 3.876 \text{ cm}^2$$

$$a_1 = A_{s_1} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 9.121 \text{ cm}$$

$$A_{s_2} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_1}{2})} = 3.872 \text{ cm}^2$$

$$a_2 = A_{s_2} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 9.111 \text{ cm}$$

$$A_{s_3} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_2}{2})} = 3.782 \text{ cm}^2$$

$$a_3 = A_{s_3} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 9.111 \text{ cm}$$

$$A_{s_4} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_2}{2})} = 3.782 \text{ cm}^2$$

- **Área de Hormigón**

$$A_{H^o} = h_1 \cdot b_w + h_2 \cdot b$$

$$A_{H^o} = 750 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero mínimo**

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot A_{H^o}$$

$$A_{s_{min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero de calculo**

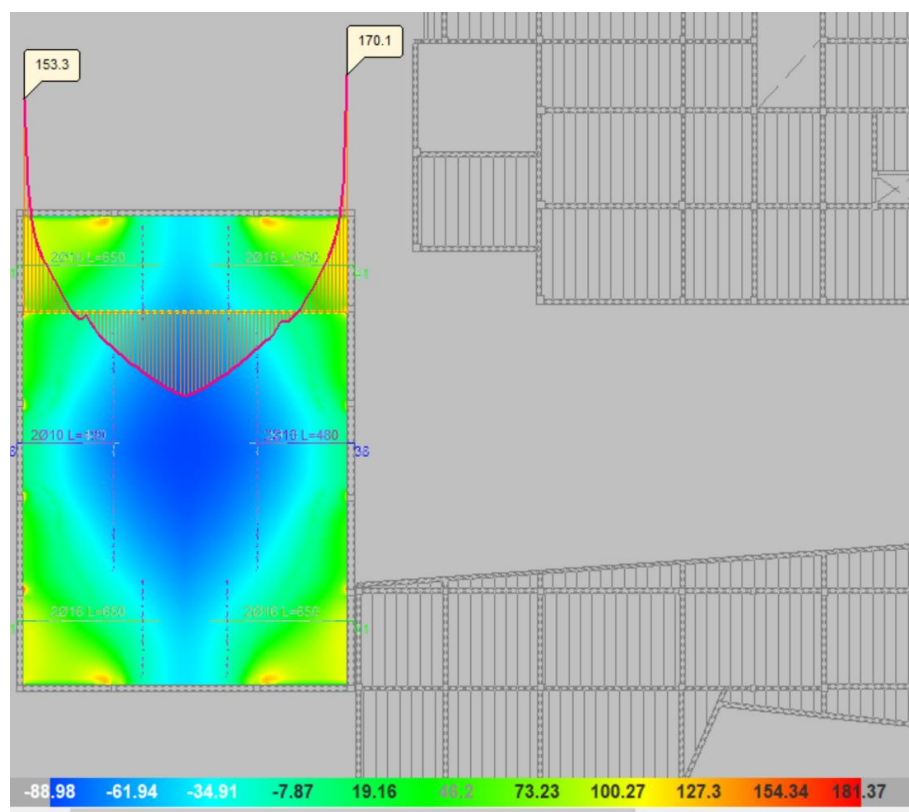
$$A_s = 3.872 \text{ cm}^2$$

- **Acero propuesto:** $\emptyset_1 = 16 \text{ mm}$ $A_{acero_1} = 2.011 \text{ cm}^2$

- **Numero de barras:** $N_1 = \frac{A_s}{A_{acero_1}} = 2$

- **Numero de barras a utilizar:** $A_{ac_{ut}} = N_1 \cdot A_{acero_1} = 4.021 \text{ cm}^2$ *Cumple!!*

Figura 4.5. Momento flector por cada metro de franja del nervio más solicitado en dirección X superior.



Fuente: Isovalores-Cypecad.

4.2.1.4. En dirección Y superior

Datos:

Altura de la viga en T:	$h=55\text{cm}$
Ancho de nervio:	$b=10\text{cm}$
Separación libre:	$S=40\text{cm}$
Altura de carpeta de compresión:	$h_f=5\text{cm}$
Longitud de nervio:	$L=20\text{m}$
Diámetro de estribo estimado:	$\phi_{\text{estr_est}}: 6\text{mm}$
Diámetro de armadura longitudinal estimado:	$\phi_{\text{long_est}}: 10\text{mm}$

Recubrimiento geométrico: $r_g: 2.5\text{cm}$

Recubrimiento mecánico:

$$r_{mec} = r_{geo} + \frac{\emptyset_{long_est}}{2} + \emptyset_{estr_est}$$

$$r_{mec}: 3.6\text{cm}$$

Canto útil de la viga: $d = h - r_{mec}$

$$d = 51.4\text{cm}$$

- Cálculo de ancho efectivo a cortante:

$$\left. \begin{aligned} b_w &= b + S = \\ b_w &= b + 16 \cdot h_f = \\ b_w &= \frac{L}{4} = \end{aligned} \right\} \text{mín}$$

$$b_w = 500\text{mm}$$

- **Materiales**

Resistencia característica del hormigón: $f_c = 25\text{MPa}$

Resistencia característica a la fluencia del acero longitudinal: $f_y = 500\text{MPa}$

Resistencia característica a la fluencia del acero transversal: $f_{yt} = 420\text{MPa}$

Módulo de elasticidad del acero $E_s = 200\text{GPa}$

- **Diseño a Flexión en dirección Y:**

Solicitud de diseño (mayorada): $M_u = 54.44\text{ kN} \cdot \text{m}$

$$j_d = 0.90 \cdot d = 46.26\text{cm}$$

$$A_{s_0} = \frac{M_u}{f_y \cdot j_d} = 2.354\text{ cm}^2$$

$$\alpha_0 = A_{s_0} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 5.538\text{ cm}$$

$$A_{s_1} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_0}{2})} = 2.239 \text{ cm}^2$$

$$a_1 = A_{s_1} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 5.268 \text{ cm}$$

$$A_{s_2} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_1}{2})} = 2.233 \text{ cm}^2$$

$$a_2 = A_{s_2} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 5.253 \text{ cm}$$

$$A_{s_3} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_2}{2})} = 2.232 \text{ cm}^2$$

$$a_3 = A_{s_3} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 5.253 \text{ cm}$$

$$A_{s_4} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_3}{2})} = 2.232 \text{ cm}^2$$

- Área de Hormigón

$$A_{H^o} = h_1 \cdot b_w + h_2 \cdot b$$

$$A_{H^o} = 750 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínimo

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot A_{H^o}$$

$$A_{s_{min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

- Área de acero de calculo

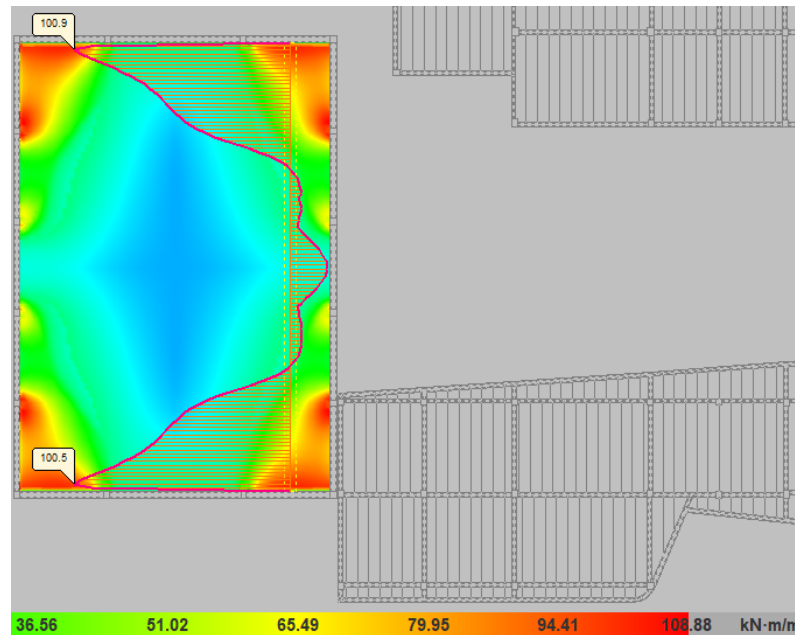
$$A_s = 2.232 \text{ cm}^2$$

- Acero propuesto: $\emptyset_1 = 16 \text{ mm}$ $A_{acero_1} = 2.011 \text{ cm}^2$

- Numero de barras: $N_1 = \frac{A_s}{A_{acero_1}} = 2$

- Numero de barras a utilizar: $A_{ac_{ut}} = N_1 \cdot A_{acero_1} = 4.021 \text{ cm}^2$ Cumple!!

Figura 4.6. Momento flector por cada metro de franja del nervio más solicitado en dirección Y superior.



Fuente: Isovalores-Cypecad.

4.2.2. Diseño a cortante en dirección X.

- **Solicitaciones cortantes últimas:** $V_u = 145.93 \text{ kN}$
- Factor de reducción de resistencia a cortante: $\phi_c = 0.75$
- Factor de reducción de resistencia por hormigón ligero: $\lambda = 1$
- Revisión para ver si se requiere o no refuerzo a cortante

$$V_u \leq 0.083 \cdot \phi_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 79.991 \text{ kN}$$

- Resistencia a cortante del hormigón

$$V_c = 0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 218.45 \text{ kN}$$

- Cortante máximo que puedes soportar la sección transversal

$$V_{max} = \phi_c \cdot (V_c + 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d) = 799.913 \text{ kN}$$

- Cálculo del área de acero de refuerzo cortante

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_c} - V_c = 23.877 \text{ kN}$$

$$s = 1\text{ m} \quad A_{v_1} = \left(\frac{V_u - \phi_c \cdot V_c}{\phi_c \cdot f_{yt} \cdot d} \right) \cdot s = 1.106 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Cálculo de área de acero mínimo a cortante

$$A_v = 4.167 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Cálculo de separación máxima de estribos

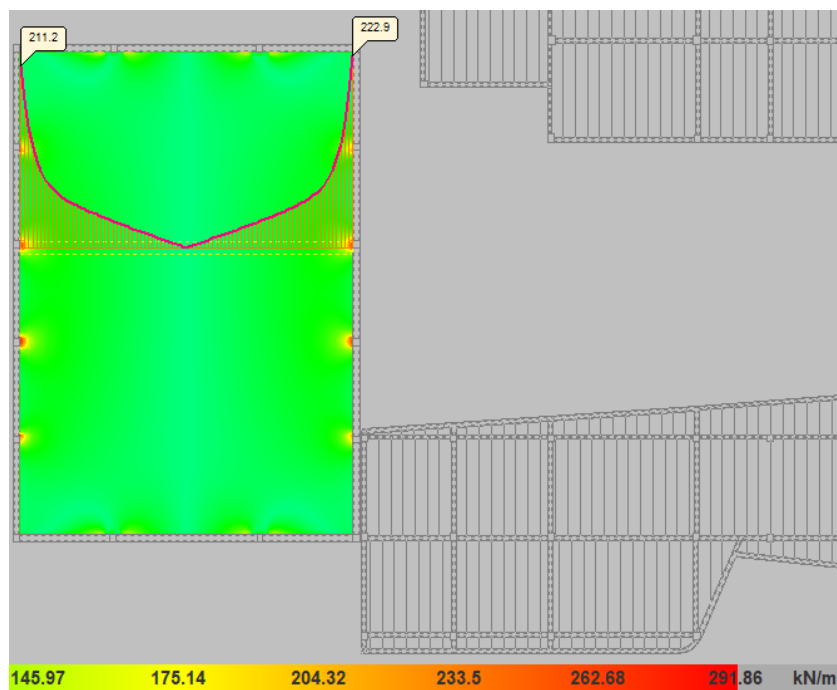
$$V_s = 0.33 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s = \frac{d}{2}$$

máx=25.7cm

- Acero propuesto: $\phi_1 = 8 \text{ mm}$ $A_{acero_1} = 0.503 \text{ cm}^2$
- Número de barras: $N_1 = \frac{A_s}{2 \cdot A_{acero_1}} = 4.14 \approx 5$
- Número de barras a utilizar: $A_{ac_{ut}} = N_1 \cdot A_{acero_1} = 5.03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ *Cumple!!*

Figura 4.7. Esfuerzo cortante por cada metro de franja del nervio más solicitado en dirección X.



Fuente: Isovalores-Cypecad.

4.2.3. Diseño a cortante en dirección Y.

- **Solicitaciones cortantes últimas:** $V_u = 208.845 \text{ kN}$
- Factor de reducción de resistencia a cortante: $\phi_c = 0.75$
- Factor de reducción de resistencia por hormigón ligero: $\lambda = 1$
- Revisión para ver si se requiere o no refuerzo a cortante

$$V_u \leq 0.083 \cdot \phi_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 79.991 \text{ kN}$$

- Resistencia a cortante del hormigón
- Cortante máximo que puedes soportar la sección transversal

$$V_{max} = \phi_c \cdot (V_c + 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d) = 799.913 \text{ kN}$$

- Cálculo del área de acero de refuerzo cortante

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_c} - V_c = 60.01 \text{ kN}$$

$$s = 1 \text{ m} \quad A_{v_1} = \left(\frac{V_u - \phi_c \cdot V_c}{\phi_c \cdot f_{yt} \cdot d} \right) \cdot s = 2.78 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Cálculo de área de acero mínimo a cortante

$$A_v = 4.167 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Cálculo de separación máxima de estribos

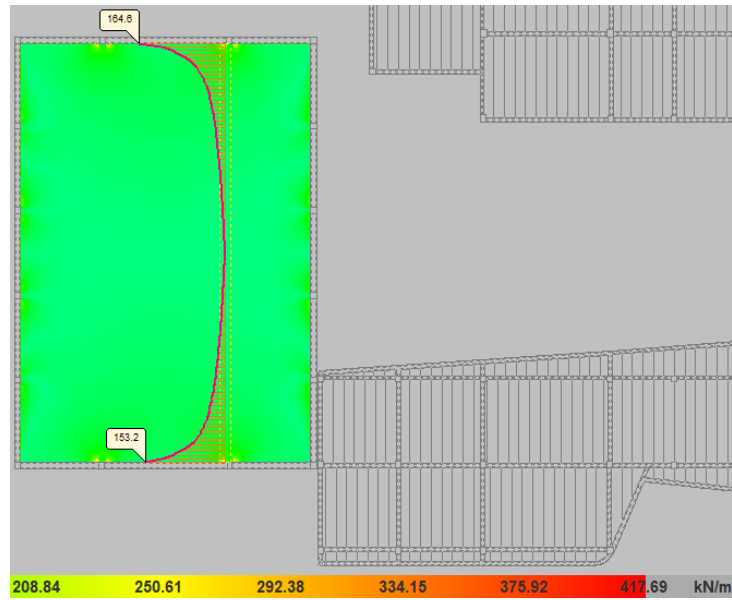
$$V_s = 0.33 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s = \frac{d}{2}$$

máx=25.7cm

- **Acero propuesto:** $\phi_1 = 8 \text{ mm}$ $A_{acero_1} = 0.503 \text{ cm}^2$
- **Número de barras:** $N_1 = \frac{A_s}{2 \cdot A_{acero_1}} = 4.14 \approx 5$
- **Número de barras a utilizar:** $A_{ac_{ut}} = N_1 \cdot A_{acero_1} = 5.03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ *Cumple!!*

Figura 4.8. Esfuerzo cortante del nervio más solicitado en dirección Y.

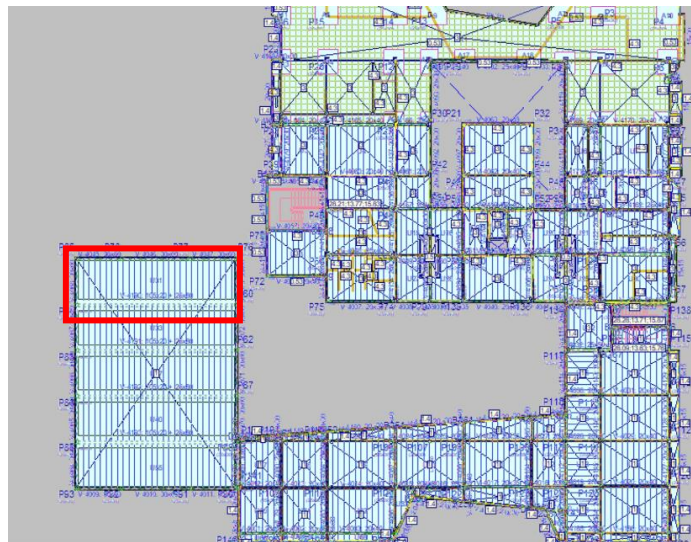


Fuente: Isovalores-Cypecad.

4.3. Cálculo de la Losa Alivianada.

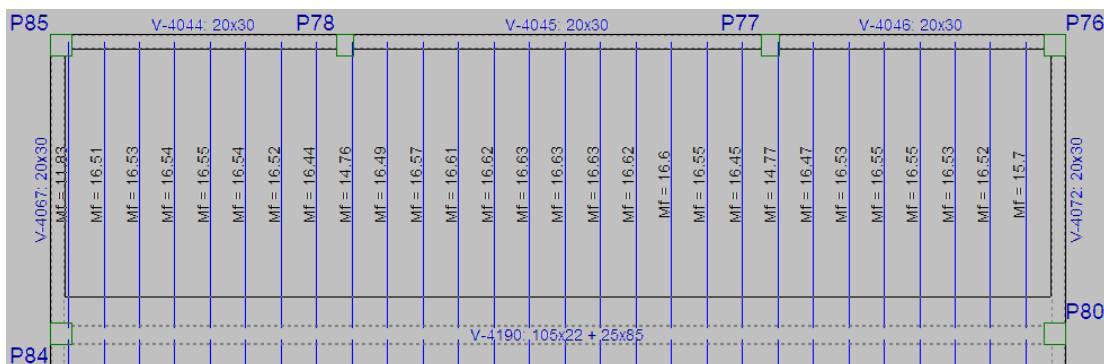
La verificación se realizará en aquella losa correspondiente a las columnas: P85, P84, P80 y P76.

Figura 4.9. Vista en planta de la disposición de viguetas.



Fuente: CYPECAD.

Figura 4.10. Vista en planta de la losa de viguetas más solicitada.



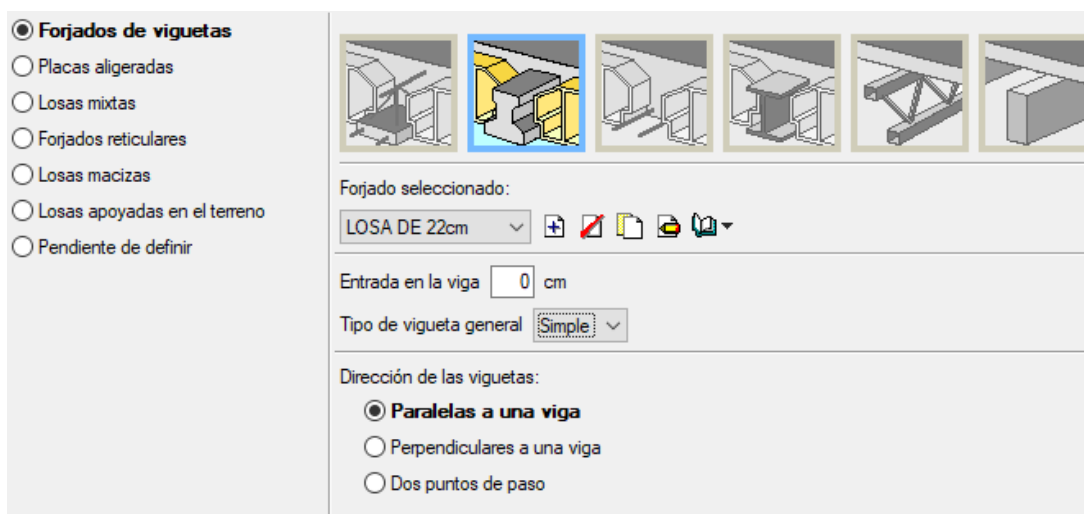
Fuente: CYPECAD.

4.3.1. Dimensionamiento y diseño.

Altura de la losa:

El peralte "H" de losas alivianadas armadas en una dirección, en casos de tener sobrecargas normales, del orden de 3 – 3.5 MPa, pueden dimensionarse tomando en cuenta la luz máxima de las losas. En el caso de luces entre 3 a 4 m, se puede usar losas con un $H = 20\text{cm}$, altura que toma en cuenta 5 cm de la losa superior y la altura del plastroformo. La altura, en estas condiciones, permite que la losa sea rígida y estable.

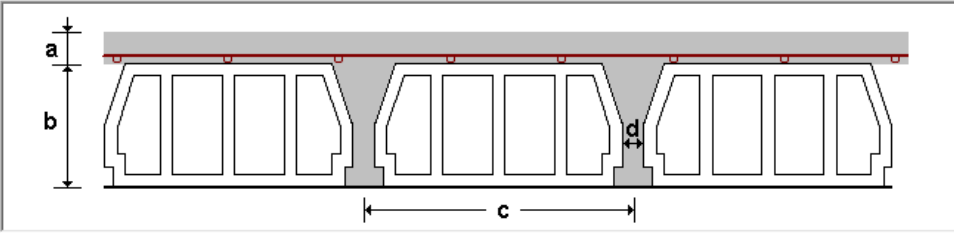
Figura 4.11. Dimensiones de losa de viguetas pretensadas.



Referencia **LOSA DE 22 cm**

Geometría

Espesor capa compresión (a)	<input type="text" value="5"/> cm	Ancho del nervio (d)	<input type="text" value="10"/> cm
Canto de bovedilla (b)	<input type="text" value="17.0"/> cm	Ancho longitudinal	<input type="text" value="100"/> cm
Intereje (c)	<input type="text" value="50"/> cm	Incremento del ancho del nervio	<input type="text" value="3.0"/> cm



Datos para cálculo

Volumen de hormigón m³/m²

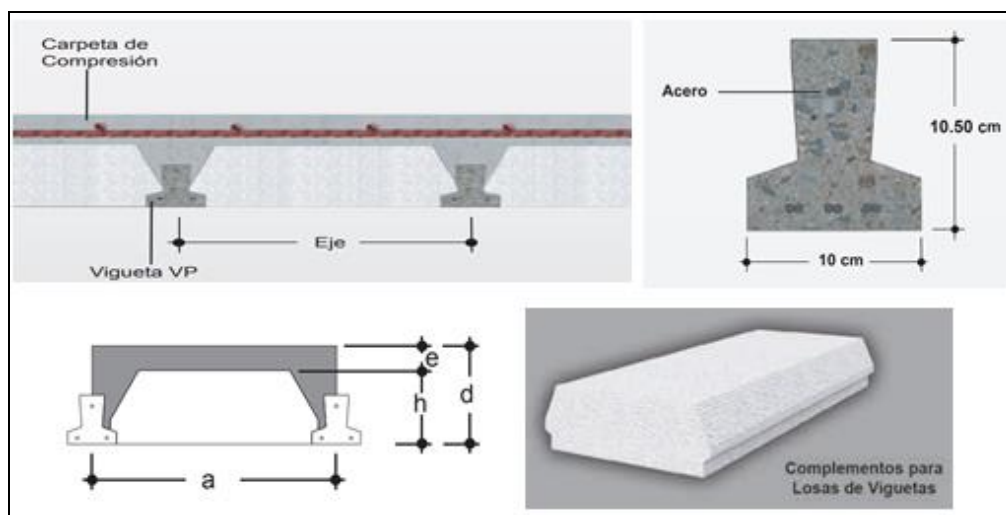
Tipo de bovedilla Peso superficial: 2.34 kN/m²

Comprobación de flecha Rigidez fisurada % rigidez bruta

Fuente: CYPECAD.

- **Disposición de viguetas:** De acuerdo con la ficha técnica de viguetas PRETENSA, una distancia entre viguetas que permite buena capacidad resistente de las losas es $D = 50\text{cm}$.
- **Complemento plastoforno:** Para el presente diseño se utilizará los complementos de plastoforno PRETENSA.

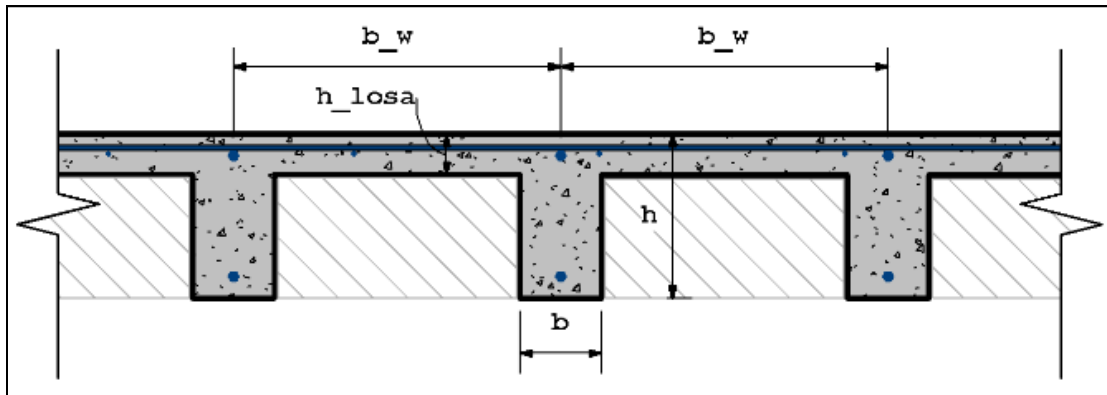
Figura 4.12. Dimensionamiento de losa alivianada.



Fuente: Catálogo PRETENSA.

- **Análisis de la losa:** La losa a ser calculada es un forjado aligerado, de viguetas pretensadas con bovedilla de plastiformo.

Figura 4.13. Diagrama de las dimensiones para el cálculo de la losa aligerada.



Fuente: Norma ACI 318-19.

Datos:

$$h = 220 \text{ mm}$$

$$b = 10 \text{ mm}$$

$$S = 500 \text{ mm}$$

$$h_f = 50 \text{ mm}$$

$$L = 3600 \text{ mm}$$

$$r_{mec} = 25 \text{ mm}$$

$$d = 19.5 \text{ cm}$$

Materiales:

Resistencia característica del hormigón:

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

Resistencia característica a la fluencia del acero longitudinal:

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

Resistencia característica a la fluencia del acero transversal:

$$f_{yt} = 420 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidad del acero:

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

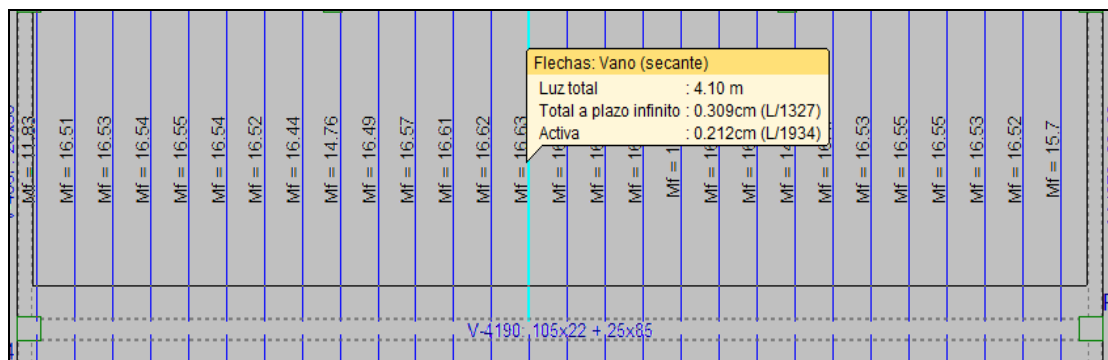
Cálculo del ancho efectivo:

$$\left. \begin{aligned} b_w &= b + S = \\ b_w &= b + 16 \cdot h_f = \\ b_w &= \frac{L}{4} = \end{aligned} \right\} \text{mín}$$

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

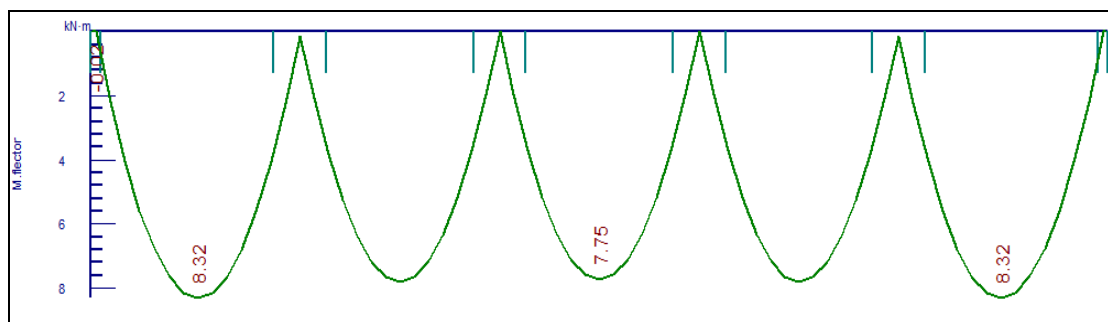
4.3.2. Verificación del momento último resistente de la vigueta:

Figura 4.14. Vista en planta de la vigueta más solicitada en la losa



Fuente: CYPECAD.

Figura 4.15. Diagrama de Envolvente de Momentos en la losa más solicitada.



Fuente: CYPECAD.

De la figura 4.15 podemos obtener el dato del máximo momento solicitado que es de 832 kg*m. El mismo debe ser comparado con el momento admisible de la vigueta, dato disponible en el catálogo de Pretensa.

Figura 4.16. Momentos flectores admisibles para complementos de EPS.



Fuente: Catálogo PRETENSA.

Finalmente, tendremos que:

$$M_{solicitada} < M_{admissible}$$

$$832 \text{ Kg} \cdot \text{m} / \text{m} < 1646 \text{ Kg} \cdot \text{m} / \text{m} \quad ; \text{Cumple!}$$

Refuerzo por temperatura:

Primero, se deberá definir el espaciamiento mínimo del refuerzo, de acuerdo con lo establecido en el apartado 24.4.3.3 de la norma, el espaciado mínimo deberá ser:

$$\left. \begin{aligned} s_{\min} &= 45 \text{ cm} \\ s_{\min} &= 5 * h_f \end{aligned} \right\} \text{mín}$$

$s_{\min} = 25 \text{ cm}$

Diámetro de varilla de refuerzo por temperatura: $\phi_t = 6 \text{ mm}$

El área de acero por temperatura mínima, de acuerdo con lo establecido en el apartado 24.4.3.2 de la norma será:

Tabla 4.1. Cuantías mínimas de refuerzo corrugado de retracción y temperatura calculadas sobre el área bruta de concreto.

Tipo de refuerzo	f_y , MPa	Cuantía mínima de refuerzo	
Barras corrugadas	< 420	0.0020	
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	≥ 420	Mayor de:	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y}$
			0.0014

Fuente: Norma ACI 318-19.

$$\rho_1 = \frac{0.0018 * 420}{f_y} = \frac{0.0018 * 420}{500} = 0.0015$$

$$\rho_2 = 0.0014$$

$$A_s = \rho * s * h_f = 0.0015 * 100 * 5 = 0.75 \text{ cm}^2$$

Disposición final: **$\phi 6\text{mm } c/25 \text{ cm}$**

4.4. Cálculo de Viga T para la Losa Alivianada.

Datos:

Altura de la viga en T:	h=85 cm
Ancho de nervio:	b=25cm
Separación libre:	S=370 cm
Altura de carpeta de compresión:	hf= 22 cm
Longitud de nervio:	L=14m
Diámetro de estribo estimado:	$\phi_{\text{estr_est}}$: 8mm
Diámetro de armadura longitudinal estimado:	$\phi_{\text{long_est}}$: 25mm
Recubrimiento geométrico:	r_g :2.5cm
Recubrimiento mecánico:	

$$r_{mec} = r_{geo} + \frac{\emptyset_{long_est}}{2} + \emptyset_{estr_est}$$

$$r_{mec}: 4.55 \text{ m}$$

Canto útil de la viga: $d = h - r_{mec}$

$$d = 80.45 \text{ cm}$$

- Cálculo de ancho efectivo a cortante:

$$\left. \begin{aligned} b_w &= b + S = \\ b_w &= b + 16 \cdot h_f = \\ b_w &= \frac{L}{4} = \\ b_w &= 80 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \text{mín}$$

- **Materiales:**

Resistencia característica del hormigón: $f_c = 25 \text{ MPa}$

Resistencia característica a la fluencia del acero longitudinal: $f_y = 500 \text{ MPa}$

Resistencia característica a la fluencia del acero transversal: $f_{yt} = 420 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad del acero: $E_s = 200 \text{ GPa}$

4.4.1. Diseño a Flexión:

Solicitación de diseño (mayorada): $M_u = 1082.60 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$j_d = 0.90 \cdot d = 72.405 \text{ cm}$$

$$A_{s_0} = \frac{M_u}{f_y \cdot j_d} = 29.904 \text{ cm}^2$$

$$a_0 = A_{s_0} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 28.145 \text{ cm}$$

$$A_{s_1} = \frac{M_u}{f_y \cdot \left(d - \frac{a_0}{2}\right)} = 32.619 \text{ cm}^2$$

$$a_1 = A_{s_1} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 30.701 \text{ cm}$$

$$A_{s_2} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_1}{2})} = 33.26 \text{ cm}^2$$

$$a_2 = A_{s_2} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 31.303 \text{ cm}$$

$$A_{s_3} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_2}{2})} = 33.414 \text{ cm}^2$$

$$a_3 = A_{s_3} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 31.499 \text{ cm}$$

$$A_{s_4} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_3}{2})} = 33.452 \text{ cm}^2$$

$$a_4 = A_{s_4} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 31.495 \text{ cm}$$

$$A_{s_5} = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - \frac{a_4}{2})} = 33.464 \text{ cm}^2$$

- **Área de Hormigón**

$$A_{H^c} = h_1 \cdot b_w + h_2 \cdot b$$

$$A_{H^c} = 0.334 \text{ m}^2$$

- **Área de acero mínimo**

$$A_{s_min} = 0.0018 \cdot A_{H^c}$$

$$A_{s_min} = 6.003 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero de cálculo**

$$A_s = 33.464 \text{ cm}^2$$

- **Acero propuesto:**

$$\emptyset_1 = 25 \text{ mm}$$

$$A_{acero_1} = 4.909 \text{ cm}^2$$

- **Numero de barras:**

$$N_1 = \frac{A_s}{A_{acero_1}} = 8$$

- **Numero de barras a utilizar:** $A_{ac_{ut}} = N_1 \cdot A_{acero_1} = 39.27 \text{ cm}^2$ *Cumple!!*

4.4.2. Diseño a cortante:

- **Solicitaciones Cortantes Últimas:** $V_u = 339.34 \text{ kN}$
- Factor de reducción de resistencia a cortante: $\phi_c = 0.75$
- Factor de reducción de resistencia por hormigón ligero: $\lambda = 1$
- Revisión para ver si se requiere o no refuerzo a cortante:

$$V_u \leq 0.083 \cdot \phi_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 187.871 \text{ KN}$$

- Resistencia a cortante del hormigón

$$V_c = 0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 547.06 \text{ KN}$$

- Cortante máximo que puedes soportar la sección transversal

$$V_{max} = \phi_c \cdot (V_c + 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d) = 2003 \text{ KN}$$

- Cálculo del área de acero de refuerzo cortante

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_c} - V_c = 94.607 \text{ kN}$$

$$s = 1 \text{ m} \quad A_{v_1} = \left(\frac{V_u - \phi_c \cdot V_c}{\phi_c \cdot f_{yt} \cdot d} \right) \cdot s = 2.80 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Cálculo de área de acero mínimo a cortante

$$A_v = 6.67 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Cálculo de separación máxima de estribos

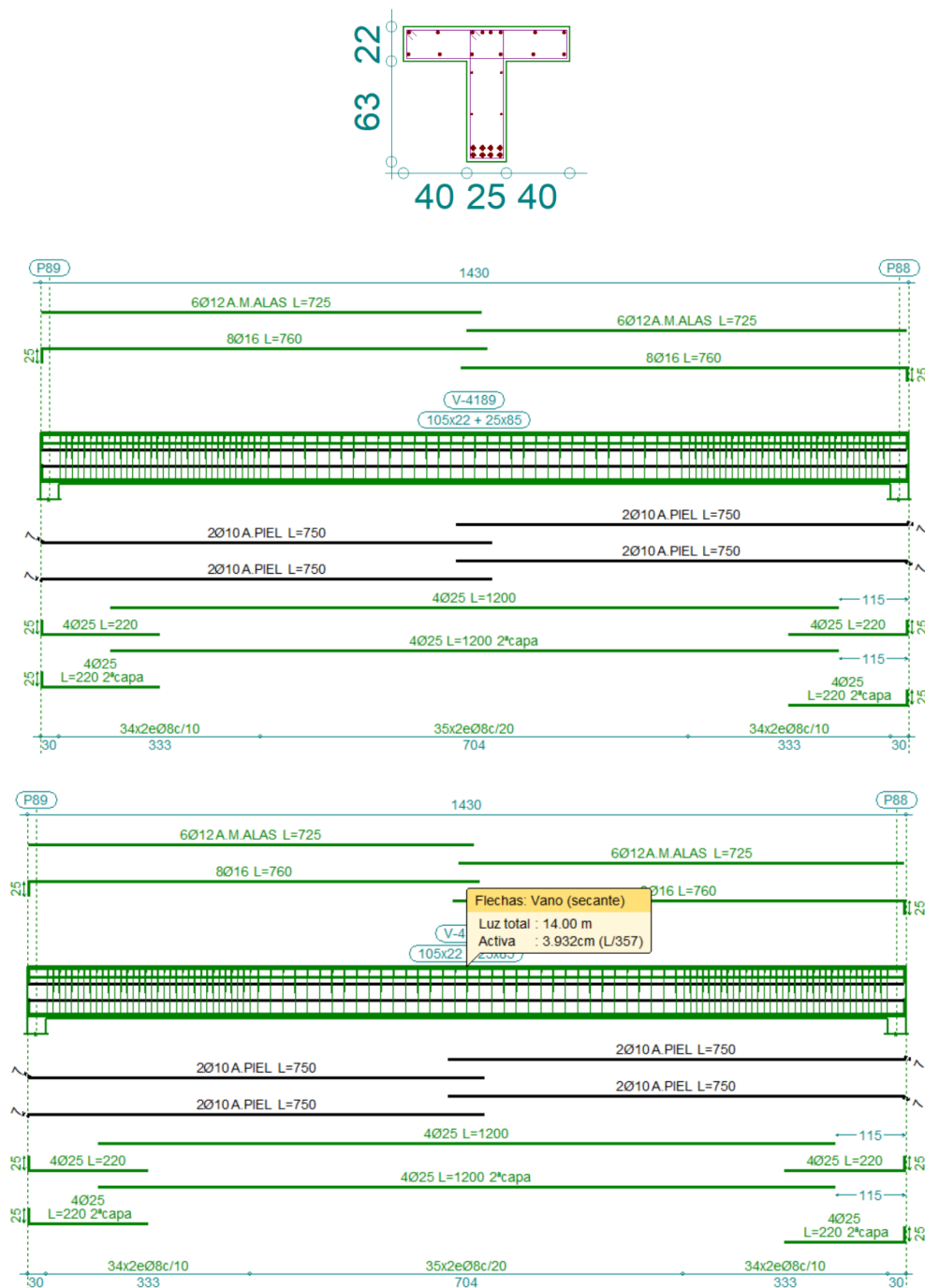
$$\left. \begin{aligned} V_s &= 0.33 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \\ V_s &= \frac{d}{2} \end{aligned} \right\} \text{máx}=20\text{cm}$$

- **Acero propuesto:** $\phi_1 = 8 \text{ mm} \quad A_{acero_1} = 0.503 \text{ cm}^2$

- **Numero de barras:** $N_1 = \frac{A_s}{2 \cdot A_{acero_1}} = 6.63 \approx 10$

- **Numero de barras a utilizar:** $A_{ac_{ut}} = N_1 \cdot A_{acero_1} = 10.053 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ *Cumple!!*

Figura 4.17. Disposición de armadura en la viga T más solicitada.



Fuente: CYPECAD.

Figura. 4.18. Áreas solicitadas en la viga T más solicitada

Amadura longitudinal (cm ²)			
Superior			
	Izquierda	Centro	Derecha
A. nec.	10.88		10.88
A. real	16.08		16.08
Posición	0.26		14.04
Inferior			
	Izquierda	Centro	Derecha
A. nec.	20.34	34.05	20.42
A. real	39.27	39.27	39.27
Posición	2.93	7.25	11.36
Amadura transversal vertical (cm ² /m) (Área Total de Estribos y Ramas / p.m.)			
Intervalo	Área Cálculo	Área Real	
[0.30-3.63]	6.28	10.05	
[3.63-10.67]	2.09	5.03	
[10.67-14.00]	6.28	10.05	

Fuente: CYPECAD.

4.5. Resultados obtenidos.

4.5.1. Comparación económica.

Una vez realizados los cálculos métricos en cada una de las opciones planteadas, se procedió a realizar una tabla comparativa que mostrara las diferencias tanto en Volumen como en Costo Total de los ítems en juego para el análisis.

Tabla 4.2. Comparación de resultados entre ambos diseños.

ELEMENTO	CUBIERTA DE AUDITORIO CON LOSA CASETONADA			CUBIERTA DE AUDITORIO CON LOSAS ALIVIANADAS		
	VOLUMEN (m ³)	ACERO (kg)	COSTO (Bs)	VOLUMEN (m ³)	ACERO (kg)	COSTO (Bs)
Losas Alivianadas	186.5	1824	1697207.977	207.43	2034	1876380.475
Losas Casetonadas	245.93	13188	1250218.206	183.81	7670	948650.3263
Vigas	219.62	23598	694396.2002	233.51	26717	763801.8566
Σ	652.05		3641822.383	624.75		3588832.658

Fuente: Elaboración Propia.

De la tabla 4.2. podemos obtener una diferencia de costo entre una y otra alternativa de 52.989,72 Bs, misma que expresada en porcentaje representa una diferencia del 0.51% del costo total del proyecto a favor de la alternativa “losas alivianadas”.

También se realizó la comparación del tiempo de ejecución del proyecto:

Tabla 4.3. Comparación del periodo de ejecución entre ambos diseños.

Alternativa de cubierta	Periodo de ejecución (días)
<i>Losa casetonada</i>	515
<i>Losa alivianada</i>	506

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla 4.3. podemos obtener una diferencia de tiempo entre una y otra alternativa de 9 días, misma que expresada en porcentaje representa una diferencia del 1.75 % del periodo de ejecución del proyecto a favor de la alternativa “losas alivianadas”.

4.5.2. Comparación técnica.

Para la comparación técnica se analizaron los puntos que se muestran a continuación:

Tabla 4.4. Comparación técnica de las alternativas para la cubierta del Auditorio.

	CUBIERTA DE AUDITORIO CON LOSA CASETONADA	CUBIERTA DE AUDITORIO CON LOSAS ALIVIANADAS
Sección de las vigas de borde	30x60	20x30
Canto de los elementos	Losa: 55 cm	Losa: 22 cm; Viga T: 85 cm
Momento máximo en el elemento crítico	98.735 kN*m	1082.60 kN*m
Cortante máxima en el elemento crítico	155.435 kN	339.34 kN
Flecha activa	L/1215	L/325
Deformación	1.23 cm	4.32 cm

Fuente: Elaboración propia.

4.6. Conclusión del aporte académico.

El primer punto a analizar es el aspecto económico, se puede evidenciar que la diferencia en el costo entre ambas alternativas es mínima, siendo la misma de apenas el 0,51%. De igual manera, en el caso del tiempo de ejecución del proyecto existe una diferencia que se puede considerar mínima del 1,75%.

De la comparación técnica podemos sacar dos conclusiones, la primera es que la alternativa “losa casetonada” tiene una mejor distribución de esfuerzos, esto se hace evidente al analizar las secciones, esfuerzos y armados en los elementos críticos de la estructura.

La segunda conclusión es que la alternativa losa casetonada es más conservadora y segura en comparación con la otra, se llega a esta conclusión luego de ver que la deformación máxima del nervio más solicitado es de 1.23 cm (L/1215). En el caso de la viga T ésta se deformaría 4.32 cm (L/325), valor que, a pesar de estar dentro de los parámetros establecidos en la norma, se encuentra cerca del límite (L/300).

Además, las características del elemento losa casetonada, la convierten en una alternativa más segura en caso de situaciones accidentales, ya que sus elementos tienen un grado de empotramiento superior al existente en la alternativa losas alivianadas.

Finalmente, tomando en cuenta que la diferencia de costo y tiempo entre una alternativa y otra es mínima, que la alternativa losa casetonada tiene una mejor distribución de esfuerzos y es más segura en comparación con las losas alivianadas, se tiene como conclusión final: **La mejor alternativa para el diseño y construcción de la cubierta del Auditorio es una losa casetonada.**

CONCLUSIONES

Culminando el presente proyecto se llegó a las siguientes conclusiones:

- En el presente proyecto están garantizados los aspectos importantes de ingeniería los cuales son: resistencia, estética y economía.
- El proyecto está completo en la parte de la ingeniería, y listo para incorporar los capítulos del estudio socioeconómico y la evaluación de factibilidad, para luego ser ejecutado.
- Se ha podido comprobar que no existe diferencia entre el armado determinado de forma manual y el obtenido por el programa CYPECAD. Se han comprobado de forma manual los elementos más solicitados de la estructura.
- Se ha podido determinar a través del aporte académico que la losa casetonada es más adecuada para la cubierta del Auditorio del presente proyecto en relación con las losas alivianadas.
- También se determinó que las fundaciones más adecuadas para el tipo de terreno el proyecto son las zapatas aisladas, que éstas son más económicas y se adecúan mejor a las necesidades del proyecto.
- Se realizó el estudio de suelos con ciertas limitaciones debido a diferentes factores, determinando a la profundidad de fundación la resistencia más desfavorable de 0.192 MPa, debido a cuestiones de seguridad se optó por reducir la misma por un factor de reducción del 15%.
- Se efectuó el análisis de cargas actuantes en la estructura tomándose en cuenta el peso propio de los elementos estructurales calculados de manera automática en el Cypecad y las cargas de servicio de acuerdo a los usos de los ambientes.
- Las vigas se diseñaron de acuerdo a la situación más crítica, verificando que los elementos más solicitados de cada pórtico estuvieran próximos al límite del dominio 3, donde el acero y el hormigón trabajan cerca de su límite y en el

caso de rotura la misma se dúctil y no frágil, obteniendo secciones más solicitadas de $0.20 * 0.40$ m.

- Se verificó la intraslacionalidad de la estructura, también se diseñaron las columnas de manera que no existieran excentricidades de segundo orden, obteniéndose una sección más solicitada de $0.35 * 0.35$ m.
- Se verificó la losa más solicitada, en la cual se utilizó como materiales principales viguetas pretensadas y bovedillas de plastoformo.
- Para el diseño de las fundaciones, se hizo uso de zapatas aisladas clasificadas como flexibles, ya que este tipo de zapatas son idóneas para suelos cohesivos, obteniendo una sección más solicitada de $2.4 * 2.4$ m de lado y 0.45 m de alto. Verificándose también la adherencia, deslizamiento y vuelco del elemento.
- Se elaboró los planos y especificaciones técnicas, los cuales están detallados en los anexos.
- El presupuesto general de la obra asciende a 10.330.913,06 Bs. esto implica aproximadamente 1.475.844,72 \$us americanos, sin tomar en cuenta ningún tipo de instalación.
- El cronograma de ejecución fue elaborado con la ayuda del software Microsoft Project, dando un total 515 días calendario de ejecución.

RECOMENDACIONES

- Realizar un estudio de suelos más detallado al contenido en este proyecto, ya que debido a diversas limitaciones no se lo pudo realizar de manera adecuada.
- Se recomienda hacer uso de mano de obra calificada en la construcción de la cubierta para el Auditorio de la infraestructura.
- Para el armado de vigas se recomienda disponer los estribos de acuerdo a la distribución de las viguetas pretensadas de la losa alivianada, para no tener percances con los estribos de la viga una vez vaciada la misma.