

## **1. ANTECEDENTES.-**

Una de las necesidades que tienen los habitantes de la ciudad de Tarija, es que no existe un lugar adecuado donde se pueda realizar la práctica del ajedrez, por lo que para dar solución a esta problemática se pretende la construcción de un edificio de dos niveles, en el cual se incluyen áreas recreativas, ambientes adecuados para la práctica, enseñanza y torneos de ajedrez nacionales e internacionales.

### **1.1. El problema.-**

Tarija tiene una población de 483.518 habitantes y es el cuarto departamento que crece en Bolivia, después de Pando, Santa Cruz y Oruro.<sup>1</sup>

Al ver el crecimiento de la población con la que cuenta Tarija y el avance de la tecnología en la actualidad, se hace más evidente el desinterés de la misma en actividades recreativas y deportivas como el ajedrez, además que no se cuenta con espacios disponibles para la práctica plena del ajedrez.

#### **1.1.1. Planteamiento.-**

Actualmente vivimos en una sociedad donde los adolescentes tienden con facilidad a los hábitos insanos (fumar, beber alcohol, drogas...) que añadido al sedentarismo, estropea la salud de nuestra juventud y una de las principales causas por la que los adolescentes no practican deportes y actividades recreativas, es porque no tienen centros adecuados en los cuales se los pueda practicar y con esto se hace aún más notable el desinterés en la práctica del ajedrez que es denominado un deporte ciencia, que sí es practicado, pero no es un deporte que tenga demanda por el motivo mencionado líneas arriba.

Las principales causas que originan el desinterés en la práctica del ajedrez son:

- Desconocimiento de los elementos necesarios para desarrollar el deporte-ciencia en la ciudad de Tarija.
- No hay sensibilización en las familias para acercar a los niños, adolescentes y jóvenes a descubrir el maravilloso mundo del ajedrez.

---

<sup>1</sup> (Fuente), Datos Instituto Nacional de Estadística INE, (Censo de población y vivienda 2012, Bolivia) pg. 13

- Inexistencia de una infraestructura o la casa del ajedrecista para la buena práctica del ajedrez en Tarija.

De mantenerse la situación actual que se presenta en la ciudad de Tarija, no se transmitirá a la población una concepción de ciencia y de cultura ni será desarrollada debido a la falta de un lugar donde realizar la práctica del ajedrez, no se formarán campeones para esta disciplina por lo que no habrá una buena representación de Tarija en torneos de ajedrez nacionales o internacionales.

El ajedrez es uno de los deportes que requiere no solo pensamiento crítico, razonamiento y estrategias para ganar un partido, sino también imaginación y creatividad, con estas palabras se deja ver que tan importante es esta disciplina por lo que se plantea la siguiente solución al problema planteado: Construcción de una estructura acorde a las necesidades de un lugar donde practicar y aprender ajedrez.

### **1.1.2. Formulación.-**

Con la construcción de la sede municipal de ajedrez de la ciudad de Tarija se puede solucionar el problema, originando un aumento considerable en la práctica del ajedrez y de esta manera disminuir el desinterés que se ha hecho presente en la actualidad ante un crecimiento grande de la población.

### **1.2. Objetivos.-**

El proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos.

#### **1.2.1. General.-**

Realizar el cálculo estructural de la Sede Municipal de ajedrez de la Ciudad de Tarija.

#### **1.2.2. Específicos.-**

Como objetivos específicos tenemos los siguientes.-

- Establecer las normativas de construcción con las que se realizara el diseño estructural.

- Diseñar la cubierta de losa alivianada con plastofomo y losa nervada, los techos y pisos de losa alivianada con plastofomo y losa nervada, los pórticos de H°A° conformado por vigas y columnas, las zapatas aisladas de H°A° y gradas de H°A°.
- Elaborar un plan de obra para la ejecución del proyecto desarrollado, a través de la cuantificación de los materiales, el presupuesto y su cronograma de trabajos.
- Elaborar las planillas de Excel para el diseño de vigas y columnas de hormigón armado.
- Desarrollar el aporte académico incluido en el desarrollo de este proyecto de diseño estructural que comprende el cálculo de zapatas prefabricadas y hacer un análisis comparativo con las zapatas aisladas y su proceso constructivo.

### **1.3. Justificación.-**

Las razones por las cuales se plantea el diseño estructural de la Sede Municipal de Ajedrez de la Ciudad de Tarija son las siguientes:

#### **1.3.1. Académica.-**

Profundizar conocimientos adquiridos por el estudiante durante su carrera en el diseño estructural de una edificación, además que permite en el estudiante el desarrollo de conocimientos, destrezas y habilidades en el desarrollo de trabajos de este tipo.

Con el cual también se quiere apoyar a la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho con un aporte académico bien desarrollado, en este caso zapatas prefabricadas para poder ampliar nuestro conocimiento y forma de empleo.

#### **1.3.2. Técnica.-**

El lugar de construcción de la Sede Municipal de ajedrez de la ciudad de Tarija, cumple con todas las características técnicas requeridas para este tipo de obras, afirmación que se hace en base a la información tanto topográfica y estudio de suelos en el lugar de emplazamiento de la obra.

#### **1.3.3. Social.-**

Contribuir en la solución de problemáticas sociales mediante la construcción de una Sede Municipal de Ajedrez para la ciudad de Tarija que dé pie al conocimiento y práctica del

ajedrez logrando formar representantes que den la talla ante torneos de ajedrez nacional e internacional. Además cabe recalcar que la construcción de la Sede Municipal cuenta con respaldo y acuerdo de todas las autoridades municipales, departamentales, nacionales y sociedad en general.

#### **1.4. Alcance del proyecto.-**

Con la información secundaria copiada en el proyecto, se indica la alternativa elegida para el desarrollo de este proyecto y el aporte académico que se incorporarán en el proyecto de diseño estructural.

Cubierta.- Está definido en un plano de losas como se observa en el plano arquitectónico anexo A-9, el cual será emplazado en losas aliviadas de viguetas con complemento de plastroformo y losa nervada.

Entrepisos.- Losas nervadas y losas aliviadas con viguetas y complemento de plastroformo, en relación a las losas llenas son menos costosas debido a que el método constructivo permite optimizar materiales con el acero de refuerzo y en especial la cantidad de madera para encofrado.

Pórticos de columnas y vigas.- Al ser de hormigón armado estos presentan mayor rigidez.

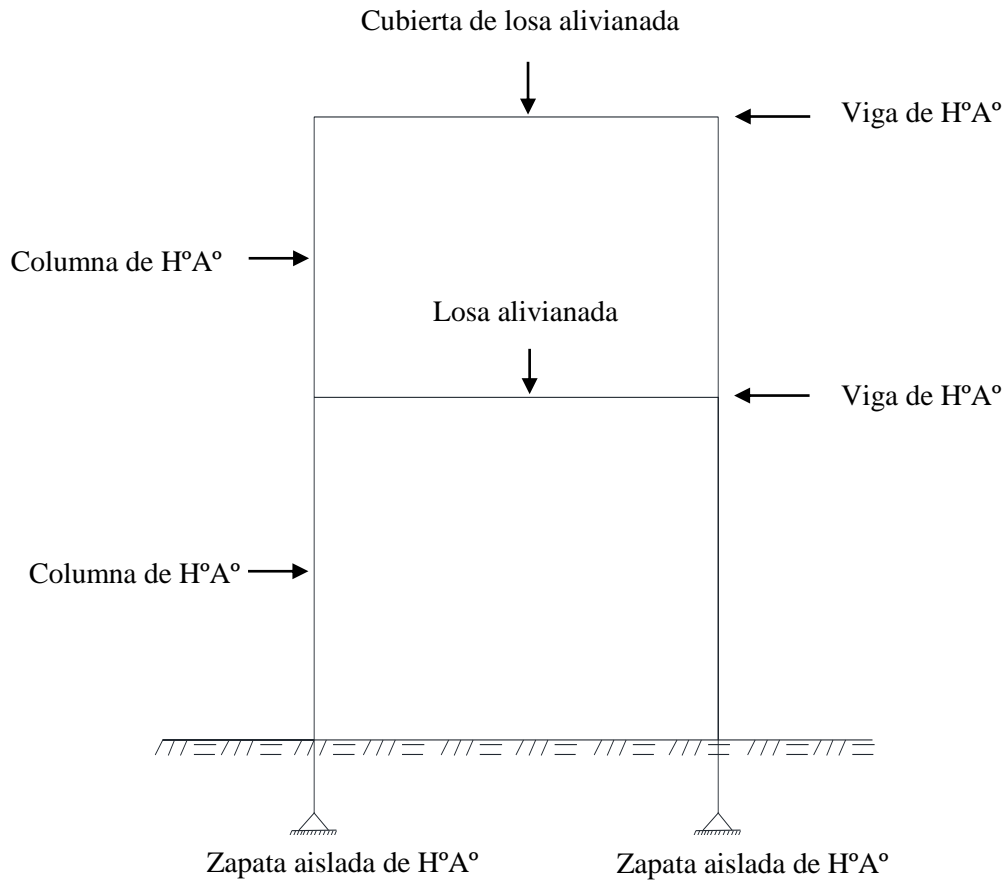
Fundación.- Estará definido en función a las características físico-mecánicas del estrato o suelo de fundación, definida en los datos obtenidos en la Alcaldía Municipal de Tarija.

##### **1.4.1. Planteo estructural.-**

Para el desarrollo del cálculo estructural de la sede municipal de ajedrez de la ciudad de Tarija, se ha copiado la siguiente información:

- El proyecto cuenta con el diseño arquitectónico, vistas de la planta baja, primer piso y segundo piso de la torre central de la Sede Municipal, dos cortes, planimetría, techos y cuatro vistas de fachadas.
- La institución involucrada si cuenta con información de la capacidad portante del suelo en el desarrollo del proyecto.

- La topografía del lugar de emplazamiento del proyecto no presenta una gran variación, teniendo irregularidades mínimas de desnivel lo que no implica ningún problema (pudiendo considerárselo plano).



(Fuente), Elaboración propia.

**Figura N° 1.1.** Alternativa de diseño estructural elegida.

#### **1.4.2. Resultados a lograr.-**

La propuesta contempla como aportes o alcance del proyecto las siguientes obras relevantes.

- Realizar el levantamiento topográfico del lugar de emplazamiento de la obra.
- Caracterización de las propiedades físico-mecánicas de las muestras extraídas en el lugar de emplazamiento de la estructura a nivel del estrato de fundación, en especial la capacidad portante del suelo de fundación.
- Planteamiento de hipótesis de carga, análisis y determinación del comportamiento de la estructura ante las cargas actuantes.

- Diseño y cálculo de los elementos estructurales con secciones que cumplan con los esfuerzos establecidos en las normas
- Método constructivo aplicable, especificaciones técnicas, análisis de volúmenes y actividades, precios unitarios y presupuesto en general.
- Planificación aproximada de la ejecución de la obra.

### **1.4.3. Aporte académico.-**

Como aporte académico en el proyecto sede municipal de ajedrez para la ciudad de Tarija se presentara el diseño, estudio y cálculo de zapatas prefabricadas, a su vez también se incluirá el método constructivo de la misma.

### **1.5. Aspectos generales.-**

**Creación:** El departamento fue creado por Decreto Supremo el 24 de septiembre de 1831, durante el Gobierno de Andrés de Santa Cruz.

**Población:** Tarija tiene una población de 483.518 habitantes, de los cuales 241.118 son hombres y 242.400 son mujeres.

**Clima:** Tiene un clima cálido y seco característico de los valles. La temperatura promedio es de 18 grados centígrados. En invierno se presentan vientos fríos del Sur que producen descensos bruscos de temperatura, que se denominan "surazos".

**Límites:** Al Norte con el departamento de Chuquisaca, al Oeste con Potosí, al Este con la República de Paraguay y al Sur con Argentina.

**Superficie:** 37.623 km<sup>2</sup>. Está a una altura de 1.905 msnm.

**Capital:** La ciudad del mismo nombre es capital del departamento conocida como la "chura" Tarija", tiene una población de 178.926 habitantes, está a una altura de 1.957 metros sobre el nivel del mar. Su fiesta cívica es el 15 de abril en conmemoración a la Batalla de la Tablada en 1817.<sup>1</sup>

**División Política:** Tarija tiene seis provincias: Aniceto Arce, Burdett O'Connor, Cercado,

---

<sup>1</sup> (Fuente), Datos Instituto Nacional de Estadística INE, (Censo de población y vivienda 2012, Bolivia)

Eustaquio Méndez, Gran Chaco y José María Avilez. Cuenta con 11 municipios y 157 cantones.

**División Política:** Tarija tiene seis provincias: Aniceto Arce, Burdett O'Connor, Cercado, Eustaquio Méndez, Gran Chaco y José María Avilez. Cuenta con 11 municipios y 157 cantones.

**Producción:** En cuanto a la producción, Tarija es por excelencia productora de vinos y singanis de gran calidad a nivel internacional. El cultivo de la vid llegó a Tarija en 1584, el primer registro de viñas chapacas data del año 1606 en la población de Entre Ríos.

Produce derivados lácteos, jamones y tiene industrias madereras, fábricas de cerámica roja y envasadoras de frutas. Es importante también la pesca, pues cuenta con dos ríos grandes como el Bermejo y el Pilcomayo.

Su actividad agrícola es diversa, pues tiene cultivos de hortalizas como pepinillo, ajo, coime, papa, manzanilla y orégano.

La ganadería está poco desarrollada, pues sus zonas altas son aptas para la cría de auquénidos, los valles para la ganadería caprina, ovina y vacuna, las llanuras del Gran Chaco para la ganadería vacuna de zonas secas y para la ganadería de porcinos.

**Servicios básicos:** A la energía eléctrica acceden 113.554 habitantes y 12.694 no cuentan con este servicio. 67.361 personas acceden al alcantarillado, a una cámara séptica 7.329 y a un pozo ciego 28.310. El agua que consumen viene de cañería de red para 104.018 personas, de una pileta pública para 7.992, de carro repartidor (aguatero) para 1.494, de pozo o noria para 4.829, de lluvia, río, vertiente, acequia para 7.568 y de lago, laguna, curichi para 347.

**Educación:** De 136.577 personas, acceden a la educación 114.703, no acceden 20.347.

**Salud:** Un total 117.577 personas acceden a un seguro de salud público, 49.697 a un seguro privado, 347.871 a un establecimiento de salud público, 86.786 a uno privado, 128.401 asiste a un médico tradicional, 221.947 personas buscan soluciones caseras y 232.903 se van a la farmacia o se auto-medica.<sup>1</sup>

---

<sup>1</sup> (Fuente), Datos Instituto Nacional de Estadística INE, (Censo de población y vivienda 2012, Bolivia) pg. 13

**Turismo:** Tarija tiene más atractivos en los alrededores de la ciudad que en la misma, pero se puede comenzar un recorrido por la Plaza Luis de Fuentes, La Catedral, La Biblioteca de los Franciscanos, La Casa Dorada y por supuesto los museos Arqueológico, Paleontológico y Mineralógico de Tarija. La loma de San Juan, San Lorenzo, Iglesia de San Roque, el Rincón de la Victoria, Chorros de Jurina, el campo de batalla La Tablada y la Represa de San Jacinto.

### 1.6. Ubicación geográfica.-



Terreno disponible para la construcción de la Sede municipal de ajedrez de la Ciudad de Tarija.

(Fuente), Google Earth.

**Imagen N°1.1.** Vista satelital del lugar de emplazamiento Sede municipal de ajedrez de Tarija.

El lugar de emplazamiento o terreno disponible para la construcción de la Sede Municipal de Ajedrez de la Ciudad de Tarija se encuentra ubicada en el departamento de Tarija, provincia Cercado, ciudad Tarija, Barrió Juan Pablo II sobre la Av. Jerusalén.

### 1.7. Vías de acceso.-

La Sede municipal de Ajedrez cuenta con dos vías de acceso principales: La primera tomando la Avenida panamericana hacia el norte e ingresando al Barrio Juan II, la segunda Vía es tomando la Avenida de la Integración hasta ingresar a la avenida Jerusalén que es el ingreso al Barrio Juan Pablo II. La Sede se encuentra en Av. Jerusalén entre calles Emaús y La Resurrección.



## **2. MARCO TEORICO**

### **2.1. Levantamiento topográfico.-**

Actualmente el lugar que se tiene destinado para la construcción de la Sede Municipal de Ajedrez de Tarija, no se encuentra ocupada por ningún tipo de construcción por lo que no habrá necesidad de ninguna demolición, como el lugar de emplazamiento se encuentra en una zona urbana en donde ya se cuenta con la delimitación de calles, el terreno ya cuenta con medidas exactas del mismo. Pero se dará el concepto básico de topografía y levantamiento topográfico.

Topografía es una ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones relativas de los puntos sobre la superficie de la tierra y debajo de la misma, mediante la combinación de las medidas según los tres elementos del espacio: distancia, elevación y dirección.

Se divide en tres ramas principales que son:

- La Geodesia
- La Fotogrametría
- La Topografía Plana

De esta división la más adecuada para el proyecto es la topografía plana por lo que se da un breve concepto: El levantamiento topográfico plano tiene la misma finalidad de los levantamientos geodésicos, pero difiere en cuanto a la magnitud y precisión y por consiguiente es llamado así, al conjunto de operaciones ejecutadas sobre el terreno, con los instrumentos adecuados; el levantamiento topográfico necesita una serie de mediciones y triangulaciones, que luego nos permitirá la elaboración del Plano.<sup>2</sup>

### **2.2. Estudio de suelos.-**

A continuación se darán conceptos sobre cómo se realiza un estudio de suelos y se nombrarán brevemente ensayos que intervienen.

---

<sup>2</sup> (Fuente), Ing. Ramón Valdez, (TOPOGRAFIA). Documento en línea.

El **estudio de Mecánica de Suelos**, es un documento suscrito por un especialista reconocido y acreditado en **mecánica de suelos**, a través del cual determina la **resistencia del terreno** sobre el que se desplantan las edificaciones, mismo que sirve de base para determinar el tipo de cimentación a usar.<sup>3</sup>

La composición del suelo podrá estar dada por: gravas, arenas, limos y arcillas.

**Análisis granulométrico.-** Su finalidad es obtener la distribución por tamaño de las partículas presentes en una muestra de suelo. Esto se realiza con la ayuda de un juego de mallas, que tienen un tamaño graduado establecido por las normas ASTM y AASHTO, en donde se obtienen los pesos retenidos para luego realizar posteriores cálculos y la curva de granulometría.

**Límites de Atterberg.-** Se deben conocer algunos conceptos básicos para poder realizar esta práctica en laboratorio.

Material elástico: Se deforma bajo la acción de una fuerza, pero recupera su forma original.

Material Plástico: Se deforma bajo la acción de una fuerza, pero al contrario del material elástico, este no recupera su forma original.

Dentro de la mecánica de suelos, se concibe lo siguiente determinar donde se presenta la plasticidad.

Suelos: los suelos plásticos (Suelos finos, arcillas) y los suelos no plásticos (Suelos gruesos, gravas y arenas). Un agente importante para que se produzca la plasticidad, es el contenido de humedad con que cuenta el suelo.

Límites de consistencia: cada límite caracteriza por un determinado contenido de humedad, o sea que cuando nos refiramos a cualquier límite, nos estamos refiriendo básicamente al contenido de humedad.<sup>4</sup>

---

<sup>3</sup> (Fuente), Ing. Felices Morales Artemio Abel, (Charla informativa de orientación sobre el uso del tipo de suelo), Universidad Católica de los Ángeles, pg. 1

<sup>4</sup> (Fuente), Ing. Steven Quesada, (Clasificación de un suelo según SUCS), Instituto Tecnológico de Costa Rica, pg. 6

Limite líquido: es un contenido de humedad, que presenta un suelo cuando a los golpes del aparato de casa grande, se cierra la abertura hecha con un ranurador que se encuentra normalizado.

Limite plástico: es un contenido de humedad que tiene el suelo cuando empieza a producir grietas y desmoronamientos, al construir con la mano pequeños cilindros de 3 mm de diámetro.<sup>4</sup>

### **Clasificación de los suelos.-**

En la actualidad existen muchos sistemas de clasificación, que se crearon con objetivos específicos, pero algunos, por su versatilidad y fácil interpretación dejaron de ser específicos y generalizaron su utilización. Mencionaremos 2 de los más importantes.

Clasificación AASTHO: un enfoque general, se basa en que esta clasificación toma de la mano la granulometría y la plasticidad de un suelo como las características principales para poder definir asociaciones que obedecen a rangos empíricos de clasificación.

Clasificación unificada: El método también considera dividir al suelo en dos partes, (grueso y fino), la división la realiza el tamiz N° 200.<sup>5</sup>

### **Estados de esfuerzo.-**

El suelo es una estructura semejante a un esqueleto de partículas sólidas en contacto, formando un sistema de vacíos intercomunicados. Los vacíos del suelo están total o parcialmente llenos de agua. La interacción entre la estructura del suelo y el fluido de los vacíos determina el comportamiento, desde el punto de vista de la ingeniería, único y dependiente del tiempo, de la masa del suelo.

El Principio de Esfuerzos Efectivos en Suelos Secos o Saturados.- El principio de los esfuerzos efectivos fue propuesto por Karl Terzaghi en 1923 y se representa en la siguiente ecuación.

$$\sigma = (\sigma - \mu) \quad (1)$$

---

<sup>4</sup> (Fuente), Ing. Steven Quesada, (Clasificación de un suelo según SUCS), Instituto Tecnológico de Costa Rica, pg. 6

<sup>5</sup> (Fuente), Bañon Blázquez, Luis; Bevia García, José Francisco. Manual de carreteras. (Alicante: Ortiz e Hijos, Contratista de Obras, S.A., 2000. Vol. 1. ISBN 84-607-0267-7), pg. 15-20

La expresión anterior fue establecida para suelos saturados o suelos granulares secos. De acuerdo a Lambe y Whitman (1969), el principio de esfuerzos efectivos se enuncia del modo siguiente:

- El esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo total menos la presión de poros.
- El esfuerzo efectivo controla ciertos aspectos del comportamiento del suelo, especialmente la compresibilidad y la resistencia.

Bishop y Blight (1963) indicaron que existen dos condiciones necesarias y suficientes para que la ecuación mostrada se cumpla rigurosamente para el cambio de volumen y la resistencia de suelos saturados o secos:

- Las partículas del suelo son incompresibles.
- El esfuerzo de fluencia en la partícula sólida, que controla el área de contacto.

Estado de esfuerzos para suelos no saturados.-

En este caso se han intentado también proponer, de manera paralela al caso saturado, expresiones que definan un único esfuerzo efectivo que controle el comportamiento del suelo tanto en lo que se refiere a su deformación volumétrica como en lo que se refiere a su resistencia al corte.

Resistencia de los suelos no saturados.-

La resistencia al corte crece con el incremento de la succión que corresponde a un incremento de los esfuerzos efectivos y es la resistencia mínima del suelo saturado, o sea es la condición más desfavorable del suelo con la saturación completa.<sup>6</sup>

### **2.3. Diseño arquitectónico.-**

#### **2.3.1. Distribución de ambientes en edificio.-**

La distribución de ambientes debe realizarse para prestar un servicio adecuado a las necesidades de los habitantes del municipio, cuidando que cada ambiente cumpla las normas

---

<sup>6</sup> (Fuente), Dr. Ing. Alva Hurtado Jorge E, Diseño de cimentaciones (Instituto de la Construcción y Gerencia), pg. 2

de construcción adecuada, además cuidando que se mantenga los ambientes en limpieza y orden.

El edificio de la Sede Municipal de Ajedrez de la Ciudad de Tarija, cuenta con un módulo de edificio el cual tiene dos niveles exceptuando la torre central que es de tres niveles y en general es un módulo de grandes dimensiones.

### **2.3.2. Alturas y cotas.-**

La altura del módulo en la torre central es de diez punto seis metros (10,60 m) tomada desde el cimiento hasta la altura de la losa superior final, la altura del primer nivel es de tres punto cuatro metros (3,4 m) y la altura del segundo nivel será de seis punto nueve metros (6,9 m) del nivel del piso al cielo del segundo nivel.

## **2.4. Idealización de la estructura**

### **2.4.1. Normas a emplear para el diseño.-**

Para realizar el cálculo estructural de la Sede Municipal de ajedrez de la ciudad de Tarija se emplearan las siguientes normas: Norma boliviana NB1225001-1 Hormigón estructural, Norma boliviana NB1225002-2 acciones gravitatorias y empujes y la Norma boliviana NB1225003-1 Acción del viento.

Los factores usados para el diseño serán establecidos de forma particular en cada cálculo estructural, extraídos de las normas anteriormente descritas.

### **2.4.2. Sustentación de la estructura.-**

Para un cálculo con relativa sencillez y exactitud en las diferentes partes de una estructura es necesario representar la estructura de una manera sencilla para el análisis.

Las componentes estructurales tienen ancho y espesor. Las fuerzas concentradas rara vez actúan en un punto aislado; generalmente se distribuyen sobre áreas pequeñas. Sin embargo, si estas características se consideran con detalle, el análisis de una estructura será muy difícil, sino que es imposible realizar.

El proceso de reemplazar una estructura real por un sistema simple susceptible de análisis se llama idealización estructural. Las líneas localizadas a lo largo de las líneas centrales de las

componentes representan a las componentes estructurales. El croquis de una estructura idealizada se llama diagrama de líneas.<sup>7</sup>

### Vigas.-

El diseño de las vigas de hormigón armado se analizara en el punto 2.5.2 estructuras de sustentación - Diseño a flexión el cuál es el que nos lleva a obtener un diseño adecuado de la misma. Para iniciar el pre-dimensionamiento se acude a la Norma Boliviana NB- 1225001-1 hormigón estructural.

|   | Espesor mínimo, $h$   |                         |                          |                   |
|---|---|-------------------------|--------------------------|-------------------|
|   | Simply apoyados   | Con un Extremo continuo | Ambos Extremos continuos | En voladizo       |
| Elementos                               | Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes. |                         |                          |                   |
| Losas macizas en una dirección          | $\frac{\ell}{20}$   | $\frac{\ell}{24}$       | $\frac{\ell}{28}$        | $\frac{\ell}{10}$ |
| Vigas o losas nervadas en una dirección | $\frac{\ell}{16}$   | $\frac{\ell}{18.5}$     | $\frac{\ell}{21}$        | $\frac{\ell}{8}$  |

(Fuente), Norma boliviana NB1225001-1, hormigón estructural. Pg. 120.

**Tabla 2.1.** Alturas o espesores mínimos de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones.

Marcos.- los marcos se usan a menudo en edificios y se componen de vigas y columnas que están articuladas o bien son rígidas en conexiones. La resistencia de un marco se deriva de las interacciones de momento entre vigas y columnas.

### 2.4.3. Fundaciones

El proceso de análisis convencional del esqueleto resistente de una edificación empieza por el estudio de la estructura, normalmente supuesta empotrada en la cimentación. Posteriormente, una vez obtenidas las acciones que el edificio transmite a la cimentación, se realiza el dimensionamiento de esta, comprobando en primer lugar que las tensiones transmitidas sean admisibles para el terreno y realizando, seguidamente, las comprobaciones pertinentes a la estructura de cimentación. Las etapas señaladas son estancas: la cimentación

<sup>7</sup> (Fuente), Jack C. McCormac, Análisis de Estructuras, (Método matricial cuarta edición, primera parte) pg. 38

recibe la superestructura, unos esfuerzos que ha de aceptar y del suelo una condición de tensión admisible.<sup>8</sup>

## **2.5. Diseño estructural**

### **2.5.1. Estructura de sustentación de cubierta**

#### **Losa alivianada.-**

Las losas alivianadas son fáciles de construir y se aplican con el fin de ahorrar material y tener menos peso. Además dado que están constituidas por materiales livianos y con huecos que alojan aire en su interior, tienen una mejor aislación térmica y acústica.

También necesitan de un encofrado, pero menos minucioso que en el caso anterior. En general en este tipo de losas los hierros principales ya no se distribuyen a lo largo de toda la superficie, sino que se concentran longitudinalmente dentro de viguetas o nervaduras, que harán de estructura soporte del conjunto. A pesar de ello necesitarán de una armadura de repartición en la parte superior, para distribuir bien las cargas.

Existen varios recursos en lo que a materiales se refiere para ejecutar una losa alivianada que a continuación se enumeran.

- Losa cerámica con viguetas
- Losa nervurada
- Losa casetonada o artesonada
- Losa hueca pretensada

La Vigueta Pretensada es un elemento prismático de hormigón sometido a tensiones de precompresión aplicadas por medio de su armadura de acero para pretensado, tensada antes de hormigonar y que posteriormente, al destensarla, queda anclada al hormigón que previamente ha alcanzado la resistencia adecuada.<sup>9</sup>

---

<sup>8</sup> (Fuente), Prof. Norly Blandria, Cimentaciones (Universidad de los Andes facultad de ingeniería Escuela de ingeniería Geológica) pg. 3

<sup>9</sup> (Fuente), Apuntes de Ingeniería civil, Entrepiso de losa alivianada (Construcción, entresijos)

Autorresistente: Vigueta capaz de resistir por sí sola, en un forjado, sin la colaboración del hormigón vertido en obra, la totalidad de los esfuerzos a los que habrá de estar sometido el forjado.

### **2.5.2. Estructura de sustentación de edificación**

#### **Cargas.-**

Las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse en tres grandes categorías: cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales.

#### **Fundamentos del diseño.-**

El diseño por resistencia consiste en la utilización de cargas considerablemente mayores que las cargas que se espera que actúen en la realidad durante el servicio.

Diseño para las cargas de servicio se lo desarrolla estipulando esfuerzos admisibles bajo cargas de servicio que sean fracciones apropiadamente pequeñas de la resistencia a la compresión del concreto y del esfuerzo a fluencia del acero.

#### **Método de diseño.-**

La metodología a emplear es el diseño por resistencia. Con este método se busca que la resistencia última de un elemento sometido a flexión, compresión o corte sea mayor o igual a la fuerza última que se obtiene mediante las combinaciones de cargas amplificadas.

#### **Diseño a flexión.-**

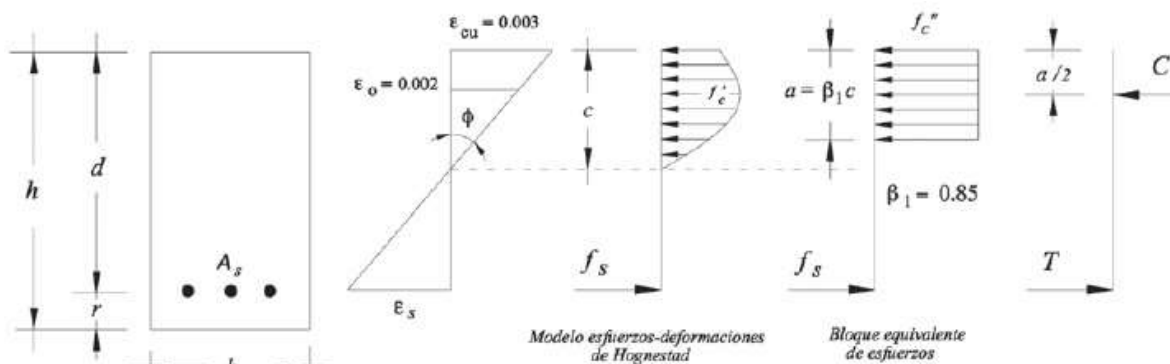
La sección crítica para momento negativo se tomara en las caras de los apoyos, mientras que para momentos positivos en el interior de la luz.

Para calcular la resistencia a flexión de una sección, como la mostrada en la figura, se supone que:

No existe deslizamiento entre el acero de refuerzo y concreto.



La máxima deformación a considerar en la fibra extrema a compresión será de 0,003.



(Fuente), Edgar I. Villagrán A., César Vera M., Ana Elena Posada S. Modelo esfuerzo-deformación para elementos de concretos reforzado que cumple con las hipótesis de las NTC RCDF 2004

**Figura N°2.1.** Bloque equivalente de compresión.

Por lo tanto se puede estimar el momento resistente a flexión. Se alcanzara esta resistencia nominal cuando el acero llegue al esfuerzo a fluencia o cuando el concreto alcance su deformidad máxima.

### **Cuantía balanceada.-**

Dada una determinada sección de viga, con resistencias de hormigón y acero ya establecidas, la cuantía balanceada se refiere a la cantidad de acero necesaria que producirá falla tanto del hormigón como del acero al mismo tiempo.

Esta por tanto es una propiedad intrínseca de la sección y es independiente de la carga que se aplique a dicha viga.

Por tanto, existe una cantidad de acero "As" tal, que logrará que tanto este acero como el hormigón fallen al mismo tiempo en algún momento a medida que se cargue la viga hasta la falla. Si se reforzara a la viga con una cantidad de acero menor a "As", el acero fallará antes. Contrariamente, si se refuerza a la sección con una cantidad de acero mayor a "As", el hormigón fallará antes que el acero.

Entonces "As" marca la frontera entre una falla dúctil (fluencia del acero) y una falla abrupta (explosión del hormigón). Esto último no es recomendable ya que las fallas en hormigón armado sin previo aviso son siempre malas. Es preferible tener una falla dúctil que avise al usuario que la sección está cercana a la falla y se desaloje el ambiente o el inmueble.

### **Deducción de la fórmula.-**

Para encontrar la cuantía balanceada de una sección, debemos trabajar con un bloque equivalente de esfuerzos de hormigón, que sea rectangular como el de la derecha. Los valores de  $\beta_1$  se obtuvieron experimentalmente por ensayos y típicamente valen 0,85. La relación entre  $c$  y  $a$  es:

Donde  $\beta_1$  es:

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (2)$$

Con  $f_c$  en Mpa.

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008(f'_c - 30) \text{ pero } 0,65 \leq \beta_1 \leq 0,85 \quad (3)$$

El valor de  $d$  es la altura efectiva medida desde la fibra más comprimida de hormigón al centroide de aceros.  $A_s$  es el acero que aún no se conoce, y que se asume que está en fluencia  $f_y$ .

### **Cuantía máxima.-**

Ocurre cuando las solicitaciones de flexión son muy importantes respecto de las de deformación y corte, en el tramo o en apoyos de vigas continuas. En estos casos, para lograr economía, dimensionamos con la tensión de corte máxima, dentro de los límites máximos de flexión, logrando secciones de hormigón más pequeñas que requieren mayor cantidad de armadura de acero.

### **Cuantía mínima.-**

Significa, cuantía mínima, la cantidad mínima de “hierro” que debe tener una sección de hormigón armado. Se realizan los cálculos de dimensionamiento de una sección, generalmente primero “pre-dimensionamos”, significa que estimamos de antemano una sección de hormigón capaz de soportar las solicitaciones actuantes.

Si predominan los esfuerzos de corte con mucha ventaja respecto de la flexión máxima, entonces podemos llegar a tener una viga con mucha sección de hormigón respecto de la armadura de acero. Si la luz de la viga es muy importante, entonces puede ser que predomine

la deformación antes su propia resistencia, entonces también podemos tener el caso de una muy pequeña sección de acero dentro de una gran sección de hormigón. Los reglamentos de estructuras de hormigón armado se anticipan a estas cuestiones y nos indican la cantidad mínima de sección de acero que debe tener una sección de hormigón. Esto se conoce como Cuantía Mínima.

### **Diseño por flexo-compresión.-**

Para el diseño o la investigación de los elementos solicitados a flexión (vigas y losas), la resistencia nominal de la sección transversal ( $M_n$ ) se debe reducir aplicando el factor de resistencia  $\phi$  a fin de obtener la resistencia de diseño ( $\phi M_n$ ) de la sección. La resistencia de diseño ( $\phi M_n$ ) debe ser mayor o igual que la resistencia requerida ( $M_u$ ). También se deben satisfacer los requisitos de comportamiento en servicio para limitar las flechas y distribución de la armadura para limitar la Fisuración.

### **Procedimiento de diseño.-**

En el diseño de secciones rectangulares que sólo tienen armadura de tracción las condiciones de equilibrio son las siguientes:<sup>10</sup>

- Equilibrio de fuerzas:

$$C = T \quad (4)$$

$$0,85 f_c' b a = A_s f_y = \rho b d f_y \quad (5)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b} = \frac{\rho d f_y}{0,85 f_c'} \quad (6)$$

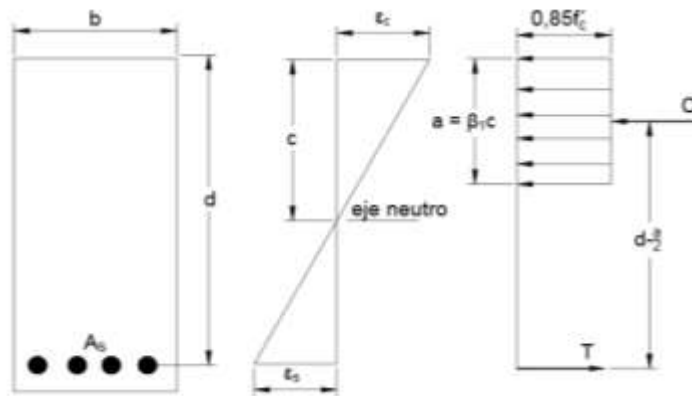
---

<sup>10</sup> (Fuente), Ing. Marcelo Pardo, Ingeniería Civil (Apuntes de ingeniería Estructural).

- Equilibrio de momentos:

$$M_u = (C \text{ ó } T) \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (7)$$

$$M_u = \rho b d f_y \left( d - \frac{0,5 \rho d f_y}{0,85 f'_c} \right) \quad (8)$$



(Fuente), Edgar I. Villagrán A., César Vera M., Ana Elena Posada S. Modelo esfuerzo-deformación para elementos de concretos reforzado que cumple con las hipótesis de las NTC RCDF 2004.

**Figura 2.2.** Bloque equivalente de compresión.

### Diseño por corte.-

Las fuerzas cortantes transversales externas  $V$ , que actúan sobre los elementos estructurales, deben ser resistidas por esfuerzos cortantes internos  $\tau$ , igualmente transversales, pero que por equilibrio también generan cortantes horizontales.

La Resistencia de Materiales permite definir las ecuaciones que describen la variabilidad del flujo de cortante, y de los esfuerzos cortantes internos  $\tau$ , en función de la altura a la que se miden tales esfuerzos, para materiales homogéneos, isotrópicos y elásticos.

En el caso del hormigón armado, el ACI 2008 y el Código Ecuatoriano de la construcción 2001 se optó por manejar un esfuerzo cortante referencial o característico promedio  $v$ , lo que facilita la inclusión de los diferentes parámetros que influyen en la resistencia al cortante.

Para el caso de secciones rectangulares, secciones T, secciones L, y secciones I, el ACI y el CEC establecen como esfuerzo cortante característico, antes de afectarse con otros factores, al obtenido mediante la siguiente expresión:<sup>11</sup>

<sup>11</sup> (Fuente), Requisitos de reglamento para concreto estructural, (ACI 318S-05) Producido por el comité ACI 318, Capítulo 11: Corte – Torsión pg. 159

$$v = \frac{V}{b_w \cdot d} \quad (9)$$

Donde:

v: esfuerzo cortante referencial promedio

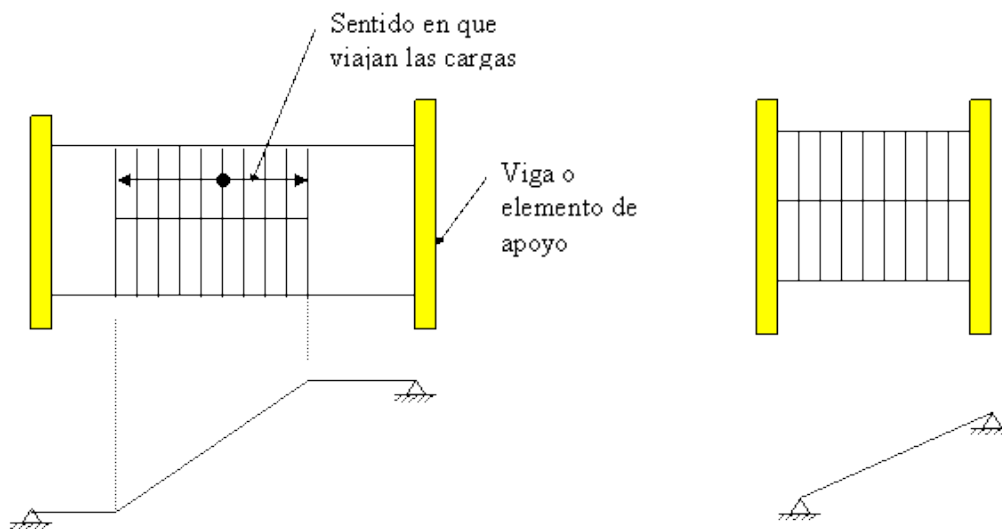
V: fuerza cortante

$b_w$  : ancho del alma resistente al cortante

d: distancia desde el centroide del acero de refuerzo hasta la fibra extrema en compresión

### 2.5.3. Estructuras complementarias.-

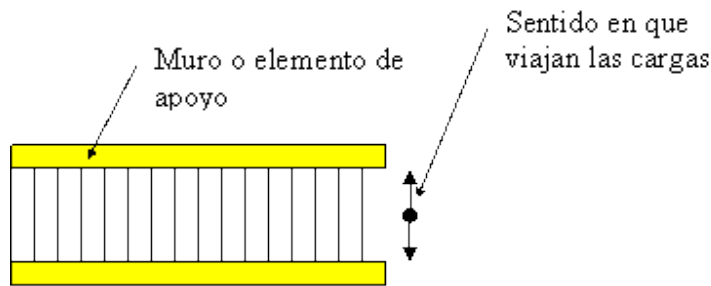
La función de una escalera es comunicar dos losas en la altura. De acuerdo con el apoyo brindado se pueden tener escaleras funcionando como losas inclinadas apoyadas en sus extremos longitudinales:



(Fuente) Ejemplo de diseño de una escalera.

**Figura N°2.3.** Esquema de una escalera simplemente apoyada.

O como tramos de losa plana apoyada en sus dos extremos transversales:



(Fuente) Ejemplo de diseño de una escalera.

**Figura N°2.4.** Esquema de una escalera simple.

O como una losa inclinada trabajando en voladizo apoyada en una viga o estructura que la recibe por medio de esfuerzos de torsión (escalera autoportante).

El tipo de escalera más normal en los edificios de vivienda es aquella que se puede apoyar en sus dos extremos.

Debido a su inclinación y poca luz estas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se les sobreponen los peldaños. Considerando solo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor. El error cometido en esta suposición es mínimo y no afecta el diseño.

Prediseño: igual que en una losa maciza normal se debe determinar un espesor de diseño que cumpla con lo requerido para efectos de deflexiones.<sup>12</sup>

#### **2.5.4. Fundaciones.-**

Toda estructura ya sea de hormigón armado, metálica, de mampostería o de madera, debe disponer de una estructura de transición que le permita transmitir las acciones hacia el terreno natural con suficiente seguridad y buenas condiciones de servicio. A este tipo de elementos estructurales los conocemos genéricamente como fundaciones.

La necesidad de un elemento de transferencia de carga al suelo surge básicamente por la diferencia de resistencia que existe entre los materiales estructurales y el terreno natural. En efecto, el acero posee una resistencia de aproximadamente 700 veces la

---

<sup>12</sup> (Fuente), Escuela de Ingeniería de Antioquia, Hormigón II (Ejemplo de Diseño de unas escaleras).

del terreno. El hormigón armado, de 30 veces, incluso la mampostería es 3 o 4 veces superior en resistencia a un buen terreno de fundación. Pero no solamente existe una diferencia en la resistencia, tampoco su comportamiento es igualmente confiable.

El hormigón o el acero, son materiales que se elaboran y que pueden ensayarse repetidamente para determinar su calidad con mucha aproximación, el terreno natural en cambio, viene dado, sus propiedades deben ser investigadas en un lugar dado y posteriormente extrapoladas a otros lugares cercanos, pero sabiendo que tiene gran variabilidad. Eso lleva a que la incertidumbre respecto de nuestra determinación crezca sustancialmente. Esto necesariamente tiene su impacto en el coeficiente de seguridad que debe adoptarse.

Pues bien, al momento de determinar qué tipo y qué dimensiones deberán tener las características del terreno a diferentes profundidades, lo que se denomina estratigrafía del suelo, es el factor determinante. Pero el problema tiene aún mayor complejidad porque el terreno no funciona de igual manera ante diferentes estímulos y acciones de una construcción.

Además, un terreno apto para fundar no solamente debe poseer una resistencia apreciable, también son importantes otras propiedades como la deformabilidad. En cuanto a este último aspecto, es importante señalar que también aquí la estructura juega un papel importante.

En efecto, una estructura monolítica como es una estructura de hormigón armado requiere una gran uniformidad en el terreno, ya que las deformaciones diferenciales que nunca son deseables suelen generar esfuerzos y fisuras en estructuras en lugares inesperados.

La resistencia del terreno, la profundidad de fundación, el tipo de fundación conveniente, la ubicación de la napa freática, se obtiene de ensayos de suelos que permiten determinar las propiedades de los suelos a partir de perforaciones y extracciones de muestras. Por regla general se hacen como mínimo dos perforaciones y se busca

que las mismas estén separadas no más de 20 metros, si el terreno es mayor se hacen más perforaciones.<sup>13</sup>

## **2.6. Estrategia para la ejecución del proyecto**

### **2.6.1. Especificaciones técnicas**

Las especificaciones técnicas son los documentos en los cuales se definen las normas, exigencias y procedimientos a ser empleados y aplicados en todos los trabajos de construcción de obras, elaboración de estudios, fabricación de equipos.

En el caso de la realización de estudios o construcción de obras, éstas forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los trabajos en general y de los acabados en particular.

Las Especificaciones Técnicas pueden dividirse en Generales y Específicas, a continuación veremos las generales.<sup>14</sup>

- Especificaciones Técnicas Generales

Las Especificaciones Técnicas Generales definen los grandes rubros de la obra, detallando la forma como se ha previsto su ejecución.

Los grandes temas tratados en las Especificaciones Técnicas Generales son:

**Trabajos preliminares**, como por ejemplo: Implementación del campamento de obras, Señalización de la obra; Limpieza y desbroce del área de trabajo; Replanteo de las estructuras; etc.

**Movimientos de tierra**, como: Excavaciones, mecánicas o manuales; Rellenos con o sin compactación, con materiales seleccionados o no; Perfilado de taludes, etc.

**Hormigones**, ya sea armado o no, aquí se define, para cada caso, la calidad de los agregados finos, medianos y gruesos; El tipo de cemento que se requiere usar, algunas veces se especifica también su origen; La calidad del agua a ser usada, y los tratamientos que se le

---

<sup>13</sup> (Fuente), Carlos Salomone, Mariana Arbeitman, Dimensionamiento de Fundaciones (Catedra Canciani).

<sup>14</sup> (Fuente), Universidad Militar Nueva Granada UMNG, Especificaciones Técnicas de construcción (Anexo N° 7 Del soporte Técnico), pg. 3



deberán dar a los diversos tipos de hormigón. Se definen los tipos de encofrado a ser utilizados, las tolerancias aceptables en cuanto a la localización de la estructura y a sus medidas.

En general las Especificaciones Técnicas hacen referencia a: Especificaciones nacionales oficiales de cada país, Reglamentos nacionales de construcciones de cada país, Manual de Normas ASTM (American Society for Testing and Materials) y Manual de Normas ACI (American Concrete Institute).

### **2.6.2. Precios unitarios**

Al momento de elaborar un PU, se deben tomar en cuenta los elementos que intervienen, los cuales pueden ser; materiales, mano de obra, equipo, herramienta, maquinaria, subcontratos, etc. además del costo de los indirectos, financiamiento, utilidad y cargos adicionales.

- **Materiales:**

Cantidad correcta incluyendo; anclajes, traslapes y desperdicios.

Materiales adicionales, es lo que se requiere para la colocación del producto principal como pueden ser; limpiadores, adhesivos, selladores, clavos, taquetes, tornillos, aditivos, bastidores, reducciones, adaptadores, etc.

Rendimientos, para el caso de cimbras, tapias, etc. en necesario determinar cuántos usos se le pueden dar.

Ficha técnica, es importante localizarla sobre todo si no se está familiarizado con el producto, en ella se encontrara la manera correcta de emplearlo y su rendimiento.

- **Mano de Obra:**

Rendimiento, este es uno de los datos más complicados a determinar, ya que depende de la naturaleza del trabajo y de las condiciones del mismo, además de que cada trabajador es diferente y por consiguiente el resultado también, los rendimientos se observan en obra y se determina un promedio, con lo cual se elaboran las tarjetas de PU.

Evaluación de un presupuesto, también existen factores de participación promedio de la mano de obra, por ejemplo, en obra gruesa la participación de la mano obra con FSR, representa

un 30% del PU, para instalaciones 25%, subcontratos como aluminio, carpintería y herrería 45% si son subcontratados y 30% si son trabajadores en nómina.

- **Herramienta menor:**

Herramienta menor, la participación en las tarjetas de PU, se asigna como un factor que oscila entre un 2% y 3% de la mano de obra, en este porcentaje se contemplan; martillos, cinceles, seguetas, palas, picos, carretillas, brochas, talados de 1/2", remachadoras, cortadores de tubo, sopletes, etc.

- **Maquinaria:**

Maquinaria, rentada o propia, para muchos trabajos como la infraestructura, la determinación del costo y rendimiento de cada máquina es primordial para lograr un costo competitivo, para ello es importante considerar el clima, las condiciones de trabajo, la dureza del terreno, el flete de la maquinaria a la obra y retorno de la misma, los horarios de trabajo.

### **2.6.3. Cómputos métricos.-**

Presupuestar una obra, es establecer de qué está compuesta (composición cualitativa) y cuántas unidades de cada componente se requieren (composición cuantitativa) para, finalmente, aplicar precios a cada uno y obtener su valor en un momento dado.

Previamente se debe someter el proyecto a los siguientes análisis:

**Análisis Geométrico.** Significa el estudio de los planos de construcción, es decir la determinación de la cantidad de volúmenes en la obra (cómputos métricos, análisis de precios unitarios).

**Análisis Estratégico.** Que es la definición de la forma en que se ejecutará, administrará y coordinará la construcción de la obra o el desarrollo de esta. Esto genera determinadas actividades que deben realizarse, pero que no se encuentran en los planos de construcción, sin embargo, todas éstas actividades tienen un costo en lo que representa el presupuesto de la obra.

**Análisis del Entorno.** Definición y valorización de costos no ligados a la ejecución física de actividades o de su administración y control, sino de requerimientos profesionales, de

mercado o imposiciones gubernamentales (conexión a servicios públicos, trabajos de mitigación de impacto ambiental, etc.).

- **Características del presupuesto.-**

Todo presupuesto tiene cuatro características fundamentales: es aproximado, es singular, es temporal y es una herramienta de control.

El presupuesto es aproximado, sus previsiones se acercaran más o menos al costo real de la obra, dependiendo de la habilidad (uso correcto de técnicas presupuestales), el criterio (visualización correcta del desarrollo de la obra) y experiencia del presupuestador.

El presupuesto es singular, como lo es cada obra, sus condiciones de localización, clima y medio ambiente, calidad de la mano de obra características del constructor, etc. Cada obra requiere un presupuesto propio así como cada persona o empresa tiene su forma particular de presupuestar.

El presupuesto es temporal, los costos que en él se establecen sólo son válidos mientras tengan vigencia los precios que sirvieron de base para su elaboración.

Los principales factores de variación son: Incremento del costo de los insumos y servicios; utilización de nuevos productos y técnicas; desarrollo de nuevos equipos, herramientas, materiales, tecnología, etc.; descuentos por volumen; reducción en ofertas de insumos por situaciones especiales, cambios estacionales.

- **Presupuesto y costos de construcción.-**

El presupuesto en construcción es una herramienta que tiene por objeto determinar anticipadamente el costo de la ejecución material de una obra.

Elaboración del Presupuesto.-

Se realiza con base en los planos y en las especificaciones técnicas de un proyecto, además de otras condiciones de ejecución, se elaboran los cómputos de los trabajos a ejecutar, se hacen los análisis de precios unitarios de los diversos ítems y se establecen los valores parciales de los capítulos en que se agrupan los ítems, y así obtener el valor total de la obra.

Los pasos a seguir son:

**Listado de precios básicos.-** El presupuesto debe incluir la lista de precios básicos de materiales, equipos y salarios utilizados.

**Análisis unitarios.-** Incluye indicaciones de cantidades y costos de materiales, transportes, desperdicios, rendimientos, costo de mano de obra, etc.

**Presupuesto por capítulos.-** Los costos de obra se presentan divididos por capítulos de acuerdo con el sistema de construcción, contratación, programación, etc.

**Componentes del presupuesto.-** Se presenta el desglose del presupuesto con las cantidades y precios totales de sus componentes divididos así: materiales, mano de obra, subcontratos, equipos y gastos generales. Finalmente en: costos directos y costos indirectos.

**Fecha del presupuesto.-** Se debe indicar la fecha en la que se hace el estimativo, en caso de haber proyecciones de costos en el tiempo, se deben indicar.

- Los Costos en Construcción.

En general se pueden identificar los siguientes grandes componentes los cuales participan en los costos básicos de una obra:

#### **Materiales.**

- Mano de obra.
- Equipos y herramientas.

#### **Gastos generales:**

- Administración e imprevistos.
- Impuestos.

Los tres primeros componentes se denominan costos directos. Tienen una relación directa con la ejecución física de la obra, estos costos están directamente relacionados con las cantidades de obra a ejecutar.

Los gastos generales también se conocen como costos indirectos, están relacionados especialmente con el tiempo de ejecución, e incluyen todos aquellos factores diferentes de los costos directos, que afectan la ejecución de la obra incluyendo gastos administrativos, de

mantenimiento, financieros, impuestos, pólizas, servicios públicos, comunicaciones, control técnico, campamentos, vías de acceso, etc., además de los imprevistos.<sup>15</sup>

#### **2.6.4. Presupuesto**

Se entiende por presupuesto de una obra o proyecto, la determinación previa de la cantidad en dinero necesaria para realizarla, a cuyo fin se tomó como base la experiencia adquirida en otras construcciones de índole semejante.

La forma o el método para realizar esa determinación son diferentes según sea el objeto que se persiga con ella.

Cuando se trata únicamente de determinar si el costo de una obra guarda la debida relación con los beneficios que de ella se espera obtener, o bien si las disponibilidades existentes bastan para su ejecución, es suficiente hacer un presupuesto aproximado, tomando como base unidades mensurables en números redondos y precios unitarios que no estén muy detallados.

Por el contrario, este presupuesto aproximado no basta cuando el estudio se hace como base para financiar la obra, o cuando el constructor la estudia al preparar su proposición, entonces hay que detallar mucho en las unidades de medida y precios unitarios, tomando en cuenta para estos últimos no sólo el precio de los materiales y mano de obra, sino también las circunstancias especiales en que se haya de realizar la obra.

Para la sede municipal de ajedrez de la ciudad de Tarija, se determina el presupuesto de la obra en base al esqueleto de la estructura o se puede denominar al costo de la obra de hormigón de esta estructura.<sup>16</sup>

#### **2.6.5. Planeamiento y cronograma**

Este punto tiene por objeto anticipar una visión de conjunto de las diversas funciones que conforman una faena, su forma de coordinarlas y las condiciones que deben tenerse presente al seleccionar un equipo o un método de construcción.

---

<sup>15</sup> (Fuente), Cámara departamental de la construcción Cochabamba, Análisis de Precios Unitarios para la Construcción, pg. 5

<sup>16</sup> (Fuente), Alvaro Beltran Razura, Costos y presupuesto (Instituto Tecnológico de Tepic), pg. 129

La planificación y control de una faena es el proceso de definir, coordinar y determinar el orden en que deben realizarse las actividades con el fin de lograr la más eficiente y económica utilización de los equipos, elementos y recursos de que se dispone y de eliminar diversificaciones innecesarias de los esfuerzos, proceso que se establece o define en un plan de trabajo, el cual debe ser controlado a lo largo de la faena para saber si se está cumpliendo o si debe ser sometido a una revisión o modificación a fin de que se pueda cumplir con el objetivo final fijado.

Un “Plan de Trabajo”, que es un conjunto de programas detallados, determina el orden, los métodos de construcción y la organización que se dispondrá para la ejecución de las obras.

En otras palabras, podríamos decir que consiste en planear para cada etapa de la faena, cuándo, con qué, y cómo se ejecutará.<sup>17</sup>

---

<sup>17</sup> (Fuente), Centro computacional de Chile, Planificación y control de construcción. Pg. 1

### **3. INGENIERIA DEL PROYECTO**

#### **3.1. Análisis de levantamiento topográfico**

El área predestinada para el emplazamiento de la obra “Sede Municipal de Ajedrez de la Ciudad de Tarija” no cuenta con construcciones antiguas o aledañas al área de construcción, a excepción de un pozo de agua que se encuentra en funcionamiento actualmente pero no dificulta en lo absoluto el área destinada a la Sede. En vista de que este terreno se encuentra en el área urbana de la ciudad de Tarija y se encuentra con las medidas exactas de este terreno, será mostrado en el anexo A-1 (Topografía) y en el Anexo A-9 (Planos), en este primero también se mostrará la documentación de terrenos para emplazamiento del proyecto y una carta de aceptación de construcción del área de equipamiento

#### **3.2. Análisis de estudio de suelos**

En el terreno donde se pretende realizar la construcción de la Sede Municipal de Ajedrez, el suelo existente es predominantemente gravoso con poca arena y poco fino, con densidad media y buena capacidad portante, en el mismo terreno del lugar se encuentra un pozo de agua que se encarga de extraer agua de uso potable y ya está concluido, por lo que ya se cuenta con registros de ensayos de suelos y con los mismos comprobar la resistencia, tipo de consolidación, dichos estudios se podrán ver en el anexo A-2 (Estudio de suelos).

#### **3.3. Análisis de diseño arquitectónico**

Según los planos arquitectónicos otorgados por la Honorable Alcaldía de la ciudad de Tarija, la Sede de Ajedrez cuenta con un solo módulo, el cual se diseñará de acuerdo a las necesidades que se tengan; además, estarán limitados por el espacio disponible, los recursos materiales y las normas de diseño que existan. La tipología arquitectónica que se va a utilizar es el de marcos de hormigón armado conformados por vigas y columnas, losa alivianada y losa casetonada, techos igual de losa alivianada, nervada y paredes de mampostería de ladrillo.

El edificio para la Sede Municipal de Ajedrez tiene una forma de L y se puede observar esta forma en los planos que se encuentran en el Anexo A-9 (Planos), este módulo se distribuye en dos niveles a sus lados y en tres niveles la parte central que conecta los 2 laterales.

### **3.4. Planteamiento estructural**

#### **3.4.1. Estructura de edificación**

##### **3.4.1.1. Pre-dimensionamiento**

El pre-dimensionamiento de cada elemento que conforma la estructura de la Sede Municipal de Ajedrez de la ciudad de Tarija se puede encontrar en el anexo A-3 (Pre-dimensionamiento) y muestra lo siguiente:

- Cubierta de losas unidireccionales y losa nervada (bidireccional).
- Techos y pisos de losas unidireccionales y losa nervada (bidireccional).
- Vigas.
- Columna.

##### **3.4.1.2. Análisis de cargas**

Para el diseño de la Sede Municipal de Ajedrez se realizó un análisis de cargas que se muestran de forma detallada en el Anexo A-4 (Cargas) y contiene las siguientes cargas:

- Cargas gravitatorias, cargas muertas (D) y contienen las cargas del peso propio y cargas permanentes (superficiales y lineales).
- Cargas gravitatorias, sobrecargas de servicio (L).
- Cargas de viento: en el diseño para fuerzas de viento, las partes integrales de la estructura deben diseñarse para resistir las fuerzas laterales totales y cumplir con los requisitos de la norma boliviana NB1225003-1, acciones sobre las estructuras.

##### **3.4.2. Estructuras complementarias**

El cálculo y manera de pre-dimensionamiento de las escaleras como estructuras complementarias se analizan en el punto 3.5.3 de este mismo documento.

##### **3.4.3. Fundación**

Para el Diseño de las fundaciones de esta estructura se dio un análisis y se determina que serán zapatas aisladas y su cálculo se detalla en el punto 3.5.4. de este documento.



### 3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural

#### 3.5.1. Estructura de sustentación de cubierta

##### Losa unidireccional.-

En el diseño estructural, se considera el uso de viguetas VP de hormigón pretensado, de la empresa PRETENSA (Industria e Ingeniería para la construcción), para losas de una altura de  $H=20\text{cm}$ . En el anexo A-5 (Cálculos y planillas) se encontrara la ficha técnica del tipo de vigueta elegido para cumplir con las solicitaciones que tiene la estructura de dicha Sede.

##### Losa Nervada.-

Antes de diseñar una losa nervada se procede a realizar su pre-dimensionamiento aplicando la altura equivalente para facilitar el diseño y posteriormente se calculara la losa crítica, el mismo se muestra en el anexo A-3 (pre-dimensionamiento).

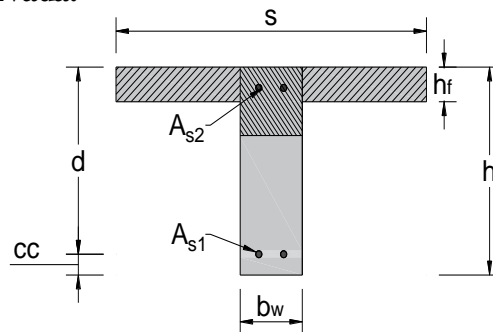
Los datos iniciales para el cálculo de la losa nervada que comprenden la geometría y las resistencias requeridas son obtenidos del diseño realizado en el programa CYPECAD, el esquema de esta losa se encuentra en el anexo A-5 (Cálculos y planillas).

#### DISEÑO DE LOSA NERVADA

Losa N° LR1-52\*52\*35

##### a. Geometría de la losa nervada.

|               |      |    |
|---------------|------|----|
| $\ell_x =$    | 6,82 | m  |
| $\ell_y =$    | 6,53 | m  |
| $\ell_{nx} =$ | 6,52 | m  |
| $\ell_{ny} =$ | 6,23 | m  |
| $bw =$        | 12   | cm |
| $s =$         | 52   | cm |
| $hf =$        | 5    | cm |
| $h =$         | 35   | cm |



##### Materiales

|                |       |     |         |         |     |
|----------------|-------|-----|---------|---------|-----|
| $f'c =$        | 25    | MPa | $E_c =$ | 25.279  | MPa |
| $f_y =$        | 420   | MPa | $E_s =$ | 200.000 | MPa |
| $\beta_1 =$    | 0,85  |     | $n =$   | 7,91    |     |
| $\epsilon_c =$ | 0,003 |     |         |         |     |

## b. Resistencias requeridas.

### Resistencia requerida a Flexión

Se realiza el diseño del nervio con la sollicitación mas crítica:

|               |       |     |                                     |
|---------------|-------|-----|-------------------------------------|
| $M_{ux(+)} =$ | 5,15  | kNm | Momento máximo positivo dirección X |
| $M_{ux(-)} =$ | -3,85 | kNm | Momento máximo negativo dirección X |
| $M_{uy(+)} =$ | 15,55 | kNm | Momento máximo positivo dirección Y |
| $M_{uy(-)} =$ | -1,56 | kNm | Momento máximo negativo dirección Y |

### Resistencia requerida a cortante

|            |       |    |                         |
|------------|-------|----|-------------------------|
| $V_{ux} =$ | 7,44  | kN | Cortante en direccion X |
| $V_{uy} =$ | 13,99 | kN | Cortante en direccion Y |

### Factor de reducción de resistencia.

|            |      |                          |
|------------|------|--------------------------|
| $\phi_b =$ | 0,90 | (Se supone inicialmente) |
| $\phi_v =$ | 0,75 |                          |

## c. Estimación del refuerzo por flexión teórico.

### Canto util de la sección "d":

|            |       |    |                                       |
|------------|-------|----|---------------------------------------|
| $cc =$     | 2     | cm | Recubrimiento libre                   |
| $d_{b0} =$ | 0,42  | cm | Armadura de distribución              |
| $d_{b1} =$ | 1,20  | cm | Diametro refuerzo pos. en dirección X |
| $d_{b2} =$ | 1,20  | cm | Diametro refuerzo neg. en dirección X |
| $d_{b3} =$ | 1,20  | cm | Diametro refuerzo pos. en dirección Y |
| $d_{b4} =$ | 1,20  | cm | Diametro refuerzo neg. en dirección Y |
| $d_{x1} =$ | 32,40 | cm | Canto util en dirección X (+)         |
| $d_{x2} =$ | 31,56 | cm | Canto util en dirección X (-)         |
| $d_{y1} =$ | 31,20 | cm | Canto util en dirección Y (+)         |
| $d_{y2} =$ | 30,36 | cm | Canto util en dirección Y (-)         |

### Altura del bloque de compresiones "a":

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{\phi 0.85 f'_c b_w}}$$

|            |      |    |                             |       |      |
|------------|------|----|-----------------------------|-------|------|
| $a_{x1} =$ | 0,16 | cm | Para el momento $M_{ux(+)}$ | 5,15  | kN m |
| $a_{x2} =$ | 0,54 | cm | Para el momento $M_{ux(-)}$ | -3,85 | kNm  |
| $a_{y1} =$ | 0,51 | cm | Para el momento $M_{uy(+)}$ | 15,55 | kN m |
| $a_{y2} =$ | 0,22 | cm | Para el momento $M_{uy(-)}$ | -1,56 | kNm  |

Altura del eje neutro "c":  $c = \frac{a}{\beta_1}$

|            |      |    |             |       |                           |
|------------|------|----|-------------|-------|---------------------------|
| $c_{x1} =$ | 0,19 | cm | $\leq hf =$ | 50 mm | Se Calcula como Viga Rec. |
| $c_{x2} =$ | 0,63 | cm | Para Mux(-) |       | Se Calcula como Viga Rec. |
| $c_{y1} =$ | 0,59 | cm | $\leq hf =$ | 50 mm | Se Calcula como Viga Rec. |
| $c_{y2} =$ | 0,26 | cm | Para Muy(-) |       | Se Calcula como Viga Rec. |

Deformación relativa del acero " $\xi_t$ ":  $\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_c$

|               |       |          |                       |      |                  |
|---------------|-------|----------|-----------------------|------|------------------|
| $\xi_{tx1} =$ | 0,513 | $>0,005$ | $\therefore \phi_b =$ | 0,90 | (Como se supuso) |
| $\xi_{tx2} =$ | 0,147 | $>0,005$ | $\therefore \phi_b =$ | 0,90 | (Como se supuso) |
| $\xi_{ty1} =$ | 0,154 | $>0,005$ | $\therefore \phi_b =$ | 0,90 | (Como se supuso) |
| $\xi_{ty2} =$ | 0,342 | $>0,005$ | $\therefore \phi_b =$ | 0,90 | (Como se supuso) |

Refuerzo minimo " $A_{s,min}$ ":

Refuerzo maximo " $A_{s,max}$ ":

$$A_{s,min} = \max\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y}; 1,4\right) \cdot b \cdot d \quad A_{s,max} = 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(\beta_1 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}}\right) \cdot b \cdot d$$

|                 |      |                 |                 |      |                 |
|-----------------|------|-----------------|-----------------|------|-----------------|
| $A_{sx1,min} =$ | 1,30 | cm <sup>2</sup> | $A_{sx1,max} =$ | 7,38 | cm <sup>2</sup> |
| $A_{sx2,min} =$ | 1,26 | cm <sup>2</sup> | $A_{sx2,max} =$ | 7,19 | cm <sup>2</sup> |
| $A_{sy1,min} =$ | 1,25 | cm <sup>2</sup> | $A_{sy1,max} =$ | 7,10 | cm <sup>2</sup> |
| $A_{sy2,min} =$ | 1,21 | cm <sup>2</sup> | $A_{sy2,max} =$ | 6,91 | cm <sup>2</sup> |

Refuerzo necesario " $A_s$ ":

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a}{f_y} \cdot b$$

|             |      |                 |                       |      |                 |                            |      |
|-------------|------|-----------------|-----------------------|------|-----------------|----------------------------|------|
| $A_{sx1} =$ | 0,42 | cm <sup>2</sup> | $< \mathbf{As,min} =$ | 1,30 | cm <sup>2</sup> | $\therefore \mathbf{As} =$ | 1,30 |
| $A_{sx2} =$ | 0,33 | cm <sup>2</sup> | $< \mathbf{As,min} =$ | 1,26 | cm <sup>2</sup> | $\therefore \mathbf{As} =$ | 1,26 |
| $A_{sy1} =$ | 1,33 | cm <sup>2</sup> | $< \mathbf{As,max} =$ | 1,25 | cm <sup>2</sup> | <b>ok</b>                  |      |
| $A_{sy2} =$ | 0,14 | cm <sup>2</sup> | $< \mathbf{As,min} =$ | 1,21 | cm <sup>2</sup> | $\therefore \mathbf{As} =$ | 1,21 |

|                      |      |                 |
|----------------------|------|-----------------|
| $\mathbf{A}_{sx1} =$ | 1,30 | cm <sup>2</sup> |
| $\mathbf{A}_{sx2} =$ | 1,26 | cm <sup>2</sup> |
| $\mathbf{A}_{sy1} =$ | 1,33 | cm <sup>2</sup> |
| $\mathbf{A}_{sy2} =$ | 1,21 | cm <sup>2</sup> |

*Elección del refuerzo real*

(Sección de una barra de acero)

$$\begin{aligned} d_{b1} &= \phi 12 \text{ mm} & A_{sx1} &= 1,13 \text{ cm}^2 \\ d_{b2} &= \phi 12 \text{ mm} & A_{sx2} &= 1,13 \text{ cm}^2 \\ d_{b3} &= \phi 12 \text{ mm} & A_{sy1} &= 1,13 \text{ cm}^2 \\ d_{b4} &= \phi 12 \text{ mm} & A_{sy2} &= 1,13 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n^\circ &= 1,1 \approx 1 \\ n^\circ &= 1,1 \approx 1 \\ n^\circ &= 1,2 \approx 2 \\ n^\circ &= 1,1 \approx 1 \end{aligned}$$

*Separación mínima*

$$\begin{aligned} S_{l,\min} &\geq d_b = 1,20 \text{ cm} \\ S_{l,\min} &\geq 1,33 D = 2,67 \text{ cm} \\ S_{l,\min} &\geq 2,50 \text{ cm} \end{aligned}$$

Donde :

D = diámetro nominal del agregado grueso.

$$D = 2 \text{ cm}$$

*Verificación separación libre "S<sub>ℓ</sub>"*

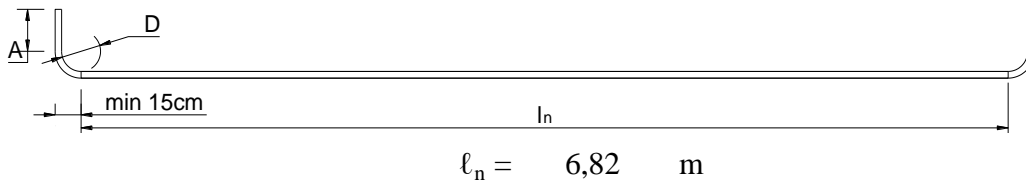
$$\begin{aligned} S_1 &= 6,80 \text{ cm} \\ S_2 &= 6,80 \text{ cm} \\ S_2 &= 6,80 \text{ cm} \\ S_3 &= 6,80 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{t1} &= 6,80 \text{ cm} > S_{t,\min} = 2,67 \text{ cm} && \text{ok} \\ S_{t2} &= 6,80 \text{ cm} > S_{t,\min} = 2,67 \text{ cm} && \text{ok} \\ S_{t3} &= 5,60 \text{ cm} > S_{t,\min} = 2,67 \text{ cm} && \text{ok} \\ S_{t4} &= 6,80 \text{ cm} > S_{t,\min} = 2,67 \text{ cm} && \text{ok} \end{aligned}$$

*Refuerzo positivo en X*

Usar: **1  $\phi 12$  mm**

|                             |
|-----------------------------|
| $(A_s = 1,13 \text{ cm}^2)$ |
|-----------------------------|

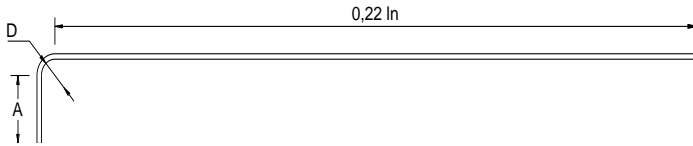


Refuerzo negativo en X

Usar: 1  $\phi 12$  mm

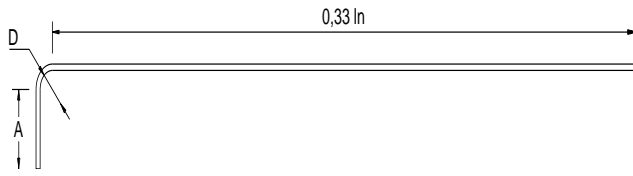
$(A_s = 1,13 \text{ cm}^2)$

Franja central  $0,22 \ell_n = 1,60$  m



Franja de columnas  $0,33 \ell_n = 2,30$  m

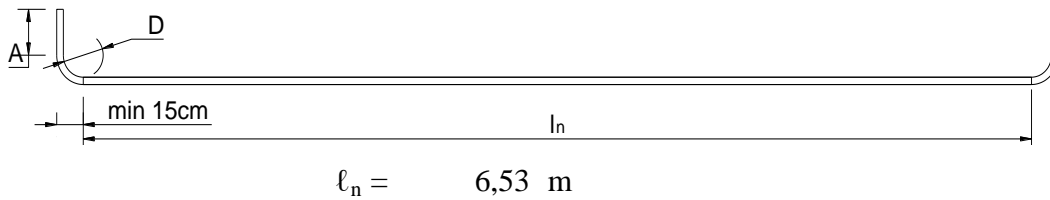
$0,20 \ell_n = 1,40$  m



Refuerzo positivo en Y

Usar: 2  $\phi 12$  mm

$(A_s = 2,26 \text{ cm}^2)$

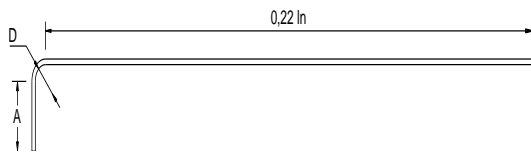


Refuerzo negativo en Y

Usar: 1  $\phi 12$  mm

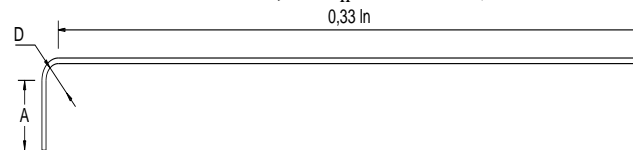
$(A_s = 1,13 \text{ cm}^2)$

Franja central  $0,22 \ell_n = 1,50$  m



Franja de columnas  $0,33 \ell_n = 2,20$  m

$0,20 \ell_n = 1,40$  m



**d. Resistencia de diseño a Flexión.**

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$$

$$\phi M_{nx(+)} = 13,76 \quad \text{kN m}$$

$$\phi M_{nx(-)} = 13,09 \quad \text{kN m}$$

$$\phi M_{ny(+)} = 26,31 \quad \text{kN m}$$

$$\phi M_{ny(-)} = 12,58 \quad \text{kN m}$$

Verificación  $M_u \leq \phi \cdot M_n$

|               |       |      |   |                    |       |      |                 |
|---------------|-------|------|---|--------------------|-------|------|-----------------|
| $M_{ux(+)} =$ | 5,15  | kN m | < | $\phi M_{nx(+)} =$ | 13,76 | kN m | <b>Verifica</b> |
| $M_{ux(-)} =$ | 3,85  | kN m | < | $\phi M_{nx(-)} =$ | 13,09 | kN m | <b>Verifica</b> |
| $M_{uy(+)} =$ | 15,55 | kN m | < | $\phi M_{ny(+)} =$ | 26,31 | kN m | <b>Verifica</b> |
| $M_{uy(-)} =$ | 1,56  | kN m | < | $\phi M_{ny(-)} =$ | 12,58 | kN m | <b>Verifica</b> |

**e. Resistencia de Diseño a corte.**

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$\phi V_{nx} = 26,7 \quad \text{kN}$$

$$\phi V_{ny} = 25,7 \quad \text{kN}$$

Verificación  $V_u \leq \phi \cdot V_n$

|            |       |    |   |                 |       |    |                 |
|------------|-------|----|---|-----------------|-------|----|-----------------|
| $V_{ux} =$ | 7,44  | kN | < | $\phi V_{nx} =$ | 26,73 | kN | <b>Verifica</b> |
| $V_{uy} =$ | 13,99 | kN | < | $\phi V_{ny} =$ | 25,74 | kN | <b>Verifica</b> |

*"No requiere refuerzo por cortante".*

**f. Verificación en Estado limite de Servicio**

Del análisis estructural realizado con el programa CYPECAD se tiene las siguientes deformaciones:

**Deflexiones**

$$\delta_D = 2,72 \quad \text{mm} \quad \text{Deflexión instantanea por carga muerta}$$

$$\delta_L = 1,42 \quad \text{mm} \quad \text{Deflexión instantanea debido a la sobrecarga de uso}$$

$$\delta_{D+L} = 4,14 \quad \text{mm} \quad \text{Deflexión total}$$

$$\delta_{D+0,3L} = 3,15 \quad \text{mm} \quad \text{Deflexión por carga sostenida}$$

Corrección de deflexiones por efecto de la fisuración

Momento de fisuración

$$M_{cr} = \frac{0,7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I_g}{y_t}$$

Para el momento positivo

$$\begin{aligned} I_g &= 73.776 \text{ cm}^4 \\ y_t &= 22,34 \text{ cm} \\ c &= 3,44 \text{ cm} \\ C &= 0,13 \\ f &= 22,35 \\ I_{cr} &= 8.261 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$M_{cr} = 11,56 \text{ kN m}$$

Para el momento negativo

$$\begin{aligned} I_g &= 42.875 \text{ cm}^4 \\ y_t &= 17,50 \text{ cm} \\ c &= 6,02 \text{ cm} \\ I_{cr} &= 6.174 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$M_{cr} = 8,58 \text{ kN m}$$

Solicitación máxima en estado de Servicio.

$$M_{a(+)} = 15,55 \text{ kN m} >$$

$$M_{a(-)} = 3,85 \text{ kN m} <$$

$$M_{cr} = 11,56 \text{ kN m} \quad \text{Fisura}$$

$$M_{cr} = 8,58 \text{ kN m} \quad \text{No fisura}$$

Inercia equivalente.

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{cr}$$

$$I_{em} = 35.181 \text{ cm}^4$$

$$I_{e1} = 42.875 \text{ cm}^4$$

Inercia equivalente promedio

$$I_{e \text{ promedio}} = 0,70 \cdot I_m + 0,15 \cdot (I_{e1} + I_{e2})$$

$$I_e \text{ prom} = 37.489 \text{ cm}^4$$

**Fator de corrección por fisuración**

$$I_g = 73.776 \text{ cm}^4$$

$$I_e = 37.489 \text{ cm}^4$$

$$K_e = I_g / I_e$$

$$K_e = 1,968$$

**Deflexiones corregidas**

$$\delta = K_e \cdot \delta$$

$$\delta_D = 5,35 \text{ mm}$$

$$\delta_{D+L} = 8,15 \text{ mm}$$

$$\delta_L = 2,79 \text{ mm}$$

$$\delta_{D+0,3L} = 6,19 \text{ mm}$$

**Deflexión a largo plazo por carga muerta mas carga viva durante 5 años**

$$\delta_{cp+sh} = \lambda_{\infty} \delta_{D+0,3L}$$

donde:

con:

$$\lambda_{\infty} = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

$$\xi = 2,00$$

$$\rho' = 0,00$$

$$\lambda_{\infty} = 2,00$$

Entonces:

$$\delta_{(cp+sh)} = 12,38 \text{ mm}$$

### Flecha admisible

$$\delta_{adm} = \frac{L}{k}$$

$$L = 6,82 \text{ m}$$

$$k = 240,00 \text{ Entrepiso que soporta a elementos estructurales no suseptible a sufrir daños}$$

|                  |                 |     |                   |                 |                 |
|------------------|-----------------|-----|-------------------|-----------------|-----------------|
| $\delta_{adm} =$ | <b>28,42 mm</b> | $>$ | $\delta(cp+sh) =$ | <b>12,38 mm</b> | <b>Verifica</b> |
|------------------|-----------------|-----|-------------------|-----------------|-----------------|

### g. Resumen de diseño.-

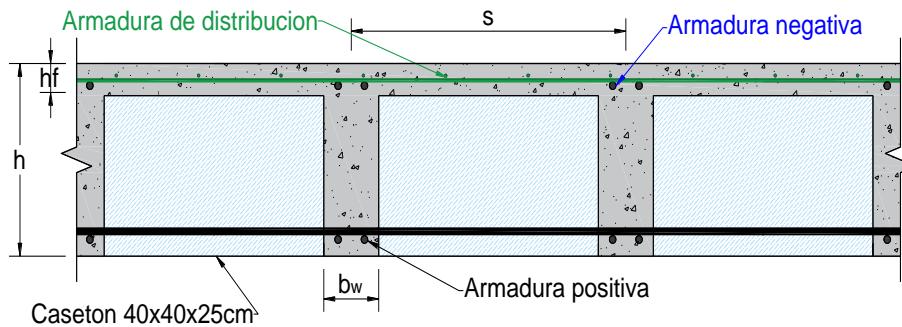
Geometría de la losa.

$$bw = 12 \text{ cm}$$

$$s = 52 \text{ cm}$$

$$hf = 5 \text{ cm}$$

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



Armadura por flexión

Refuerzo positivo en X Usar : 1  $\phi 12$  mm

Refuerzo negativo en X Usar : 1  $\phi 12$  mm

Refuerzo positivo en Y Usar : 2  $\phi 12$  mm

Refuerzo negativo en Y Usar : 1  $\phi 12$  mm

Verificación en estado límite de Resistencia.

|               |       |     |     |                    |       |      |    |
|---------------|-------|-----|-----|--------------------|-------|------|----|
| $M_{ux(+)} =$ | 5,15  | kNm | $<$ | $\phi M_{nx(+)} =$ | 13,76 | kN m | ok |
| $M_{ux(-)} =$ | 3,85  | kNm | $<$ | $\phi M_{nx(-)} =$ | 13,09 | kN m | ok |
| $M_{uy(+)} =$ | 15,55 | kNm | $<$ | $\phi M_{ny(+)} =$ | 26,31 | kN m | ok |
| $M_{uy(-)} =$ | 1,56  | kNm | $<$ | $\phi M_{ny(-)} =$ | 12,58 | kN m | ok |
| $V_{ux} =$    | 7,44  | kN  | $<$ | $\phi V_{nx} =$    | 26,73 | kN   | ok |
| $V_{uy} =$    | 13,99 | kN  | $<$ | $\phi V_{ny} =$    | 25,74 | kN   | ok |

Verificación en estado límite de Servicio.

$$\delta_{adm} = 28,42 \text{ mm} > \delta(cp+sh) = 12,38 \text{ mm} \text{ ok}$$



## ÁBACOS.-

Después del diseño de la losa nervada se muestra a continuación la verificación a punzonamiento de los ábacos presentes en la losa anterior, la losa analizada cuenta con seis (6) ábacos y en este documento se presenta la verificación de un ábaco centrado y en el anexo A-5 (cálculos y planillas) se adjuntan la verificación de un ábaco esquinera, un ábaco medianero y una imagen con la distribución de los mismos.

- **Abaco centrado.-**

### VERIFICACION A PUNZONAMIENTO EN ABACOS

#### VERIFICACION ABACO A9

##### a. Características de los materiales.

Hormigón:

|                   |        |                    |   |
|-------------------|--------|--------------------|---|
| $f'_c =$          | 25     | MPa                | Resistencia a compresión del hormigón a 28 días |
| $\gamma_{H^A} =$  | 24     | kN /m <sup>3</sup> | Peso específico                                 |
| $E_c =$           | 25.279 | MPa                | Módulo de elasticidad longitudinal              |
| $\varepsilon_c =$ | 0,003  |                    | Deformación relativa del hormigón               |
| $\beta_1 =$       | 0,85   |                    |   |

Acero:

|              |         |                    |                                    |
|--------------|---------|--------------------|------------------------------------|
| $f_y =$      | 420     | MPa                | Acero ADN-420                      |
| $\gamma_s =$ | 78,50   | kN /m <sup>3</sup> | Peso específico                    |
| $E_s =$      | 200.000 | MPa                | Módulo de elasticidad longitudinal |

##### b. Pre-dimensionamiento de Ábacos.

Recomendaciones para definir la geometría de los ábacos en losas: según NB y forjados Reticulares-1991-Florentino Regalado.

- El Abaco debe extenderse en cada dirección 1/6 de la luz entre apoyos.
- El Abaco debe proyectarse bajo la losa al menos 1/4 el espesor de la losa
- En voladizos se recomienda que el ábaco sea mayor o igual a 1/2 del vuelo
- En Voladizo menor a 1m se recomienda llevar el ábaco has el extremo del vuelo

*Nota : Inicialmente se asumirá que todos lo ábacos están embebidos en la losas por aspectos estéticos.*

### En dirección X

Donde:

$$A \geq \frac{lx_1}{6} \quad \ell_{x1} = 2,80 \text{ m} \quad (\text{Luz entre apoyos})$$

$$\mathbf{A} = 0,47 \text{ m} \approx \mathbf{0,50} \text{ m}$$

$$B \geq \frac{lx_2}{6} \quad \ell_{x2} = 3,76 \text{ m} \quad (\text{Luz entre apoyos})$$

$$\text{compensación voladizo} = 0,20$$

$$\mathbf{B} = 0,83 \text{ m} \approx \mathbf{0,90} \text{ m}$$

Entonces :

$$l_1 = A + B \quad \ell_1 = 1,40 \text{ m}$$

Se asume:

$$\ell_1 = \mathbf{2,20} \text{ m}$$

### En dirección Y

Donde:

$$A' \geq \frac{ly_1}{6} \quad \ell_{y1} = 6,53 \text{ m} \quad (\text{Luz entre apoyos})$$

$$\mathbf{A}' = 1,09 \text{ m} \approx \mathbf{1,10} \text{ m}$$

$$B' \geq \frac{ly_2}{6} \quad \ell_{y2} = 6,73 \text{ m} \quad (\text{Luz entre apoyos})$$

$$\mathbf{B}' = 1,12 \text{ m} \approx \mathbf{1,20} \text{ m}$$

Entonces :

$$l_2 = A' + B' \quad \ell_2 = 2,30 \text{ m}$$

Se asume:

$$\ell_2 = \mathbf{2,60} \text{ m}$$

Altura del ábaco embebida en la losa

$$h = h_f \quad \text{Donde:}$$

$$h_f = 35 \text{ cm} \quad (\text{altura de losa adyacente})$$

$$\text{Se asume:} \quad \mathbf{h} = \mathbf{35} \text{ cm}$$

### c. Diseño corte en dos direcciones o Punzonamiento.

c.1. Cálculo de la sección de punzonamiento.

Columna Interior

*Dimensiones de la columna*

$$\mathbf{c}_1 = 30 \text{ cm}$$

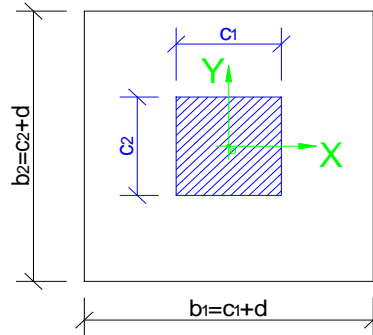
$$\mathbf{c}_2 = 30 \text{ cm}$$

*Altura útil*

$$\mathbf{d} = 32,50 \text{ cm}$$

La dimensiones de la sección crítica de punzonamiento en esta caso son:

$$\begin{aligned} b_1 &= c_1 + d = 62,50 \text{ cm} \\ b_2 &= c_2 + d = 62,50 \text{ cm} \\ \text{Perímetro crítico} \\ b_o &= 2 \cdot (b_1 + b_2) = 250 \text{ cm} \\ \text{Área crítica} \\ A_c &= 2 \cdot (b_1 + b_2) \cdot d = 8.125 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



Las inercias combinadas de la sección crítica respecto a los ejes que pasan por su centro de gravedad a los ejes de la columna, son:

$$\begin{aligned} J_{cx} &= b_2 \cdot d \cdot \left( \frac{b_2^2 + d^2}{6} + \frac{b_1 \cdot b_2}{2} \right) & J_{cx} &= 5.647.298,18 \text{ cm}^4 \\ J_{cy} &= b_1 \cdot d \cdot \left( \frac{b_1^2 + d^2}{6} + \frac{b_1 \cdot b_2}{2} \right) & J_{cy} &= 5.647.298,18 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

c.2. Momentos trasladados a los ejes de la sección crítica.

$$M_1 = M_{ux}$$

$$M_2 = M_{uy}$$

Donde :

Entonces:

$$\begin{aligned} M_{ux} &= -4,91 \text{ kN m} & \rightarrow & M_1 = -4,91 \text{ kN m} \\ M_{uy} &= 1,83 \text{ kN m} \\ V_u &= 276,78 \text{ kN m} & \rightarrow & M_2 = 1,83 \text{ kN m} \end{aligned}$$

c.3. Fracción del momento no balanceado transferida por flexión ( $\gamma_f$ ).

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

c.4. Fracción del momento no balanceado trasferido por excentricidad del corte ( $\gamma_v$ ).

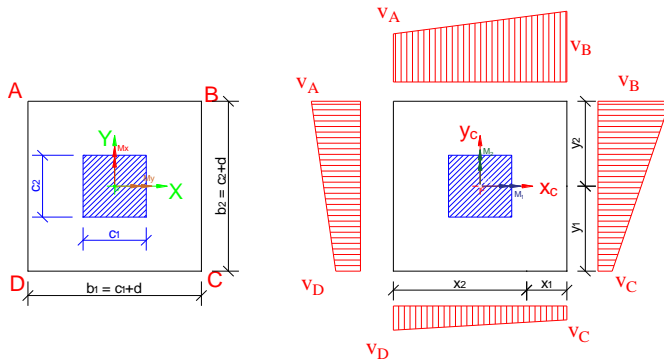
Donde: 
$$\gamma_v = 1 - \gamma_f$$

**b<sub>1</sub>** : Dimensión de la sección crítica medida en la dirección de la luz para la cual se determina los momentos.

**b<sub>2</sub>** : Dimensión de la sección crítica medida en la dirección perpendicular a b<sub>1</sub>.

| Para Mux:               |             |    | Para Muy:               |             |    |
|-------------------------|-------------|----|-------------------------|-------------|----|
| <b>b<sub>1</sub></b> =  | 62,50       | cm | <b>b<sub>1</sub></b> =  | 62,50       | cm |
| <b>b<sub>2</sub></b> =  | 62,50       | cm | <b>b<sub>2</sub></b> =  | 62,50       | cm |
| <b>γ<sub>fx</sub></b> = | <b>0,60</b> |    | <b>γ<sub>fy</sub></b> = | <b>0,60</b> |    |
| <b>γ<sub>vx</sub></b> = | <b>0,40</b> |    | <b>γ<sub>vy</sub></b> = | <b>0,40</b> |    |

c.5. Cálculo de los esfuerzos tangenciales en la sección crítica.



Coordenadas de los puntos de estudio

|    | X      | Y      |    |
|----|--------|--------|----|
| A: | -31,25 | 31,25  | cm |
| B: | 31,25  | 31,25  | cm |
| C: | 31,25  | -31,25 | cm |
| D: | -31,25 | -31,25 | cm |

Los esfuerzos tangenciales se calculan con la siguiente formula:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vx} \cdot M_1 \cdot y}{J_x} + \frac{\gamma_{vy} \cdot M_2 \cdot x}{J_y}$$

Donde:

|                 |              |                 |
|-----------------|--------------|-----------------|
| $V_u =$         | 276,78       | kN              |
| $A_c =$         | 8.125        | cm <sup>2</sup> |
| $M_1 =$         | -4,91        | kN m            |
| $\gamma_{vx} =$ | 0,40         |                 |
| $J_{cx} =$      | 5.647.298,18 | cm <sup>4</sup> |
| $M_2 =$         | 1,83         | kN m            |
| $\gamma_{vy} =$ | 0,40         |                 |
| $J_{cy} =$      | 5.647.298,18 | cm <sup>4</sup> |

Entonces los esfuerzos tangenciales son:

|            |             |            |
|------------|-------------|------------|
| $v_{uA} =$ | <b>0,33</b> | <b>MPa</b> |
| $v_{uB} =$ | <b>0,33</b> | <b>MPa</b> |
| $v_{uC} =$ | <b>0,36</b> | <b>MPa</b> |
| $v_{uD} =$ | <b>0,35</b> | <b>MPa</b> |

El máximo esfuerzo tangencial es:

|         |             |            |
|---------|-------------|------------|
| $v_u =$ | <b>0,36</b> | <b>MPa</b> |
|---------|-------------|------------|

c.6. Resistencia de diseño.

c.6.1. Para losas o ábacos sin armadura de corte.

$$v_u \leq \phi \cdot v_n$$

Siendo;

|                     |      |     |   |
|---------------------|------|-----|---|
| $v_u =$             | 0,36 | MPa | El esfuerzo tangencial máximo en la sección crítica |
| $\phi =$            | 0,75 |     | Factor de reducción de resistencia                  |
| $v_n = V_c / b_o d$ |      |     | El esfuerzo de corte nominal [MPa]                  |

Siendo  $V_c$  el menor valor de las siguiente ecuaciones

i.

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_o \cdot d$$

Siendo  $\beta = c_1 / c_2 = 1,00$

$\beta$ : Relación entre el lado mayor y el lado menor de la columna, de la carga concentrada, o de la superficie de introducción de la reacción.

$$\sqrt{f'_c} = 5,00 \text{ MPa} \leq 8,3 \text{ MPa (verifica)}$$

Entonces :

|                                 |
|---------------------------------|
| <b>V<sub>c</sub> = 2.031 kN</b> |
|---------------------------------|

ii.

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \cdot b_o \cdot d$$

siendo:

$$\alpha_s = 40,00 \quad (\text{Columna Interior})$$

$$b_o = 250 \text{ cm} \quad (\text{Perímetro crítico})$$

$$d = 32,5 \text{ cm} \quad (\text{Altura Útil})$$

Entonces :

|                                 |
|---------------------------------|
| <b>V<sub>c</sub> = 2.438 kN</b> |
|---------------------------------|

iii.

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \cdot b_o \cdot d$$

|                                 |
|---------------------------------|
| <b>V<sub>c</sub> = 1.354 kN</b> |
|---------------------------------|

Asumiendo el menor valor para V<sub>c</sub>

|                                 |
|---------------------------------|
| <b>V<sub>c</sub> = 1.354 kN</b> |
|---------------------------------|

El esfuerzo nominal de corte es igual a:

$$v_n = \frac{V_c}{b_o \cdot d} \rightarrow \boxed{v_n = 1,67 \text{ MPa}}$$

c.6.2. Verificando la resistencia de diseño.

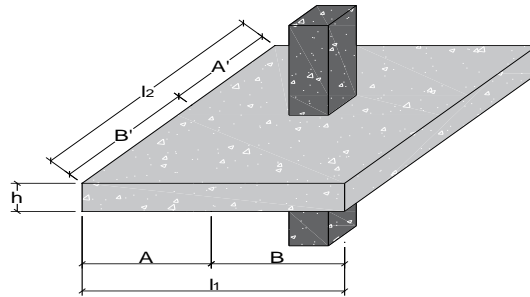
$$v_u \leq \phi v_n$$

|  |
|--|
| <b>0,36 MPa &lt; 1,25 MPa Verifica</b> |
|--|

**d. Dimensiones y armado Final.**

**d.1. Geometría del ábaco.**

|           |                        |      |   |
|-----------|------------------------|------|---|
| Espesor : | <b>h</b> =             | 0,35 | m |
| Base :    | <b>l<sub>1</sub></b> = | 2,20 | m |
|           | <b>A</b> =             | 0,50 | m |
|           | <b>B</b> =             | 0,90 | m |
| Largo:    | <b>l<sub>2</sub></b> = | 2,60 | m |
|           | <b>A'</b> =            | 1,10 | m |
|           | <b>B'</b> =            | 1,20 | m |



**d.2. Resumen de diseño.**

Punzonamiento

$$v_u = 0,36 \text{ MPa} < \phi v_n = 1,25 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

**3.5.2. Estructura de sustentación de edificación.-**

**Diseño de viga crítica.-**

Se procede al cálculo de la viga más crítica de este diseño, se adjuntan datos y cargas en el anexo A-5 (Cálculos y planillas) de este documento.

**DISEÑO DE VIGA**

**Primer piso**

V-326 Marco 8

**a. Geometría.-**

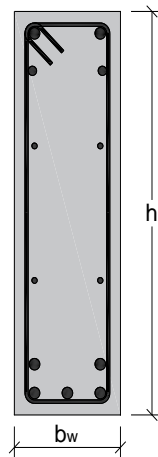
*a.1. Sección transversal.*

$$h = 0,6 \text{ m}$$

$$b_w = 0,2 \text{ m}$$

*a.2. Longitud de la viga.*

$$L = 6,25 \text{ m}$$



**b. Materiales.-**

*b.1. Hormigón.*

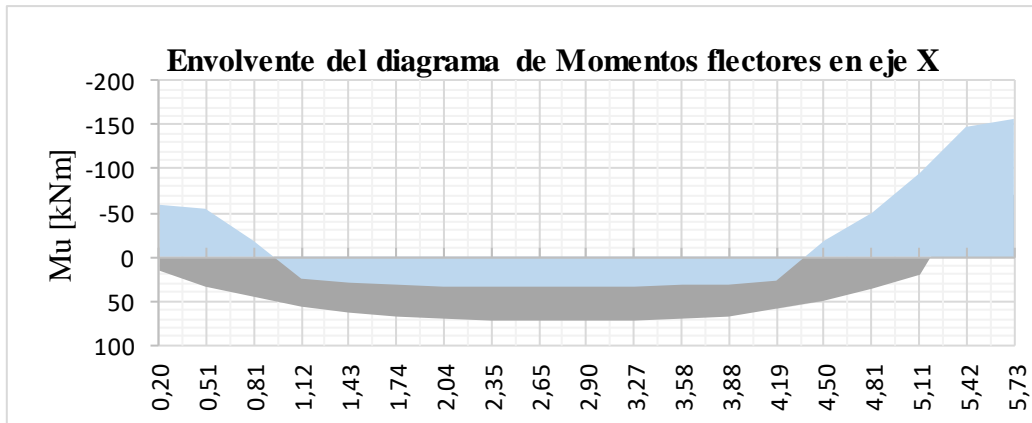
|                     |        |                   |   |
|---------------------|--------|-------------------|---|
| $f'_c =$            | 25     | MPa               | Hormigon H-25                                   |
| $E_c =$             | 23.500 | MPa               | Módulo de elasticidad longitudinal del hormigón |
| $\gamma_{H^*A^*} =$ | 25     | kN/m <sup>3</sup> | Peso específico del hormigón armado             |
| $\epsilon_{cu} =$   | 0,003  |                   | Deformación máxima del hormigón                 |
| $\beta_1 =$         | 0,85   |                   |   |
| $n =$               | 8,51   |                   |   |

*b.2. Acero.*

|                |         |     |  |
|----------------|---------|-----|--|
| $f_y =$        | 420     | MPa | Acero ADN-420                                |
| $E_s =$        | 200.000 | MPa | Modulo de elasticidad longitudinal del acero |
| $\epsilon_y =$ | 0,002   |     | Deformación relativa del acero en fluencia   |

**c. Armadura teórica requerida por flexión-**

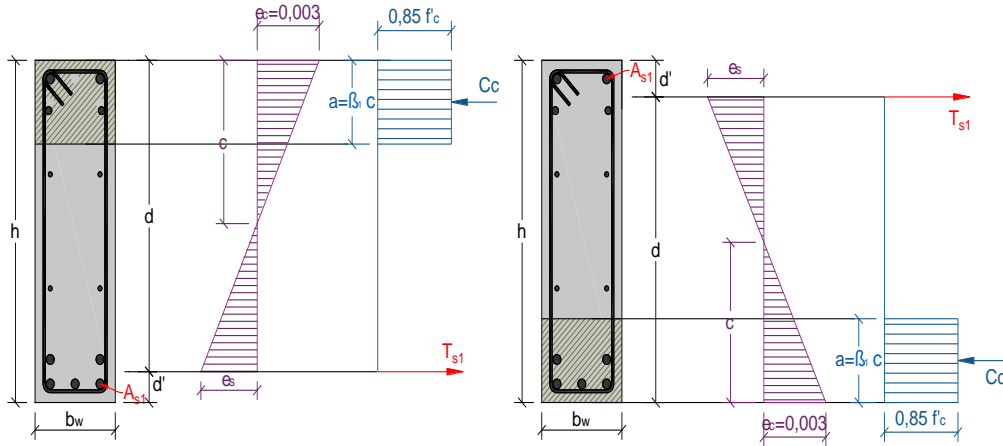
*c.1. Resistencia requerida a flexión.*



|                |         |      |
|----------------|---------|------|
| $M_{ux,izq} =$ | -50,33  | kN m |
| $M_{ux(+)} =$  | 71,31   | kN m |
| $M_{ux,d} =$   | -136,40 | kN m |

Los valores para la obtención de la gráfica de la envolvente del diagrama de momentos flectores se mostraran en el anexo A-5 (Cálculos y planillas).

c.2. Cálculo de la Armadura.



Resistencia requerida a Flexión

$$M_{ux(+)} = 71,31 \quad \text{kN m}$$

$$M_{ux1(-)} = 58,33 \quad \text{kN m}$$

$$M_{ux2(-)} = 155,79 \quad \text{kN m}$$

Factor de reducción de resistencia.

$$\phi_b = 0,90 \quad (\text{Se supone inicialmente})$$

• **Determinación de la armadura teórica:**

Altura efectiva de la sección ( $d$ ).

$$h = 60 \quad \text{cm} \quad \text{Altura de la viga}$$

$$cc = 2,5 \quad \text{cm} \quad \text{Recubrimiento libre de la sección}$$

$$d_1 = 7,2 \quad \text{cm}$$

$$d_2 = 7,2 \quad \text{cm}$$

$$d_3 = 7,2 \quad \text{cm}$$

$$d_{e1} = 52,8 \quad \text{cm}$$

$$d_{e2} = 52,8 \quad \text{cm}$$

$$d_{e3} = 52,8 \quad \text{cm}$$

• **Altura del bloque de compresiones ( $a$ ).**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{\phi 0.85 f'_c b_w}}$$

$$a_1 = 3,66 \quad \text{cm} \quad \text{Para el momento } M_{u(+)} = 71,31 \quad \text{kN m}$$

$$a_2 = 2,97 \quad \text{cm} \quad \text{Para el momento } M_{u1(-)} = 58,33 \quad \text{kN m}$$

$$a_3 = 8,38 \quad \text{cm} \quad \text{Para el momento } M_{u2(-)} = 155,79 \quad \text{kN m}$$



• *Altura del eje neutro (c).*  $c = \frac{a}{\beta_1}$

|         |      |    |   |
|---------|------|----|---|
| $c_1 =$ | 4,30 | cm | < |
| $c_2 =$ | 3,50 | cm | < |
| $c_3 =$ | 9,86 | cm | < |

$$c_{max}(cm) = 0,375 \cdot d$$

|             |      |           |
|-------------|------|-----------|
| $c_{max} =$ | 19,8 | → A's = 0 |
| $c_{max} =$ | 19,8 | → A's = 0 |
| $c_{max} =$ | 19,8 | → A's = 0 |

• *Deformación relativa del acero ( $\xi_t$ ).*

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_c$$

|              |       |         |            |      |                   |
|--------------|-------|---------|------------|------|-------------------|
| $\xi_{t1} =$ | 0,034 | > 0,005 | ∴ $\phi =$ | 0,90 | (Como se planteo) |
| $\xi_{t2} =$ | 0,042 | > 0,005 | ∴ $\phi =$ | 0,90 | (Como se planteo) |
| $\xi_{t3} =$ | 0,013 | > 0,005 | ∴ $\phi =$ | 0,90 | (Como se planteo) |

• *Limites de la armadura:*

*Refuerzo mínimo ( $A_{s,min}$ ).*

$$A_{s,min} = \max\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y}; \frac{1,4}{f_y}\right) \cdot A_{gd}$$

Donde:

|            |      |                 |                |      |                 |
|------------|------|-----------------|----------------|------|-----------------|
| $A_{gd} =$ | 1056 | cm <sup>2</sup> | $A_{s1,min} =$ | 3,52 | cm <sup>2</sup> |
| $A_{gd} =$ | 1056 | cm <sup>2</sup> | $A_{s2,min} =$ | 3,52 | cm <sup>2</sup> |
| $A_{gd} =$ | 1056 | cm <sup>2</sup> | $A_{s3,min} =$ | 3,52 | cm <sup>2</sup> |

• *Refuerzo necesario ( $A_s$ ).*

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_w}{f_y}$$

|               |      |                 |
|---------------|------|-----------------|
| $A_{s(+)} =$  | 3,70 | cm <sup>2</sup> |
| $A_{s1(-)} =$ | 3,01 | cm <sup>2</sup> |
| $A_{s2(-)} =$ | 8,48 | cm <sup>2</sup> |

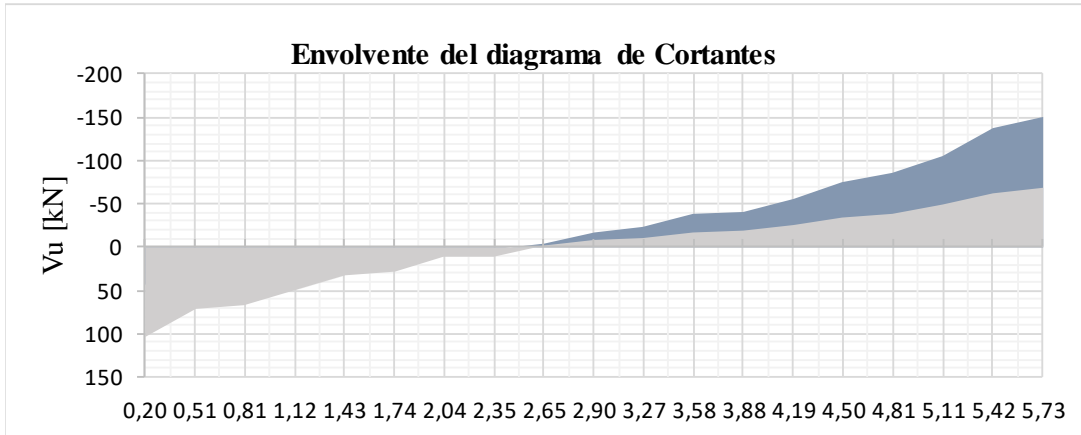
Se adopta:

|               |      |                 |
|---------------|------|-----------------|
| $A_{s(+)} =$  | 3,70 | cm <sup>2</sup> |
| $A_{s1(-)} =$ | 3,52 | cm <sup>2</sup> |
| $A_{s2(-)} =$ | 8,48 | cm <sup>2</sup> |

**d. Armadura teórica requerida por corte. (Según el Art. 11.3 NB 1225001-1)**

**d.1. Cálculo de la armadura de corte en dirección Y.**

- Resistencia requerida por cortante en dirección Y.



Se tiene la fuerza cortante ultima a diferentes distancias del apoyo.

|               |                      |
|---------------|----------------------|
| d = 0,53 m    | $V_{u1} = 72,00$ kN  |
| L/4 = 1,56 m  | $V_{u2} = 33,43$ kN  |
| 3L/4 = 4,69 m | $V_{u3} = 74,46$ kN  |
| L-d = 5,72 m  | $V_{u4} = 136,57$ kN |

- Resistencia de corte proporcionado por el hormigón.

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

|                          |   |
|--------------------------|---|
| $\sqrt{f'_c} = 5,00$ MPa | < 8,3 MPa Verifica                            |
| $\phi = 0,75$            | (factor de reducción de resistencia de corte) |
| d = 52,80 cm             |   |
| $b_w = 20$ cm            |   |

|                                   |               |                           |
|-----------------------------------|---------------|---------------------------|
| $\rightarrow \phi V_c = 66,00$ kN | $\rightarrow$ | $0,5 \phi V_c = 33,00$ kN |
|-----------------------------------|---------------|---------------------------|

Es necesario refuerzo por cortante:

|                      |  |
|----------------------|--|
| $V_{u1} = 72,00$ kN  | $\rightarrow Vu > \phi Vc$ (Requiere Av)                       |
| $V_{u2} = 33,43$ kN  | $\rightarrow 0,5\phi Vc \leq Vu \leq \phi Vc$ (Proveer Av,min) |
| $V_{u3} = 74,46$ kN  | $\rightarrow Vu > \phi Vc$ (Requiere Av)                       |
| $V_{u4} = 136,57$ kN | $\rightarrow Vu > \phi Vc$ (Requiere Av)                       |

- Refuerzo por cortante mínimo.

$$\left(\frac{A_{v,min}}{s}\right) = \max \left\{ \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}; 0,33 \frac{b_w}{f_{yt}} \right\}$$

$$f_{yt} = 420 \text{ MPa} \quad \rightarrow A_{v,min} / s = 0,0016 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

- Cortante que resiste el acero.

$$V_s = V_u - \phi V_c \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d$$

|            |       |    |   |     |    |                 |
|------------|-------|----|---|-----|----|-----------------|
| $V_{s1} =$ | 6,00  | kN | < | 352 | kN | <b>Verifica</b> |
| $V_{s2} =$ | 0,00  | kN | < | 352 | kN | <b>Verifica</b> |
| $V_{s3} =$ | 8,46  | kN | < | 352 | kN | <b>Verifica</b> |
| $V_{s4} =$ | 70,57 | kN | < | 352 | kN | <b>Verifica</b> |

- Armadura de corte.

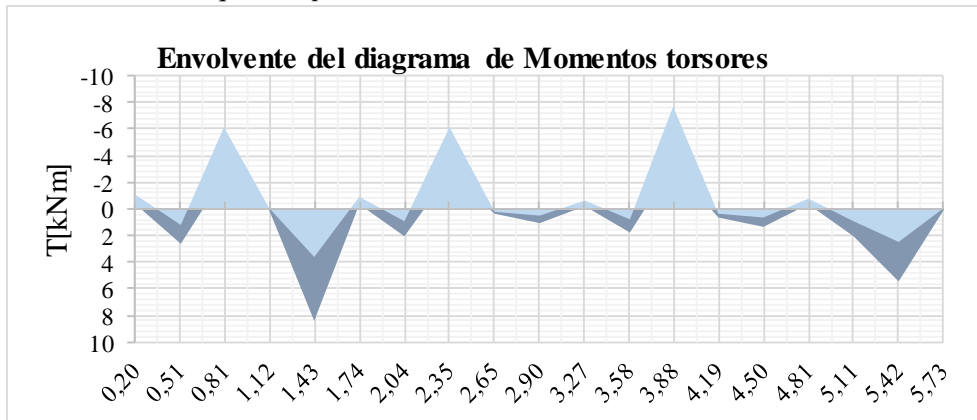
$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\phi f_{yt} d}$$

Entonces:

|              |       |                     |   |                 |       |                     |
|--------------|-------|---------------------|---|-----------------|-------|---------------------|
| $A_{v1}/s =$ | 0,004 | cm <sup>2</sup> /cm | < | $A_{v,min}/s =$ | 0,016 | cm <sup>2</sup> /cm |
| $A_{v2}/s =$ | 0,000 | cm <sup>2</sup> /cm | < | $A_{v,min}/s =$ | 0,016 | cm <sup>2</sup> /cm |
| $A_{v3}/s =$ | 0,005 | cm <sup>2</sup> /cm | < | $A_{v,min}/s =$ | 0,016 | cm <sup>2</sup> /cm |
| $A_{v4}/s =$ | 0,042 | cm <sup>2</sup> /cm | > | $A_{v,min}/s =$ | 0,016 | cm <sup>2</sup> /cm |

**e. Armadura teórica requerida por torsión (Según el Art. 11.6 NB 1225001-1)**

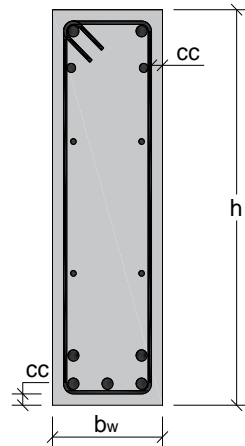
**e.1. Resistencia requerida por torsión.**



|              |      |     |
|--------------|------|-----|
| $T_{uizq} =$ | 8,37 | kNm |
|--------------|------|-----|

|              |       |     |
|--------------|-------|-----|
| $T_{uder} =$ | -7,69 | kNm |
|--------------|-------|-----|

**Valores necesarios para el diseño**



|            |        |               |
|------------|--------|---------------|
| $A_{cp} =$ | 1200   | $\text{cm}^2$ |
| $A_{oh} =$ | 825    | $\text{cm}^2$ |
| $A_o =$    | 701,25 | $\text{cm}^2$ |
| $p_{cp} =$ | 160    | cm            |
| $p_h =$    | 140    | cm            |

**e.2. Cálculo de la armadura de Torsión.**

- Cuando  $T_u < \phi T_{th}$  se permite despreciar la torsión:

$$\phi \cdot T_{th} = \phi \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \cdot \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad \text{Con:} \quad \begin{aligned} \sqrt{f'_c} &= 5,00 \text{ MPa} \\ \phi &= 0,75 \end{aligned}$$

$$\phi \cdot T_{th} = \mathbf{2,81 \text{ kN m}}$$

Se tiene la resistencia requerida a torsión a diferentes distancias del apoyo.

- d = 0,53 m
- L/4 = 1,56 m
- 3L/4 = 4,69 m
- L-d = 5,72 m

Tu (kNm)

|            |      |   |               |                                  |
|------------|------|---|---------------|----------------------------------|
| $T_{u1} =$ | 2,58 | < | <b>2,8kNm</b> | No requiere armadura por torsion |
| $T_{u2} =$ | 8,37 | > | <b>2,8kNm</b> | Requiere armadura por torsion    |
| $T_{u3} =$ | 1,41 | < | <b>2,8kNm</b> | No requiere armadura por torsion |
| $T_{u4} =$ | 5,46 | > | <b>2,8kNm</b> | Requiere armadura por torsion    |

- Verificación de bielas comprimidas y fisuración.

$$\sqrt{\left( \frac{V_u}{b_w \cdot d} \right)^2 + \left( \frac{T_u \cdot p_h}{1,7 \cdot A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \cdot \left( \frac{V_c}{b_w \cdot d} + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \right)$$

Donde :

|         |        |      |                                     |
|---------|--------|------|-------------------------------------|
| $V_u =$ | 136,57 | kN   | (Cortante mayorado máximo)          |
| $T_u =$ | 8,37   | kN m | (Momento Torsor mayorado máximo)    |
| $V_c =$ | 66,00  | kN   | (Resistencia al corte del hormigón) |

$$b_w = 20 \text{ cm}$$

$$d = 52,8 \text{ cm}$$

Se verifica en la sección crítica.

|             |            |          |             |            |                   |
|-------------|------------|----------|-------------|------------|-------------------|
| <b>1,64</b> | <b>MPa</b> | <b>≤</b> | <b>2,97</b> | <b>MPa</b> | <b>(Verifica)</b> |
|-------------|------------|----------|-------------|------------|-------------------|

• *Determinación de la armadura transversal por torsión requerido.*

$$\left(\frac{A_t}{s}\right) = \frac{T_u}{2 \cdot \phi \cdot A_o \cdot f_{yt} \cdot \cot \theta}$$

con:  $\theta = 45,00^\circ$   
 $f_{yt} = 420,00 \text{ MPa}$

|   |                        |
|---|------------------------|
| <b><math>A_{t1}/s = 0 \text{ cm}^2/\text{cm}</math></b>     | No precisa $A_{t1}/s$  |
| <b><math>A_{t2}/s = 0,019 \text{ cm}^2/\text{cm}</math></b> | Para 1 rama de estribo |
| <b><math>A_{t3}/s = 0 \text{ cm}^2/\text{cm}</math></b>     | No precisa $A_{t1}/s$  |
| <b><math>A_{t4}/s = 0,012 \text{ cm}^2/\text{cm}</math></b> | Para 1 rama de estribo |

• *Determinación de la área adicional armadura longitudinal por torsión requerido.*

$$A_\ell = \frac{T_u \cdot p_h}{2 \cdot \phi \cdot A_o \cdot f_{yt} \cdot \cot \theta}$$

|  |
|--|
| <b><math>A_{t1} = 0 \text{ cm}^2</math></b>    |
| <b><math>A_{t2} = 2,65 \text{ cm}^2</math></b> |
| <b><math>A_{t3} = 0 \text{ cm}^2</math></b>    |
| <b><math>A_{t4} = 1,73 \text{ cm}^2</math></b> |

• *Armadura mínimas y separaciones máximas.*

Armadura mínima transversal debe ser el mayor valor resultante de las siguientes formulas Cuando:  $T_u \geq \phi T_{th}$

$$\frac{(A_v + 2 \cdot A_t)_{min}}{s} = \frac{1}{16} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w}{f_{yt}} \geq \frac{0,33 \cdot b_w}{f_{yt}}$$

$$(A_v + 2 A_t)_{min} / s = 0,016 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Armadura mínima longitudinal neta para torsión es igual a:

$$A_{l,min} = \frac{5 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cp}}{12 \cdot f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) \cdot p_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y}$$

además de considerarse lo siguiente:

$$\left(\frac{A_t}{s}\right) \geq \left(\frac{0,175 \cdot b_w}{f_{yt}}\right)$$

$$(A_t/s) \geq 0,008 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Diámetro mínimo de la barra longitudinal

$$d_s = 10 \text{ mm}$$

|               |      |               |
|---------------|------|---------------|
| $A_{t2,\min}$ | 4,22 | $\text{cm}^2$ |
| $A_{t4,\min}$ | 3,30 | $\text{cm}^2$ |

**f. Distribución de las armaduras.**

**f.1. Distribución de la armadura de corte y torsión.**

• Armadura requerida

Armadura requerida por corte:

$$A_{v1}/s = 0,042 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{v2}/s = 0,005 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Armadura requerida por torsión:

$$A_{t1}/s = 0,012 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{t2}/s = 0,019 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Armadura transversal total requerida:

$$(A_v+2A_t)/s = 0,067 \text{ cm}^2/\text{cm} > (A_v+2A_t)_{\min}/s \quad \mathbf{0,016} \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$(A_v+2A_t)/s = 0,043 \text{ cm}^2/\text{cm} > (A_v+2A_t)_{\min}/s \quad \mathbf{0,016} \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Colocar

|              |       |                         |
|--------------|-------|-------------------------|
| $A_{v1}/s =$ | 0,067 | $\text{cm}^2/\text{cm}$ |
|--------------|-------|-------------------------|

de: 0 a 1,6m y de:  
4,70m a 6,25m

|              |       |                         |
|--------------|-------|-------------------------|
| $A_{v1}/s =$ | 0,043 | $\text{cm}^2/\text{cm}$ |
|--------------|-------|-------------------------|

de: 1,6m a 4,70m

• Distribución

|             |          |    |
|-------------|----------|----|
| $d_{be1} =$ | $\phi 6$ | mm |
| $d_{be2} =$ | $\phi 6$ | mm |

$$A_{v1} = 0,283 \text{ cm}^2 \quad N^\circ = 2 \quad \text{ramas}$$

$$A_{v1} = 0,283 \text{ cm}^2 \quad N^\circ = 2 \quad \text{ramas}$$

Separación requerida:  $s_1 = 8,42 \text{ cm}$

$s_2 = 13,16 \text{ cm}$

Separación máxima:  $s_{max} = \frac{p_h}{8}; \frac{d}{2} \leq 30 \text{ cm}$        $s_{max} = 17,5 \text{ cm}$

Separación adoptada:  $s_1 = 7,5 \text{ cm}$   
 $s_2 = 12,5 \text{ cm}$

N° de estribos:  $L_1 = 1,60 \text{ m}$        $n^\circ = 22$   
 $L_2 = 3,10 \text{ m}$        $n^\circ = 26$

**Colocar: Estribos de dos ramas**

|    |                   |        |      |
|----|-------------------|--------|------|
| 22 | $\phi 6\text{mm}$ | c/7,50 | cm + |
| 26 | $\phi 6\text{mm}$ | c/12,5 | cm + |
| 26 | $\phi 6\text{mm}$ | c/7,50 | cm   |

**f.2. Distribución de la armadura longitudinal por torsión y flexión.**

**Armadura**

|                        |          |            |      |                           |
|------------------------|----------|------------|------|---------------------------|
| Adicional por torsión: | Tramo 1: | $A_{t1} =$ | 4,22 | $\text{cm}^2$             |
| de piel:               | Tramo 2: | $A_{t1} =$ | 3,30 | $\text{cm}^2$             |
| Usar:                  | 2        | $\phi 6$   | mm   | $A_s = 0,57 \text{ cm}^2$ |

- *Armadura longitudinal requerida corregida por torsión.*

*Armadura en el apoyo izquierdo:*

fibra superior:  $A_{s1zq} = 5,35 \text{ cm}^2$   
 fibra inferior:  $A_{s2} = 1,83 \text{ cm}^2$   
 Fibra central:  $A_{s3} = 0,57 \text{ cm}^2$

*Armadura en el poyo derecho:*

fibra superior:  $A_{sder} = 10,31 \text{ cm}^2$   
 fibra inferior:  $A_{s2} = 1,83 \text{ cm}^2$   
 Fibra central:  $A_{s3} = 0,57 \text{ cm}^2$

*Armadura en la zona central de la viga:*

fibra superior:  $A_{s1} = 1,37 \text{ cm}^2$   
 fibra inferior:  $A_{s2} = 6,44 \text{ cm}^2$   
 Fibra central:  $A_{s3} = 0,57 \text{ cm}^2$

- *Distribución.*

**Armadura de piel.**

Fibra central:      2       $\phi 10$       mm

**Armadura en el apoyo izquierdo:**

|           |   |        |
|-----------|---|--------|
| Arm. Sup: |   | 2capas |
| capa 1    | 2 | ϕ16mm  |
| capa 2    | 2 | ϕ16mm  |

|                  |      |                         |   |               |     |    |    |
|------------------|------|-------------------------|---|---------------|-----|----|----|
| Separación libre |      | separación libre mínima |   |               |     |    |    |
| $S_t =$          | 12,2 | cm                      | > | $S_{t,min} =$ | 2,5 | cm | ok |
| $S_t =$          | 12,2 | cm                      | > | $S_{t,min} =$ | 2,5 | cm | ok |

|         |      |   |         |      |        |           |
|---------|------|---|---------|------|--------|-----------|
| $A_s =$ | 8,04 | > | $A_s =$ | 5,35 | $cm^2$ | <b>ok</b> |
|---------|------|---|---------|------|--------|-----------|

**Armadura en el apoyo derecho:**

|           |   |        |
|-----------|---|--------|
| Arm. Sup: |   | 2capas |
| capa 1    | 3 | ϕ16mm  |
| capa 2    | 3 | ϕ16mm  |

|                  |     |                         |   |               |     |    |    |
|------------------|-----|-------------------------|---|---------------|-----|----|----|
| Separación libre |     | separación libre mínima |   |               |     |    |    |
| $S_t =$          | 5,3 | cm                      | > | $S_{t,min} =$ | 2,5 | cm | ok |
| $S_t =$          | 5,3 | cm                      | > | $S_{t,min} =$ | 2,5 | cm | ok |

|         |       |   |         |       |        |           |
|---------|-------|---|---------|-------|--------|-----------|
| $A_s =$ | 12,06 | > | $A_s =$ | 10,31 | $cm^2$ | <b>ok</b> |
|---------|-------|---|---------|-------|--------|-----------|

**Armadura en el centro del vano:**

|           |   |        |
|-----------|---|--------|
| Arm. inf: |   | 2capas |
| capa 1    | 2 | ϕ16mm  |
| capa 2    | 2 | ϕ16mm  |

|                  |      |                         |   |               |     |    |    |
|------------------|------|-------------------------|---|---------------|-----|----|----|
| Separación libre |      | separación libre mínima |   |               |     |    |    |
| $S_t =$          | 12,2 | cm                      | > | $S_{t,min} =$ | 2,5 | cm | ok |
| $S_t =$          | 12,2 | cm                      | > | $S_{t,min} =$ | 2,5 | cm | ok |

|         |      |   |         |      |        |           |
|---------|------|---|---------|------|--------|-----------|
| $A_s =$ | 8,04 | > | $A_s =$ | 6,44 | $cm^2$ | <b>ok</b> |
|---------|------|---|---------|------|--------|-----------|

**g. Verificación en estado limite de resistencia.**

**• Verificación de la Resistencia de diseño por Flexión.**

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$$

Verificación  $M_u \leq \phi \cdot M_n$

Se verifica en las secciones críticas de la viga:

**Flexión en el eje X**

|                |        |   |                    |       |      |                 |
|----------------|--------|---|--------------------|-------|------|-----------------|
| $M_{ux(+)} =$  | 71,31  | < | $\phi M_{nx(+)} =$ | 148,4 | kN m | <b>Verifica</b> |
| $M_{ux1(-)} =$ | 58,33  | < | $\phi M_{nx(-)} =$ | 148,4 | kN m | <b>Verifica</b> |
| $M_{ux2(-)} =$ | 155,79 | < | $\phi M_{nx(-)} =$ | 213,6 | kN m | <b>Verifica</b> |



• **Resistencia de diseño de torsión.**

La resistencia de diseño de torsión es el menor valor de las dos siguiente ecuaciones:

$$\phi \cdot T_n = \phi \cdot \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{s} \cdot \cot \theta = 9,99 \quad \text{kN m}$$

$$\phi \cdot T_n = \phi \cdot \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{p_h} \cdot \cot \theta = 50,8 \quad \text{kN m}$$

Verificación  $T_u \leq \phi \cdot T_n$

Se verifica en la sección donde ocurre la torsión ultima

|         |      |   |              |      |     |                 |
|---------|------|---|--------------|------|-----|-----------------|
| $T_u =$ | 8,37 | < | $\phi T_n =$ | 9,99 | kNm | <b>Verifica</b> |
|---------|------|---|--------------|------|-----|-----------------|

Verificación de bielas comprimidas y fisuración

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot p_h}{1,7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \cdot \left(\frac{V_c}{b_w \cdot d} + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c}\right)$$

Se verifica en la sección critica.

|  |             |     |        |             |     |                 |
|--|-------------|-----|--------|-------------|-----|-----------------|
|  | <b>1,64</b> | MPa | $\leq$ | <b>2,97</b> | MPa | <b>Verifica</b> |
|--|-------------|-----|--------|-------------|-----|-----------------|

• **Verificación de la Resistencia de diseño por cortante.**

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot (V_c + V_s); \quad \phi \cdot V_s = \phi \cdot f_{yt} \cdot d \cdot \frac{A_v}{s}; \quad \phi \cdot V_c = \phi \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d$$

Resistencia de corte proporcionado por el hormigón.

$$\phi V_{cy} = 66,00 \quad \text{kN}$$

Resistencia de corte proporcionado por el acero.

$$\phi V_{sy} = 125,40 \quad \text{kN} < 352 \text{kN} \quad \text{Verifica}$$

Verificación  $V_u \leq \phi \cdot V_n$  (Se verifica en la sección critica)

Se verifica en la sección donde ocurre la cortante ultima

Cortante en el eje Y

|            |        |   |                 |       |    |                 |
|------------|--------|---|-----------------|-------|----|-----------------|
| $V_{uy} =$ | 136,57 | < | $\phi V_{ny} =$ | 191,4 | kN | <b>Verifica</b> |
|------------|--------|---|-----------------|-------|----|-----------------|

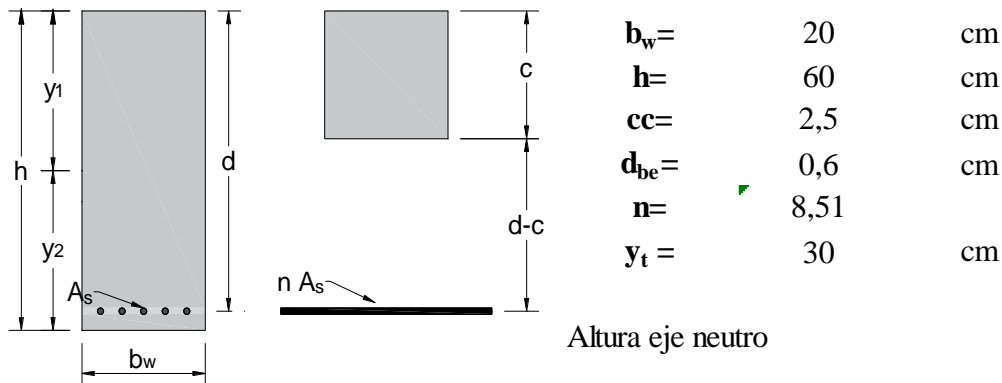
### h. Verificación en Estado límite de Servicio

Del análisis estructural hecho con el programa CYPECAD se tiene las siguientes deformaciones:

#### Deflexiones

|                     |      |    |   |
|---------------------|------|----|---|
| $\delta_D =$        | 1,05 | mm | Deflexión instantanea por carga muerta              |
| $\delta_L =$        | 0,52 | mm | Deflexión instantanea debido a la sobrecarga de uso |
| $\delta_{D+L} =$    | 1,57 | mm | Deflexión total                                     |
| $\delta_{D+0,3L} =$ | 1,21 | mm | Deflexión por carga sostenida                       |

#### Corrección de deflexiones por efecto de la fisuración



|                 |       |                 |       |       |    |
|-----------------|-------|-----------------|-------|-------|----|
| $A_{sv(+)} =$   | 8,04  | cm <sup>2</sup> |       |       |    |
| $A_{sizq(-)} =$ | 8,04  | cm <sup>2</sup> |       |       |    |
| $A_{sder(-)} =$ | 12,06 | cm <sup>2</sup> |       |       |    |
| $d =$           | 55,30 | cm              | $c =$ | 16,33 | cm |
| $d =$           | 55,30 | cm              | $c =$ | 16,33 | cm |
| $d =$           | 55,30 | cm              | $c =$ | 19,24 | cm |

- Inercia sección no fisurada.

$$I_g = 360000 \text{ cm}^4$$

- Inercia sección fisurada.

$$I_{cr1} = 305318,09 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr2} = 305318,09 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr3} = 392145,99 \text{ cm}^4$$

#### Momento de fisuración

$$M_{cr} = \frac{0,7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I_g}{y_t} \quad \rightarrow \quad M_{cr} = 42,00 \text{ kN m}$$

Solicitud máxima en estado de Servicio.

|              |       |   |            |       |      |           |
|--------------|-------|---|------------|-------|------|-----------|
| $M_{a(+)} =$ | 46,22 | > | $M_{cr} =$ | 42,00 | kN m | Fisura    |
| $M_{a(-)} =$ | 39,01 | < | $M_{cr} =$ | 42,00 | kN m | No fisura |
| $M_{a(-)} =$ | 98,99 | > | $M_{cr} =$ | 42,00 | kN m | Fisura    |

Inercia equivalente.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr}$$

|            |          |                 |
|------------|----------|-----------------|
| $I_{em} =$ | 346348,1 | cm <sup>4</sup> |
| $I_{e1} =$ | 360000,0 | cm <sup>4</sup> |
| $I_{e1} =$ | 360000,0 | cm <sup>4</sup> |

Inercia equivalente promedio

$$I_{e\text{ promedio}} = 0,70 \cdot I_m + 0,15 \cdot (I_{e1} + I_{e2})$$

$$I_{e\text{ promedio}} = 350443,7 \text{ cm}^4$$

**Fator de correccion por fisuracion**

|         |           |                 |                      |
|---------|-----------|-----------------|----------------------|
| $I_g =$ | 360000    | cm <sup>4</sup> | $K_e = I_g / I_e$    |
| $I_e =$ | 350443,68 | cm <sup>4</sup> | $K_e =$ <b>1,027</b> |

**Deflexiones corregidas**

$$\delta = K_e \cdot \delta$$

|              |      |    |                     |      |    |
|--------------|------|----|---------------------|------|----|
| $\delta_D =$ | 1,08 | mm | $\delta_{D+L} =$    | 1,61 | mm |
| $\delta_L =$ | 0,53 | mm | $\delta_{D+0,3L} =$ | 1,24 | mm |

**Deflexion a largo plazo por carga muerta mas carga viva durante 5 años**

$$\delta_{cp+sh} = \lambda_{\infty} \delta_{D+0,3L}$$

donde:

con:

$$\lambda_{\infty} = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

|           |       |
|-----------|-------|
| $\xi =$   | 2,00  |
| $\rho' =$ | 0,003 |

$$\lambda_{\infty} = \mathbf{1,71}$$

Enconces:

|                      |      |    |
|----------------------|------|----|
| $\delta_{(cp+sh)} =$ | 2,12 | mm |
|----------------------|------|----|

**Flecha admisible**

$$\delta_{adm} = \frac{L}{k}$$

$$L = 6,25 \text{ m}$$

$$k = 480,00 \text{ Entrepiso que soporta a elementos estructurales suseptible a sufrir daños}$$

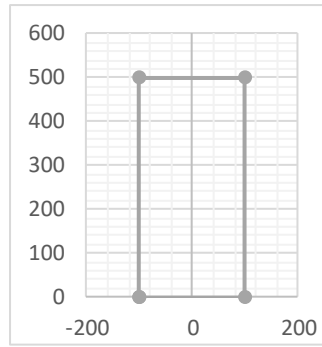
|                  |              |   |                      |                |                 |
|------------------|--------------|---|----------------------|----------------|-----------------|
| $\delta_{adm} =$ | <b>13,01</b> | > | $\delta_{(cp+sh)} =$ | <b>2,12 mm</b> | <b>Verifica</b> |
|------------------|--------------|---|----------------------|----------------|-----------------|

**i. Resumen de diseño.**

• **Geometría de la sección.**

$$h = 0,6 \text{ m}$$

$$b_w = 0,2 \text{ m}$$



**Armadura por flexión.**

|                        |   |                    |   |   |                    |
|------------------------|---|--------------------|---|---|--------------------|
| Armadura inferior:     | 2 | $\phi 16\text{mm}$ | + | 2 | $\phi 16\text{mm}$ |
| Armadura superior izq: | 2 | $\phi 16\text{mm}$ | + | 2 | $\phi 16\text{mm}$ |
| Armadura superior der: | 3 | $\phi 16\text{mm}$ | + | 3 | $\phi 16\text{mm}$ |
| Armadura de piel:      | 2 | $\phi 10\text{mm}$ |   |   |                    |

**Armadura de corte.**

Estribos con dos ramas:

|         |                   |        |    |
|---------|-------------------|--------|----|
| 22      | $\phi 6\text{mm}$ | c/7,50 |    |
| cm + 26 | $\phi 6\text{mm}$ | c/12,5 |    |
| cm + 22 | $\phi 6\text{mm}$ | c/7,50 | cm |

**Verificación estado limite de resistencia:**

Resistencia de diseño de flexión.

Flexión en el eje X

|                       |   |                                       |                 |
|-----------------------|---|---------------------------------------|-----------------|
| $M_{ux(+)} = 71,31$   | < | $\phi M_{nx(+)} = 148,4 \text{ kN m}$ | <b>Verifica</b> |
| $M_{ux1(-)} = 58,33$  | < | $\phi M_{nx(-)} = 148,4 \text{ kN m}$ | <b>Verifica</b> |
| $M_{ux2(-)} = 155,79$ | < | $\phi M_{nx(-)} = 213,6 \text{ kN m}$ | <b>Verifica</b> |

Resistencia de diseño de corte.

Cortante en el eje Y

|                   |   |                                  |                 |
|-------------------|---|----------------------------------|-----------------|
| $V_{uy} = 136,57$ | < | $\phi V_{ny} = 191,4 \text{ kN}$ | <b>Verifica</b> |
|-------------------|---|----------------------------------|-----------------|

Resistencia de diseño de torsión.

|              |   |                                |                 |
|--------------|---|--------------------------------|-----------------|
| $T_u = 8,37$ | < | $\phi T_n = 9,99 \text{ kN m}$ | <b>Verifica</b> |
|--------------|---|--------------------------------|-----------------|

**Verificación estado limite de servicio:**

|                        |   |                                      |                 |
|------------------------|---|--------------------------------------|-----------------|
| $\delta_{adm} = 13,01$ | > | $\delta_{(cp+sh)} = 2,12 \text{ mm}$ | <b>Verifica</b> |
|------------------------|---|--------------------------------------|-----------------|

### Diseño de columna crítica.-

Se procede al cálculo de la columna más crítica de este diseño, se adjuntan datos, cargas y el estudio de efectos de esbeltez de la columna en el anexo A-5 (Cálculos) de este documento.

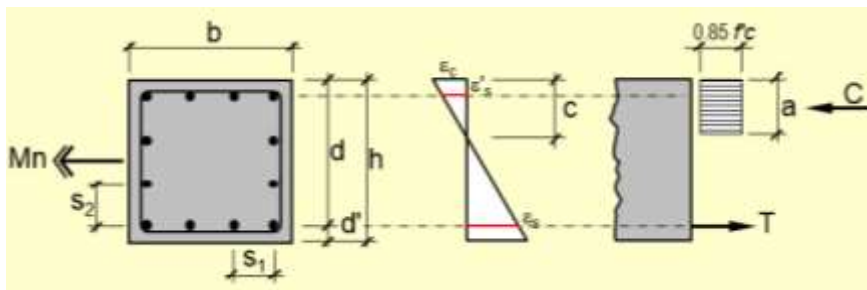
A continuación vamos a mostrar el cálculo de la columna crítica número 21, este cálculo se divide en dos partes, la primera es del segundo nivel que se muestra ahora y el siguiente del primer nivel se encontrará en el Anexo A-5 (Cálculos y planillas), de esta forma cumpliendo con el diseño completo de toda la columna.

### DISEÑO DE COLUMNA

Columna 21: Nivel 2 + 6,80

#### a. Materiales.-

|                |         |     |   |
|----------------|---------|-----|---|
| $f'_c =$       | 25      | MPa | Hormigón H-25                                   |
| $f_y =$        | 420     | MPa | Acero ADN-420                                   |
| $\beta_1 =$    | 0,85    |     |   |
| $\epsilon_c =$ | 0,003   |     | Deformación relativa máxima del hormigón        |
| $\epsilon_y =$ | 0,002   |     | Deformación relativa del fluencia del acero     |
| $E_c =$        | 23.500  | MPa | Modulo de elasticidad longitudinal del hormigón |
| $E_s =$        | 200.000 | MPa | Modulo de elasticidad longitudinal de acero     |
| $n =$          | 8,51    |     | Relación modular                                |
| $D =$          | 2       | cm  | Diámetro nominal del agregado grueso            |



#### b. Geometría de la sección transversal.-

•Se propone la siguiente sección transversal.

$$c_1 = b = 30 \quad \text{cm}$$

$$c_2 = h = 30 \quad \text{cm}$$

|       |     |               |
|-------|-----|---------------|
| $A_g$ | 900 | $\text{cm}^2$ |
|-------|-----|---------------|

• Disposiciones reglamentarias para diámetros de armadura:

Barras longitudinales:  $d_b \geq 12 \text{ mm}$

Estribos:  $d_{be} = 6 \text{ mm}$  para  $d_b \leq 16 \text{ mm}$

$d_{be} = 8 \text{ mm}$  para  $16 \text{ mm} < d_b \leq 25 \text{ mm}$

Se suponen barras con diámetros:  $d_b = 12 \text{ mm}$   $d_{be} = 6 \text{ mm}$

recubrimiento libre:  $cc = 25 \text{ mm}$

Numero de filas y col de armadura:  $3 \times 3 = 8 \text{ barras}$

## PISO 1

### c. Diseño a flexo-compresión oblicua

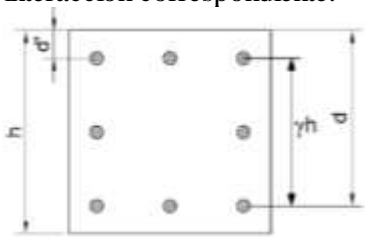
#### c.1. Resistencia requerida.-

Resistencia requerida a fuerza axial:  $P_u = 376,52 \text{ kN}$

Resistencia requerida a flexión en el eje X-X:  $M_{ux} = 15,29 \text{ kN m}$

Resistencia requerida a flexión en el eje Y-Y:  $M_{uy} = 16,38 \text{ kN m}$

Deben hacerse estimaciones previas en cuanto a la distribución que tendrán las armaduras. Esto es necesario para poder determinar los parámetros para elegir y utilizar el diagrama de interacción correspondiente.



$$\gamma = \frac{h - 2 \cdot d'}{h}$$

Donde:

$$d' = cc + d_{be} + \frac{d_b}{2}$$

$$d' = 3,7 \text{ cm}$$

Parametro Y en la dirección analizada

$$Y = 0,75$$

#### c.2. Determinación de la cuantía total mediante la metodología propuesta.-

Metodo aproximado o momento equivalente

$$M_u = M_{ux} + M_{uy}$$

$$M_u = 31,67 \text{ kN m}$$

Para la carga axial ultima

$$P_u = 376,52 \text{ kN}$$

Se usan los diagramas de interaccion con  $Y = 0,70$  y  $Y = 0,80$  para interpolar el valor de  $Y = 0,753$ .

$$n = \frac{\phi \cdot P_n}{A_g} = \frac{P_u}{A_g}$$

$$n = 4,18 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{\phi \cdot M_n}{A_g \cdot h} = \frac{M_u}{A_g \cdot h}$$

$$m = 1,17 \quad \text{MPa}$$

Del diagrama A8  $\gamma = 0,7$   $\longrightarrow$   $\rho = 0,005$  menor al minimo  
 Adopto el minimo  $\rho = 0,01$

Del diagrama A9  $\gamma = 0,8$   $\longrightarrow$   $\rho = 0,005$  menor al minimo  
 Adopto el minimo  $\rho = 0,01$

Interpolando para  $\gamma = 0,75$   $\rho = 0,01$  **Cumple**

Verificación de las cuantías limites reglamentarias:

$$\rho_{\min} = 0.01$$

$$\rho_{\min} = 0.08$$

Seccion requerida  $A_{st} = \rho \cdot A_g$

$$A_{st} = 9 \quad \text{cm}^2$$

Se dispone  $8\phi 12\text{mm}$   $\longrightarrow$  Distribuidos en 4 caras de la sección

$$A_{st \text{ disp}} = 9,05 \quad \text{cm}^2$$

$$\rho = 0,01 \geq 0,01 \quad \text{Cumple}$$

Se requiere:  $\rightarrow \rho = 0,01$

Armadura requerida:  $A_s = 9 \quad \text{cm}^2$

**Colocar:**  $3 \times 3 = 8 \quad \phi 12\text{mm}$

$A_g = 900,0 \quad \text{cm}^2$  Área bruta      Cuantía:  $\rho = 0,010$

$A_{st} = 9,0 \quad \text{cm}^2$  Área del refuerzo      Cuantía mínima:  $\rho_{\min} = 0,010$

$A_c = 891,0 \quad \text{cm}^2$  Área neta      Cuantía máxima:  $\rho_{\max} = 0,080$

### c.3. Distribucion de la armadura.

Capa 1: 3  $\phi 12\text{mm}$

Capa 2: 2  $\phi 12\text{mm}$

Capa 3: 3  $\phi 12\text{mm}$

Separación libre entre barras:

$$A_{s1} = 3,39 \quad \text{cm}^2 \quad S_{t1} = 10,40 \quad \text{cm} > S_{l, \min} = 2,67 \quad \text{cm ok}$$

$$A_{s2} = 2,26 \quad \text{cm}^2 \quad S_{t2} = 22,00 \quad \text{cm} > S_{l, \min} = 2,67 \quad \text{cm ok}$$

$$A_{s3} = 3,39 \quad \text{cm}^2 \quad S_{t3} = 10,40 \quad \text{cm} > S_{l, \min} = 2,67 \quad \text{cm ok}$$

| As                | Requerida       | N° de barras | Mínima          | Máxima          |
|-------------------|-----------------|--------------|-----------------|-----------------|
|                   | cm <sup>2</sup> | ϕ12mm        | cm <sup>2</sup> | cm <sup>2</sup> |
| A <sub>s1</sub> = | 3,38            | 3            | 3,38            | 27,00           |
| A <sub>s2</sub> = | 2,25            | 2            | 2,25            | 18,00           |
| A <sub>s3</sub> = | 3,38            | 3            | 3,38            | 27,00           |

Separación libre entre capas:

$$S_t = 10,1 \text{ cm} > S_{l, \min} = 2,67 \text{ cm ok}$$

### Sección transversal

$$h = 30 \text{ cm} \quad cc = 2,50 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad d_{be} = 0,60 \text{ cm}$$

Canto útil dirección "x"

Canto útil en la dirección "y"

$$d_{x1} = 3,7 \text{ cm} \quad d_{y1} = 3,7 \text{ cm}$$

$$d_{x2} = 15,0 \text{ cm} \quad d_{y2} = 15,0 \text{ cm}$$

$$d_{x8} = 26,3 \text{ cm} \quad d_{y8} = 26,3 \text{ cm}$$

### c.4. Verificación de la resistencia de diseño por carga axial.-

Se verifica la capacidad a carga axial de la columna con el método de las carga recíprocas de Bresler

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nxo}} + \frac{1}{P_{nyo}} - \frac{1}{P_o}$$

- Resistencia nominal para carga centrada "P<sub>o</sub>".

$$P_o = 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y$$

|                                |
|--------------------------------|
| <b>P<sub>o</sub> = 2273 kN</b> |
|--------------------------------|

- Resistencia nominal a la carga uniaxial de la columna "P<sub>nxo</sub>" con un momento de M<sub>ux</sub> = P<sub>u</sub> · e<sub>y</sub>

$$e_x = 0 \longrightarrow e_y = \frac{M_{ux}}{P_u} \quad e_y = 0,041 \text{ m}$$

Pendiente lineal radial  $\frac{h_y}{e_y} = 7,4$

$$\frac{e_y}{h_y} = 0,14 \quad \text{En diagramas es la inversa}$$

Para γ = 0,70  $\longrightarrow$  n = 12

Para γ = 0,80  $\longrightarrow$  n = 12

Interpolando Para γ = 0,70  $\longrightarrow$  n = 12



Para  $\gamma=0,70 \longrightarrow n= 12$

Para  $\gamma=0,80 \longrightarrow n= 12$

Interpolando Para  $\gamma=0,70 \longrightarrow n= 12$

$$n = \frac{\phi \cdot P_{nox}}{A_g} \longrightarrow P_{nxo} = \frac{n \cdot A_g}{\phi} \quad \phi = 0,65$$

|                       |
|-----------------------|
| <b>Pnox= 1.662 KN</b> |
|-----------------------|

• Resistencia nominal a la carga uniaxial de la columna " $P_{nyo}$ " con un momento de  $M_{uy} = P_u \cdot e_x$   $e_y = 0,043 \text{ m}$

$e_y = 0 \longrightarrow e_x = \frac{M_{uy}}{P_u} \quad \frac{h_x}{e_x} = 6,9$

Pendiente lineal radial

$\frac{e_x}{h_x} = 0,14$  En diagramas es la inversa

Para  $\gamma=0,70 \longrightarrow n= 12$

Para  $\gamma=0,80 \longrightarrow n= 12$

Interpolando Para  $\gamma=0,70 \longrightarrow n= 12$

$$n = \frac{\phi \cdot P_{noy}}{A_g} \longrightarrow P_{nyo} = \frac{n \cdot A_g}{\phi} \quad \phi = 0,65$$

|                       |
|-----------------------|
| <b>Pnoy= 1.662 KN</b> |
|-----------------------|

• Resistencia Nominal:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nox}} + \frac{1}{P_{noy}} - \frac{1}{P_o}$$

$$P_n = \frac{1}{\frac{1}{P_{nox}} + \frac{1}{P_{noy}} - \frac{1}{P_o}}$$

|                        |
|------------------------|
| <b>Pn= 1.309,22 KN</b> |
|------------------------|

- Verificación de la aplicabilidad del método de carga inversa.

$$P_n \geq 0,10 \cdot P_o$$

$$P_n = 1.309 \text{ kN} > 0,10 \cdot P_o = 227,33 \text{ kN} \quad \text{Verifica}$$

- Verificación de resistencia.

$$P_u \leq \phi \cdot P_n \quad \phi = 0,65$$

$$P_u = 377 \text{ kN} < \phi \cdot P_n = 851 \text{ kN} \quad \text{Verifica}$$

Con lo cual la sección cumple con la resistencia para el valor de carga último y las excentricidades dadas.

### c.5. Verificación de la resistencia de diseño por flexión biaxial.-

Del diagrama de interacción se tiene:

$$\text{Para :} \quad P_n = P_u / \phi = 579,26 \text{ kN} \quad \text{eje neutro}$$

- Verificación por flexo compresión.

$$\eta = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{ux}^2 + M_{uy}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{nx})^2 + (\phi \cdot M_{ny})^2}} \leq 1$$

con  $n = 4,18 \text{ Mpa}$   
entrando al diagrama de interacción

$$\text{Para } \gamma = 0,70 \rightarrow m = 1,75$$

$$\text{Para } \gamma = 0,80 \rightarrow m = 1,80$$

$$\text{Interpolando Para } \gamma = 0,753 \rightarrow m = 1,78 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{\phi \cdot M_n}{A_g \cdot h} \rightarrow \phi \cdot M_n = m \cdot A_g \cdot h$$

$$\phi = 0,65$$

|                       |       |      |
|-----------------------|-------|------|
| $\phi \cdot M_{nx} =$ | 47,93 | KN.m |
| $\phi \cdot M_{ny} =$ | 47,93 | KN.m |

Donde:

$$P_u = 376,5 \text{ kN} \quad \phi \cdot P_n = 851 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 15,3 \text{ kN m} \quad \phi \cdot M_{nx} = 47,93 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 16,4 \text{ kN m} \quad \phi \cdot M_{ny} = 47,93 \text{ kNm}$$

$$\eta = 0,44 < 1 \quad \text{Verifica}$$

- Verificación de resistencia de diseño por flexión.

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

|            |       |     |   |                       |       |     |                 |
|------------|-------|-----|---|-----------------------|-------|-----|-----------------|
| $M_{ux} =$ | 15,29 | kNm | < | $\phi \cdot M_{nx} =$ | 47,93 | kNm | <b>Verifica</b> |
| $M_{uy} =$ | 16,38 | kNm | < | $\phi \cdot M_{ny} =$ | 47,93 | kNm | <b>Verifica</b> |

#### d. Diseño a cortante.-

##### d.1. Resistencia requerida.-

Resistencia requerida a cortante en el eje X-X:

|            |      |    |
|------------|------|----|
| $V_{ux} =$ | 2,12 | kN |
|------------|------|----|

Resistencia requerida a cortante en el eje Y-Y:

|            |      |    |
|------------|------|----|
| $V_{uy} =$ | 4,80 | kN |
|------------|------|----|

##### d.2. Diseño de cortante en la dirección X.

- Resistencia de corte proporcionado por el hormigón.

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \left( \sqrt{f'_c} + 120 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{7} \leq 0,3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

si:  $M_m = M_u - N_u \cdot \left( \frac{4 \cdot h - d}{8} \right)$  es negativo  $\phi \cdot V_c$  se calcula con la siguiente ecuación:

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0,3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0,3 \cdot N_u}{A_g}}$$

Donde:

|                 |       |   |   |            |          |     |
|-----------------|-------|---|---|------------|----------|-----|
| $\sqrt{f'_c} =$ | 5,00  | MPa   | < | 8,3 MPa    | Verifica |     |
| $\phi =$        | 0,75  | (factor de reducción de resistencia de corte) |   |            |          |     |
| $d =$           | 26,3  | cm  |   |            |          |     |
| $b_w =$         | 30    | cm  |   | $M_{ux} =$ | 15,29    | kNm |
| $h =$           | 30    | cm  |   | $N_u =$    | 376,52   | kN  |
| $A_g =$         | 900   | cm <sup>2</sup>                               |   | $V_{ux} =$ | 2,12     | kN  |
| $\rho_w =$      | 0,011 |   |   |            |          |     |

$$\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,04$$

→  $M_m = -28,8$  kN m

$M_m$  es negativo entonces se  $\phi \cdot V_c$  se calcula con la segunda expresión:

→  $\phi V_c = 133,29$  kN

- Verificar si requiere armadura de corte.

$$V_{ux} = 2,12 \text{ kN} < 0,5\phi V_c = 66,65 \text{ kN}$$

No requiere armadura de corte, se debe proveer estribos de amarre con separación max

### d.3. Diseño de cortante en la dirección Y.

- Resistencia de corte proporcionado por el hormigón.

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \left( \sqrt{f'_c} + 120 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{7} \leq 0,3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

si:  $M_m = M_u - N_u \cdot \left( \frac{4 \cdot h - d}{8} \right)$  es negativo  $\phi \cdot V_c$  se calcula con la siguiente ecuación:

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0,3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0,3 \cdot N_u}{A_g}}$$

Donde:

$$\sqrt{f'_c} = 5,00 \text{ MPa} < 8,3 \text{ MPa Verifica}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (factor de reducción de resistencia de corte)}$$

$$d = 26,3 \text{ m}$$

$$b_w = 30 \text{ m} \quad M_{uy} = 16,38 \text{ kNm}$$

$$h = 30 \text{ m} \quad N_u = 376,52 \text{ kN}$$

$$A_g = 900 \text{ cm}^2 \quad V_{uy} = 4,80 \text{ kN}$$

$$\rho_w = 0,011$$

$$\rightarrow M_m = -27,7 \text{ kNm}$$

$M_m$  es negativo entonces se  $\phi \cdot V_c$  se calcula con la segunda expresión:

$$\rightarrow \phi V_c = 133,29 \text{ kN}$$

- Verificar si requiere armadura de corte.

$$V_{uy} = 4,80 \text{ kN} < 0,5\phi V_c = 66,65 \text{ kN}$$

No requiere armadura de corte, se debe proveer estribos de amarre con separación max

### d.4. Distribución de la armadura de corte.

Para barras longitudinales de diámetro:  $d_b = 12 \text{ mm}$

Se dispone estribos de diámetro:  $d_{be} = 6 \text{ mm}$

Separación máxima:

$$s_{\max} = 12 \cdot d_b = 14,4 \text{ cm}$$

$$s_{\max} = 36 \cdot d_{be} = 21,6 \text{ cm} \rightarrow s_{\max} = 14,4 \text{ cm}$$

$$s_{\max} = b = 30,0 \text{ cm}$$

$$\text{Separación adoptada: } s = 12,5 \text{ cm}$$

Verificación de las condiciones de arriostamiento de las barras longitudinales:

Ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm

Lado dirección x  $s_t = 10,1 \text{ cm} < 150 \text{ cm}$

Lado dirección y  $s_t = 10,1 \text{ cm} < 150 \text{ cm}$

Se disponen:

Estribos cerrados: **1  $\phi 6 \text{ mm}$  c/12,50 cm**

### e. Resumen de diseño.

#### e.1. Resultados de diseño de la columna.

- **Geometría de la sección.**

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

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

- **Armaduras.**

#### Armadura por flexión.

Armadura en las cuatro caras.

$$3 \times 3 = 8 \phi 12\text{mm}$$

#### Armadura de corte.

Estribos cerrados:  $1 \phi 6\text{mm} \text{ c}/12,50 \text{ cm}$

- **Verificación estado límite de resistencia:**

Resistencia de diseño por carga axial

|                        |     |                             |                 |
|------------------------|-----|-----------------------------|-----------------|
| $P_u = 377 \text{ kN}$ | $<$ | $\phi P_n = 851 \text{ kN}$ | <b>Verifica</b> |
|------------------------|-----|-----------------------------|-----------------|

Resistencia de diseño por flexión.

|                              |     |                                    |                 |
|------------------------------|-----|------------------------------------|-----------------|
| $M_{ux} = 15,29 \text{ kNm}$ | $<$ | $\phi M_{nx} = 47,93 \text{ kN m}$ | <b>Verifica</b> |
|------------------------------|-----|------------------------------------|-----------------|

|                              |     |                                    |                 |
|------------------------------|-----|------------------------------------|-----------------|
| $M_{uy} = 16,38 \text{ kNm}$ | $<$ | $\phi M_{ny} = 47,93 \text{ kN m}$ | <b>Verifica</b> |
|------------------------------|-----|------------------------------------|-----------------|

Resistencia de diseño de corte.

|                            |     |                                  |                 |
|----------------------------|-----|----------------------------------|-----------------|
| $V_{ux} = 2,12 \text{ kN}$ | $<$ | $\phi V_{nx} = 133,3 \text{ kN}$ | <b>Verifica</b> |
|----------------------------|-----|----------------------------------|-----------------|

|                            |     |                                  |                 |
|----------------------------|-----|----------------------------------|-----------------|
| $V_{uy} = 4,80 \text{ kN}$ | $<$ | $\phi V_{ny} = 133,3 \text{ kN}$ | <b>Verifica</b> |
|----------------------------|-----|----------------------------------|-----------------|

### 3.5.3. Estructuras complementarias

A continuación se muestra el cálculo de la escalera más crítica en el diseño de la Sede Municipal de Ajedrez de la ciudad de Tarija, los datos iniciales son obtenidos del programa CYPECAD y en el anexo A-5 (Cálculos y planillas) se presenta el esquema general de la escalera ahora diseñada.

### DISEÑO DE ESCALERA

#### Escalera N° 1

##### a. Geometría.

- **Datos**

|                            |           |                 |                               |
|----------------------------|-----------|-----------------|-------------------------------|
| $h = 340$                  | cm        | Altura a salvar |                               |
| $H = 30$                   | cm        | Huella          | Pasos entre 25 y 30 cm.       |
| $CH = 20$                  | cm        | Contra huella   | Contrapasos entre 15 y 20 cm. |
| $N^\circ \text{ Esc} = 17$ | Escalones |                 |                               |
| $r = 2,5$                  | cm        | Recubrimiento   |                               |
| $bw = 150$                 | cm        | Ancho escalera  |                               |
| $\beta = 0,85$             |           |                 |                               |

• **Obtencion del espesor del cuello según norma NB-1225001-1**

$$L = 402,4 \quad \text{cm}$$

$$t = \frac{L}{24}$$

$$t = 16,77 \quad \text{cm}$$

Constructivamente adoptamos

$$t = 20 \quad \text{cm}$$

**b. Materiales.**

• *Hormigón*

$$f'_c = 25 \quad \text{MPa} \quad \text{Hormigon H-25}$$

$$E_c = 23.500 \quad \text{MPa} \quad \text{Modulo de elasticidad longitudinal del hormigón}$$

$$\gamma_{H\cdot A} = 25 \quad \text{kN/m}^3 \quad \text{Peso específico del hormigón armado}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,003 \quad \text{Deformación máxima del hormigón}$$

• *Acero*

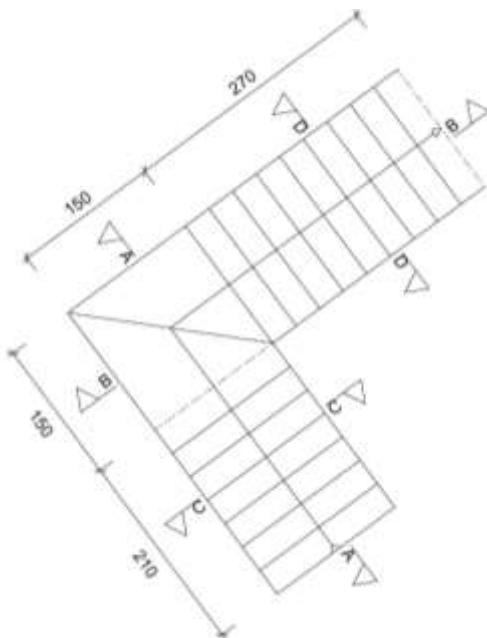
$$f_y = 420 \quad \text{MPa} \quad \text{Acero AH-420}$$

$$E_s = 200.000 \quad \text{MPa} \quad \text{Modulo de elasticidad longitudinal del acero}$$

$$\varepsilon_y = 0,002 \quad \text{Deformación relativa del acero en fluencia}$$

**c. Esquema estructural Tramo 1 y 2**

Escalera con apoyos empotrados y sin apoyo en el descanso.



• **Momentos longitudinales y cortantes máximos**

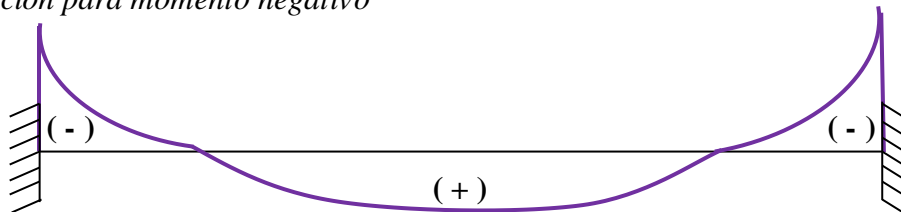
Tramo I

$$\begin{aligned} M(-) &= 16,84 \quad \text{kN m} \\ M(+)_{\max} &= 5,95 \quad \text{kN m} \\ V_{\max} &= 5,11 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

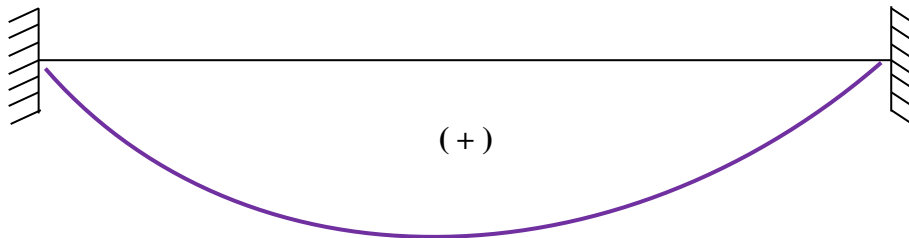
Tramo II

$$\begin{aligned} M(-) &= 19,36 \quad \text{kN m} \\ M(+)_{\max} &= 5,95 \quad \text{kN m} \\ V_{\max} &= 11,51 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

*Idealización para momento negativo*



*Idealización para momento positivo*



**d. Armadura teórica requerida por flexión.**

**Resistencia requerida momento máximo negativo**

$$M_{ux1(-)} = 19,36 \quad \text{kNm}$$

*Factor de reducción de resistencia.*

$$\phi_b = 0,90 \quad (\text{Se supone inicialmente})$$

• **Determinación de la armadura teórica:**

$$t = 20 \quad \text{cm} \quad \text{espesor}$$

$$cc = 2,5 \quad \text{cm} \quad \text{Recubrimiento libre}$$

Si se considera el uso de una barra de: 10 mm

$$d = 17 \quad \text{cm}$$

$$As_b = 0,79 \quad \text{cm}^2 \quad \text{Area de una barra}$$

• *Altura del bloque de compresiones "a":*

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{\phi 0,85 f'_c b_w}}$$

$$a = 0,40 \quad \text{cm}$$

- *Altura del eje neutro "c":*  $c = \frac{a}{\beta_1}$   
 $c = 0,47 \text{ cm} <$   $c_{max} = 0,375 \cdot d$   
 $c_{max} = 6,4 \text{ cm} \rightarrow A's = 0 \text{ cm}^2$
- *Deformación relativa del acero "ξt":*  $\xi_t = \frac{d - c}{c} \cdot \epsilon_c$   
 $\xi_{t2} = 0,105 > 0,005 \quad \therefore \phi = 0,90$  (Como se supuso)

• *Limites de la armadura:*

*Refuerzo mínimo "A<sub>s,min</sub>":*

$$A_{s,min} = \max\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y}; \frac{1,4}{f_y}\right) \cdot A_{gd}$$

Donde:

$$A_{gd} = 3.000 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 10 \text{ cm}^2$$

• *Refuerzo necesario "A<sub>s</sub>":*

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_w}{f_y}$$

$$A_{s1(-)} = 3,05 \text{ cm}^2$$

Se adopta:

|               |           |               |
|---------------|-----------|---------------|
| $A_{s1(-)} =$ | <b>10</b> | $\text{cm}^2$ |
|---------------|-----------|---------------|

• *Distribución de la armadura longitudinal por flexión.*

*Elección del refuerzo real*

$$d_{b1} = \phi 10 \text{ mm} \quad (\text{Sección de una barra de acero})$$

$$A_{sx1} = 0,79 \text{ cm}^2 \quad n^\circ = 12,73 \approx 13$$

*Separación mínima*

Donde :

$$S_{l,min} \geq d_b = 1 \text{ cm}$$

D = diámetro nominal del agregado grueso

$$S_{l,min} \geq 1,33 D = 3,39 \text{ cm}$$

$$D = 2,54 \text{ cm}$$

$$S_{l,min} \geq 2,5 \text{ cm}$$

*Separación máxima*

$$S_{max} \leq 2,5 t = 50 \text{ cm}$$

$$S_{max} \leq 25 d_b = 25 \text{ cm}$$

$$S_{max} \leq 30 \text{ cm}$$

*Verificación separación libre "S<sub>ℓ</sub>"*

$$S_1 = 12 \text{ cm} > S_{t,min} = 3,4 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

$$S_{t1} = 11 \text{ cm} < S_{t,max} = 25 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

Refuerzo positivo en X

Usar :

|           |               |               |                              |
|-----------|---------------|---------------|------------------------------|
| <b>16</b> | <b>φ10 mm</b> | <b>c/10cm</b> | $(A_s = 12,57 \text{ cm}^2)$ |
|-----------|---------------|---------------|------------------------------|



### Resistencia requerida a máximo momento positivo

$$M_{ux1(+)} = 5,95 \quad \text{kNm}$$

Factor de reducción de resistencia.

$$\phi_b = 0,90 \quad (\text{Se supone inicialmente})$$

• **Determinación de la armadura teórica:**

$$h = 20 \quad \text{cm} \quad \text{espesor}$$
$$cc = 2,5 \quad \text{cm} \quad \text{Recubrimiento libre}$$

Si se considera el uso de una barra de: 12 mm

$$d = 16,90 \quad \text{cm}$$
$$Asb = 1,13 \quad \text{cm}^2 \quad \text{Area de una barra}$$

• **Altura del bloque de compresiones "a":**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{\phi \cdot 0.85 f'_c b_w}}$$

$$a = 0,12 \quad \text{cm}$$

• **Altura del eje neutro "c":**  $c = \frac{a}{\beta_1}$

$$c = 0,14 \quad \text{cm} <$$

$$c_{max} = 0,375 \cdot d$$

$$c_{max} = 6,3 \text{ cm} \rightarrow A's = 0 \text{ cm}^2$$

• **Deformación relativa del acero " $\xi_t$ ":**

$$\xi_t = 0,347 > 0,005 \quad \therefore \phi = 0,90 \quad (\text{Como se supuso})$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \cdot \epsilon_c$$

• **Limites de la armadura:**

Refuerzo mínimo " $A_{s,min}$ ":

$$A_{s,min} = \max\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y}; \frac{1,4}{f_y}\right) \cdot A_{gd}$$

Donde:

$$A_{gd} = 3.000 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{s2,min} = 10 \quad \text{cm}^2$$

• **Refuerzo necesario " $A_s$ ":**

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_w}{f_y}$$

$$A_{s1(-)} = 0,93 \quad \text{cm}^2$$

Se adopta:

|                                    |
|------------------------------------|
| $A_{s1(-)} = 10 \quad \text{cm}^2$ |
|------------------------------------|

### Resistencia requerida a tensión

$$N_u = 91,644 \text{ kN}$$

Factor de reducción de resistencia.

$$\phi_b = 0,90 \text{ (Se supone inicialmente)}$$

- **Calculo de la armadura teórica por tracción directa:**

$$A_n = \frac{N_u}{\phi * f_y}$$

$$A_n = 36,37 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_n = 14,63 \text{ cm}^2$$

Se adopta:

|                                  |
|----------------------------------|
| $A_{s1(-)} = 14,63 \text{ cm}^2$ |
|----------------------------------|

- **Distribución de la armadura longitudinal por flexión.**

Elección del refuerzo real

$$12,94 \approx 13$$

$$d_{b1} = \phi 12 \text{ mm}$$

Donde :

$$A_{sx1} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$n^\circ = D = \text{diámetro nominal del agregado grueso}$

Separación mínima

$$D = 2,54 \text{ cm}$$

$$S_{1,\min} \geq d_b = 1,20 \text{ cm}$$

$$S_{1,\min} \geq 1,33 D = 3,39 \text{ cm}$$

$$S_{1,\min} \geq 2,50 \text{ cm}$$

Separación máxima

$$S_{\max} \leq 2,5 t = 50 \text{ cm}$$

$$S_{\max} \leq 25 d_b = 30 \text{ cm}$$

$$S_{\max} \leq 30 \text{ cm}$$

Verificación separación libre " $S_\ell$ "

$$S_1 = 11,98 \text{ cm} > S_{t,\min} = 3,4 \text{ cm} \text{ ok}$$

$$S_{t1} = 10,78 \text{ cm} < S_{t,\max} = 30 \text{ cm} \text{ ok}$$

Refuerzo positivo en X

Usar :

|    |                      |        |                                |
|----|----------------------|--------|--------------------------------|
| 16 | $\phi 12 \text{ mm}$ | c/10cm | ( $A_s = 18,10 \text{ cm}^2$ ) |
|----|----------------------|--------|--------------------------------|

**e. Armadura teórica requerida por Corte.-**

$$V_{\max} = 11,51 \text{ kN}$$

- **Resistencia de corte proporcionado por el hormigón.**

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

$$\sqrt{f'_c} = 5,00 \text{ MPa} < 8,3 \text{ MPa Verifica}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (factor de reducción de resistencia de corte)}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$b_w = 150 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \phi V_c = 159,38 \text{ kN} \quad \rightarrow 0,5 \phi V_c = 79,69 \text{ kN}$$

Es necesario refuerzo por cortante:

$$V_u = 11,51 \text{ kN} \quad \rightarrow V_u \leq 0,5 \phi V_c \text{ (No requiere } A_v \text{)}$$

**f. Verificación en estado límite de resistencia.**

• **Verificación de la Resistencia de diseño por Flexión.**

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$$

Verificación  $M_u \leq \phi \cdot M_n$

Se verifica en las secciones críticas de la viga:

**Flexion en el eje X**

|              |             |   |                  |              |                 |
|--------------|-------------|---|------------------|--------------|-----------------|
| $M_{ux1(-)}$ | = 19,36 kNm | < | $\phi M_{nx(-)}$ | = 76,8 kN m  | <b>Verifica</b> |
| $M_{ux1(-)}$ | = 5,95 kNm  | < | $\phi M_{nx(-)}$ | = 108,1 kN m | <b>Verifica</b> |

• **Verificación de la Resistencia de diseño por cortante.**

Resistencia de corte proporcionado por el hormigón.

$$\phi V_{cy} = 159,38 \text{ kN}$$

Verificación  $V_u \leq \phi \cdot V_n$  (Se verifica en la sección crítica)

Se verifica en la sección donde ocurre la cortante última

Cortante en el eje Y

|          |            |   |               |            |                 |
|----------|------------|---|---------------|------------|-----------------|
| $V_{uy}$ | = 11,51 kN | < | $\phi V_{ny}$ | = 159,4 kN | <b>Verifica</b> |
|----------|------------|---|---------------|------------|-----------------|

**i. Resumen de diseño.**

• **Geometría de la sección.**

|                  |       |    |                        |
|------------------|-------|----|------------------------|
| h=               | 340   | cm | Altura a salvar        |
| b <sub>w</sub> = | 150   | cm | Ancho de la escalera   |
| H=               | 30    | cm | Huella                 |
| CH=              | 20    | cm | Contra huella          |
| L=               | 402,4 | cm | Luz libre              |
| t=               | 20    | cm | Espesor de la escalera |

**Armadura por flexión.**

**Tramo 1**

Armadura inferior: 16  $\phi$ 12mm c/10cm

Armadura superior: 16  $\phi$ 10mm c/10cm

**Tramo 2**

Armadura inferior: 16  $\phi$ 12mm c/10cm

Armadura superior: 16  $\phi$ 10mm c/10cm

**Verificación estado límite de resistencia:**

Resistencia de diseño de flexión.

Flexion

|               |       |     |   |                    |       |      |                 |
|---------------|-------|-----|---|--------------------|-------|------|-----------------|
| $M_{ux(+)} =$ | 5,95  | kNm | < | $\phi M_{nx(-)} =$ | 107,4 | kN m | <b>Verifica</b> |
| $M_{ux(-)} =$ | 19,36 | kNm | < | $\phi M_{nx(-)} =$ | 76,8  | kN m | <b>Verifica</b> |

Resistencia de diseño de corte.

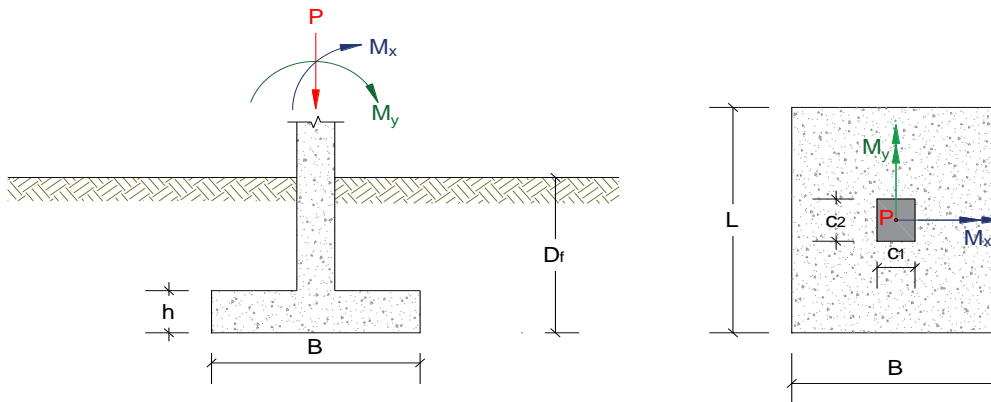
Cortante

|            |       |    |   |                 |       |    |                 |
|------------|-------|----|---|-----------------|-------|----|-----------------|
| $V_{uy} =$ | 11,51 | kN | < | $\phi V_{ny} =$ | 159,4 | kN | <b>Verifica</b> |
|------------|-------|----|---|-----------------|-------|----|-----------------|

**3.5.4. Fundaciones.-**

A continuación se presenta el cálculo de la zapata aislada más crítica en el diseño estructural, la obtención de los datos iniciales y la combinación de carga que se precisa en este diseño, se encuentran en el anexo A-5 (Cálculos y planillas).

**Diseño de Zapatas Aisladas**



**Datos de diseño:**

|                         |      |                   |   |
|-------------------------|------|-------------------|---|
| $q_a =$                 | 0,20 | MPa               | Esfuerzo admisible del suelo                      |
| $f'_c =$                | 25   | MPa               | Resistencia a compresión del hormigón             |
| $f_y =$                 | 420  | MPa               | Esfuerzo de fluencia del Acero ASTM-A615          |
| $D_f =$                 | 2,00 | m                 | Altura de desplante                               |
| $\gamma_{H^{\circ}A} =$ | 24   | kN/m <sup>3</sup> | Peso específico del H <sup>o</sup> A <sup>o</sup> |
| $\gamma =$              | 20   | kN/m <sup>3</sup> | Peso específico del suelo                         |

**Área de influencia.**

|         |      |   |
|---------|------|---|
| $L_x =$ | 1,35 | m |
| $L_y =$ | 1,35 | m |
| $L/B =$ | 1    |   |

*Dimensiones de la Columna.*

$$c_1 = 30 \text{ cm}$$

$$c_2 = 30 \text{ cm}$$

*Cargas de Servicio: (D+L)*

$$P = 298,62 \text{ kN}$$

$$M_x = 7,63 \text{ kN m}$$

$$M_y = 6,85 \text{ kN m}$$

$$V_x = 3,95 \text{ kN}$$

$$V_y = 3,36 \text{ kN}$$

*Cargas en Estado limite ultimo.: (1,2D+1,6L+0,5Lr)*

$$P_u = 364,95 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 8,22 \text{ kN m}$$

$$M_{uy} = 7,46 \text{ kN m}$$

$$V_{ux} = 4,30 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 3,64 \text{ kN}$$

• **Dimensionamiento de la superficie de contacto entre el plinto y el suelo de soporte:**

El esfuerzo admisible  $q_a$  del suelo se usa para soportar la zapata misma y el relleno de suelo encima de ella. El esfuerzo del suelo restante disponible para soportar las cargas de la columna, se llama  $q_e$ , es decir el esfuerzo efectivo del suelo.

*Cálculo del esfuerzo efectivo del suelo.*

$$q_e = q_a - h \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} - (D_f - h) \cdot \gamma$$

tentativamente se asume **h= 30 cm**

|   |
|---|
| <b><math>q_e = 0,159 \text{ MPa}</math></b> |
|---|

*El área requerida de la zapata es:*

$$A = 22.483 \text{ cm}^2$$

$$L = 1 B$$

Las dimensiones aproximadas requeridas para carga axial pura sería:

$$L = 149,94 \text{ cm} \approx L = 150 \text{ cm}$$

$$B = 149,94 \text{ cm} \approx B = 150 \text{ cm}$$

Luego del cálculo de dimensiones, la carga permanece ubicada en el tercio medio de la cimentación, por lo que el esfuerzo máximo de reacción del suelo es:

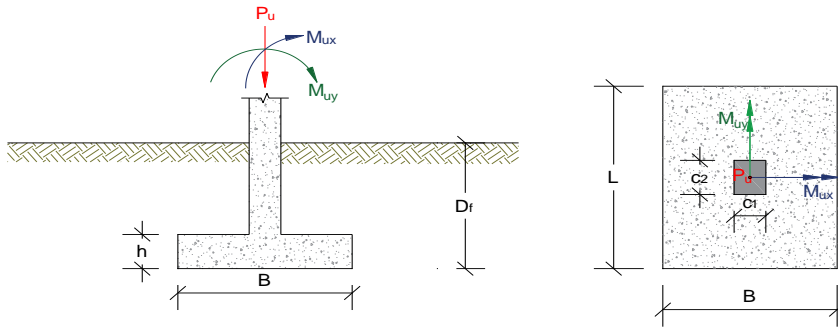
$$q_{max} = \frac{P}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot |M_x|}{B \cdot L^2} + \frac{6 \cdot |M_y|}{B^2 \cdot L} \leq q_e$$

con:

$$\begin{array}{llll}
 P = 298,6 & \text{kN} & B = 150 & \text{cm} & M_x = 7,63 & \text{MPa} \\
 A = 22.500 & \text{cm}^2 & L = 150 & \text{cm} & M_y = 6,85 & \text{MPa}
 \end{array}$$

$$q_{\max} = 0,1585 \text{ MPa} < q_a = 0,1588 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

• Diagrama de reacciones del suelo de cimentación bajo cargas últimas:



Las solicitaciones últimas son:

$$\begin{array}{ll}
 P_u = 364,95 & \text{kN} \\
 M_{ux} = 8,22 & \text{kN m} \\
 M_{uy} = 7,46 & \text{kN m}
 \end{array}$$

Esfuerzo último del suelo

$$q_{\max} = q_e \cdot \frac{1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L}{D + L}$$

$$q_{\max} = 0,194 \text{ MPa}$$

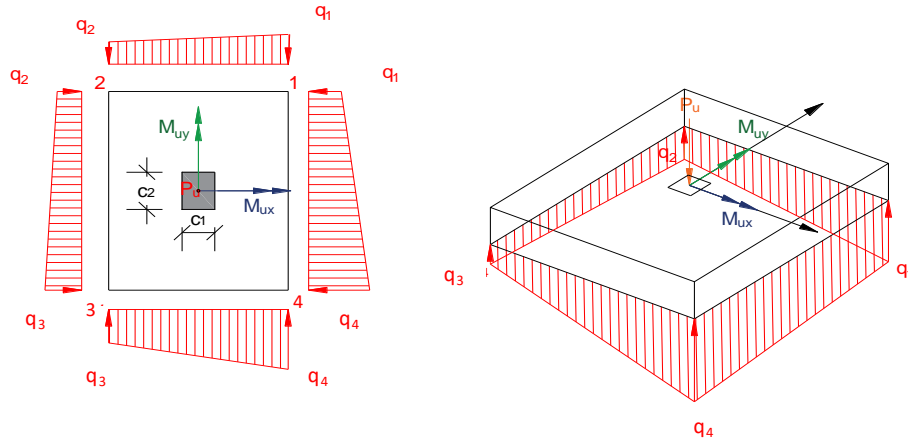
La carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación, por lo que los cuatro esfuerzos últimos que definen el volumen de reacciones del suelo se pueden calcular mediante las siguientes expresiones:

$$q_1 = \frac{1}{A} \left[ P_u + \frac{6 \cdot M_{ux}}{L} + \frac{6 \cdot M_{uy}}{B} \right] \quad q_1 = 0,190 \text{ MPa} < q_{\max} = 0,194 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

$$q_2 = \frac{1}{A} \left[ P_u - \frac{6 \cdot M_{ux}}{L} + \frac{6 \cdot M_{uy}}{B} \right] \quad q_2 = 0,161 \text{ MPa} < q_{\max} = 0,194 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

$$q_3 = \frac{1}{A} \left[ P_u - \frac{6 \cdot M_{ux}}{L} - \frac{6 \cdot M_{uy}}{B} \right] \quad q_3 = 0,134 \text{ MPa} < q_{\max} = 0,194 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

$$q_4 = \frac{1}{A} \left[ P_u + \frac{6 \cdot M_{ux}}{L} - \frac{6 \cdot M_{uy}}{B} \right] \quad q_4 = 0,164 \text{ MPa} < q_{\max} = 0,194 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$



La dimensiones de la zapata son:

**B = 150 cm**  
**L = 150 cm**  
**h = 30 cm** (Se debe verifica el canto por cortante)

### Altura Útil de la zapata

Dirección X

$$d = h - cc - d_{b1}/2$$

$$d = 24,40 \text{ cm}$$

Donde :

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

$$cc = 5 \text{ cm}$$

$$d_{b1} = 12 \text{ mm}$$

$$d_{b2} = 12 \text{ mm}$$

Recubrimiento libre

Diámetro del refuerzo en X

Diámetro del refuerzo en Y

Dirección Y

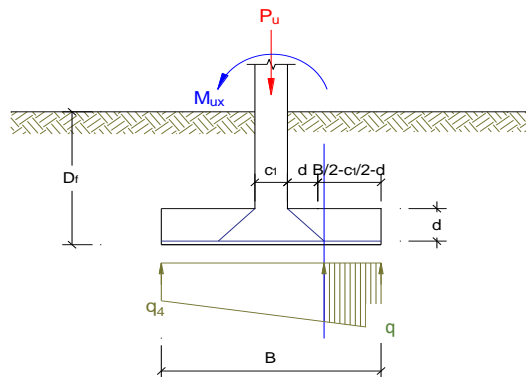
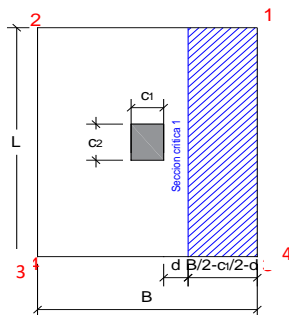
$$d = h - cc - d_{b1} - d_{b2}/2$$

$$d = 23,20 \text{ cm} \quad \text{No menor de 15 cm}$$

A continuación se procede a verificar el canto de la zapata.

### • Verificación por cortante en un sentido.

**Cortante en dirección X**



La fuerza cortante que actúa en la sección crítica es igual a:

$$\frac{q_1 - q_4}{B} = \frac{q' - q_4}{(B - x)} \longrightarrow q' = \left( \frac{q_1 - q_4}{B} \cdot (B - x) \right) + q_4$$

Donde:

$$X = \frac{B}{2} - \frac{c_1}{2} - d \longrightarrow \begin{array}{l} x = 35,6 \text{ cm} \\ q' = 0,18 \text{ MPa} \end{array}$$

Donde:  $V_{ux1} = \frac{q_4 - q'}{2} \cdot x \cdot B$

$q_1 = 0,190 \text{ MPa}$

$q_4 = 0,164 \text{ MPa}$

$B = 150 \text{ cm}$

$L = 150 \text{ cm}$

$c_1 = 30 \text{ cm}$

$d = 24,4 \text{ cm}$

Entonces:

**$V_{ux1} = 99,82 \text{ kN}$**

Resistencia a cortante del hormigón en un sentido.

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \cdot b_w \cdot d$$

**$V_c = 610 \text{ kN}$**

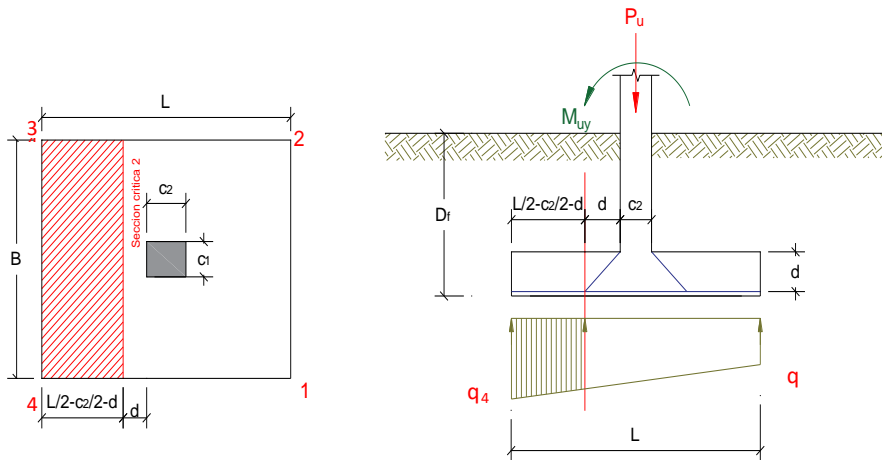
Verificando la resistencia de diseño.

$$\begin{array}{l} V_u \leq \phi \cdot V_c \\ \phi = 0,75 \end{array}$$

$$V_{ux1} \leq \phi V_c$$

**$100 \text{ kN} < 458 \text{ kN} \text{ Verifica}$**

**Cortante en dirección Y**



La fuerza cortante que actúa en la sección crítica es igual a:

$$\frac{q_4 - q_3}{B} = \frac{q' - q_3}{(B - x)} \longrightarrow q' = \left( \frac{q_4 - q_3}{B} \cdot (B - x) \right) + q_3$$



Donde:

$$X = \frac{B}{2} - \frac{c_1}{2} - d \longrightarrow x = 368,0 \text{ mm}$$

$$q' = 0,18 \text{ MPa}$$

$$V_{ux1} = \frac{q_4 - q'}{2} \cdot x \cdot B$$

Donde:

$$q_4 = 0,190 \text{ MPa}$$

$$q_3 = 0,161 \text{ MPa}$$

$$L = 150 \text{ cm}$$

$$B = 150 \text{ cm}$$

$$c_2 = 30 \text{ cm}$$

$$d = 23,2 \text{ cm}$$

Entonces:

$$V_{ux1} = 102,94 \text{ kN}$$

Resistencia a cortante del hormigón en un sentido.

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 580 \text{ kN}$$

Verificando la resistencia de diseño.

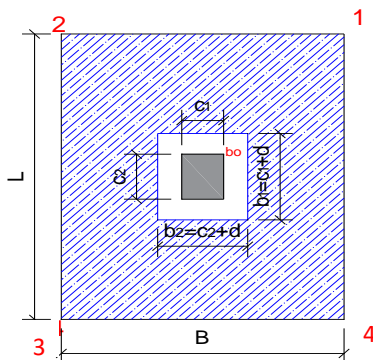
$$V_u \leq \phi \cdot V_c$$

$$\phi = 0,75$$

$$V_{ux1} \leq \phi V_c$$

$$103 \text{ kN} < 435 \text{ kN} \text{ Verifica}$$

#### • Verificación del peralte por cortante en dos sentidos (Punzonamiento)



$$c_1 = 30 \text{ cm}$$

$$c_2 = 30 \text{ cm}$$

$$d = 23,8 \text{ cm}$$

$$b_1 = 53,8 \text{ cm}$$

$$b_2 = 53,8 \text{ cm}$$

Perímetro crítico

$$b_0 = 215,2 \text{ cm}$$

Área crítica.

$$A_0 = 2.894,4 \text{ cm}^2$$

La variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo, y el hecho de que la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación, determina que el promedio de todos los esfuerzos del suelo de cualquier sección cuyo centroide coincida con el centroide del plinto, sea el esfuerzo centroidal.

$$\bar{q}_u = \frac{P_u}{B \cdot L}$$

|         |              |            |
|---------|--------------|------------|
| $q_u =$ | <b>0,162</b> | <b>MPa</b> |
|---------|--------------|------------|

Cortante por Punzonamiento.

$$V_{u2} = \bar{q}_u \cdot (A - A_o)$$

|            |            |           |
|------------|------------|-----------|
| $V_{u2} =$ | <b>318</b> | <b>kN</b> |
|------------|------------|-----------|

**Resistencia de diseño.**

$V_n = V_c$  se calcula con las siguientes expresiones:

i.

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_o \cdot d$$

Siendo

$$\beta = c_1/c_2 = 1,00 \quad \beta: \text{Relación entre el lado mayor y el lado menor de la columna, de la carga concentrada, o de la superficie de introducción de la reacción.}$$

$$\sqrt{f'_c} = 5,00 \text{ MPa} \leq 8,3 \text{ MPa (verifica)}$$

$$b_o = 2.152,00 \text{ mm} \quad (\text{Perímetro crítico})$$

$$d = 238 \text{ mm} \quad (\text{Altura Útil})$$

entonces:

|         |              |           |
|---------|--------------|-----------|
| $V_c =$ | <b>1.280</b> | <b>kN</b> |
|---------|--------------|-----------|

ii.

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \cdot b_o \cdot d$$

siendo:

$$\alpha_s = 30,00 \quad (\text{Columna de borde})$$

$$b_o = 2.152 \text{ mm} \quad (\text{Perímetro crítico})$$

$$d = 238,00 \text{ mm} \quad (\text{Altura Útil})$$

Entonces :

|         |              |           |
|---------|--------------|-----------|
| $V_c =$ | <b>1.135</b> | <b>kN</b> |
|---------|--------------|-----------|

iii.

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \cdot b_o \cdot d$$

Entonces :

|         |            |           |
|---------|------------|-----------|
| $V_c =$ | <b>854</b> | <b>kN</b> |
|---------|------------|-----------|

Asumiendo el menor valor para  $V_c$

$$V_c = 854 \text{ kN}$$

Verificando la resistencia de diseño.

$$V_u \leq \phi \cdot V_c$$

$$\phi = 0,75$$

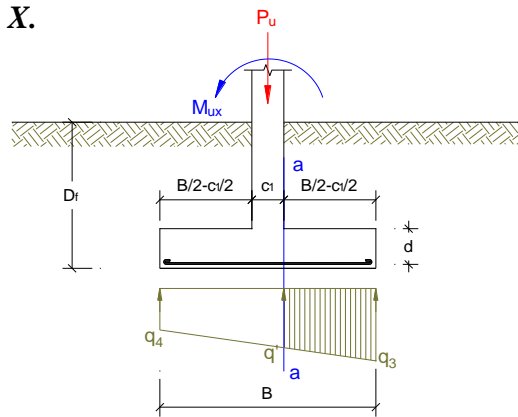
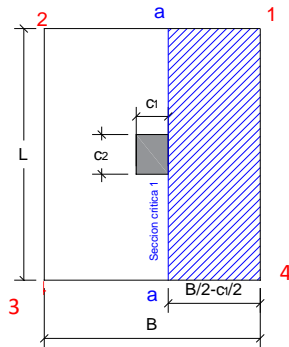
$$V_{ux2} \leq \phi V_c$$

$$318 \text{ kN} < 640 \text{ kN} \quad \text{Verifica}$$

• **Diseño del acero longitudinal.**

La secciones criticas de diseño a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de la columna

**Diseño a Flexión en la Dirección X.**



$$q_1 = 0,190 \text{ MPa}$$

$$q_4 = 0,164 \text{ MPa}$$

$$B = 150 \text{ cm}$$

$$L = 150 \text{ cm}$$

$$c_1 = 30 \text{ cm}$$

$$d = 24 \text{ cm}$$

$$cc = 5 \text{ cm}$$

$$f'_c = 25,00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420,00 \text{ MPa}$$

$$Ec = 25.279 \text{ MPa}$$

$$Es = 200.000 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_c = 0,003$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$v = \frac{B - c_1}{2} \rightarrow v = 60 \text{ cm}$$

$$q' = (q_1 - q_4) \frac{(B - v)}{B} + q_4 \rightarrow q' = 0,179 \text{ MPa}$$

Momento en la sección a-a

$$M_{ux} = (q' + 2 \cdot q_3) \cdot \frac{v^2}{6} \cdot L$$

$$M_{ux} = 50,37 \text{ kN m}$$

$$\phi = 0,9$$

*Cuantía mecánica*

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot L \cdot d^2}} \right)$$

$$\rho = 0,00151$$

*Cuantía mínima*

$$\rho_{min} = \max \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y}; \frac{1,4}{f_y} \right)$$

$$\rho_{min} = 0,0033$$

$$\rho_{min} = 0,0030$$

$$\rho_{min} = 0,0033$$

*Refuerzo mínimo*

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s,min} = 12,2 \text{ cm}^2$$

*Cuantía máxima*

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left( \beta_1 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}} \right)$$

$$\rho_{max} = 0,0190$$

*Refuerzo máximo*

$$A_{s,max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s,max} = 69,44 \text{ mm}^2$$

*Refuerzo de tracción*

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 5,54 \text{ cm}^2 < A_{s,min} = 12,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12,2 \text{ mm}^2$$

*Elección del refuerzo real*

$$d_b = \phi 12 \text{ mm} \quad (\text{diámetro barra de acero})$$

$$A_s = 1,13 \text{ cm}^2 \quad (\text{Sección de una barra de acero})$$

*Separación mínima*

$$S_{l,min} \geq d_b = 1,2 \text{ cm}$$

$$S_{l,min} \geq 1,33 D = 3,39 \text{ cm}$$

$$S_{l,min} \geq 2,5 \text{ cm}$$

Donde :

D = diámetro nominal del agregado grueso

$$D = 2,54 \text{ cm}$$

*Calculo del numero de barras, numero de capas y espaciamento*

$$n^\circ = 10,79 \approx 11$$

$$S = 13,88 \text{ cm}$$

$$S_1 = 12,68 \text{ cm} > S_{l,min} = 3,4 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

*Longitud de adherencia*

$$l_d = \frac{9}{10} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot \left[ \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\left( \frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right] \cdot d_b$$

Si:

$\Psi_t = 1,0$  (Zona de buena Adherencia)  
 $\Psi_e = 1,0$  (Para armadura sin revestir)  
 $\Psi_s = 0,8$  (Factor por diametro)  
 $\lambda = 1,0$  (Para hormigón de peso normal)  
 $f'_c = 25$  MPa  
 $f_y = 420$  MPa  
 $(c_b + k_{tr})/d_b = 2,5$

El largo de desarrollo en direccion Y debe ser menor al ancho del vuelo de la zapata:

$l_d = 29,03$  cm < v - cc = 55 cm **Verifica**

|        |    |           |    |        |             |                   |
|--------|----|-----------|----|--------|-------------|-------------------|
| Usar : | 11 | $\phi 12$ | mm | c/14cm | L = 1,40    | m                 |
|        |    |           |    |        | (As = 12,44 | cm <sup>2</sup> ) |

**Resistencia de diseño**

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

Donde :

$A_s = 12,44$  cm<sup>2</sup> (*refuerzo real*)      se recalcula  $a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w}$   
 $a = 1,64$  cm

$M_n = 123$  kN m  
 $\phi = 0,90$

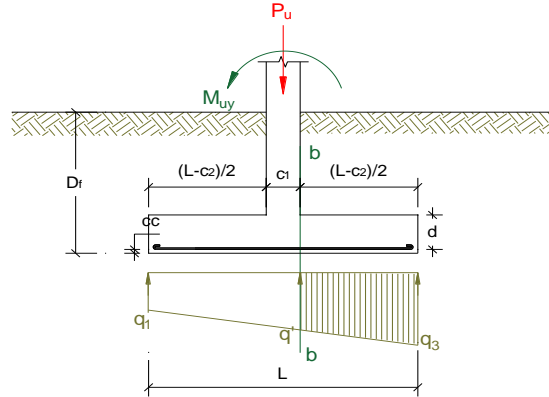
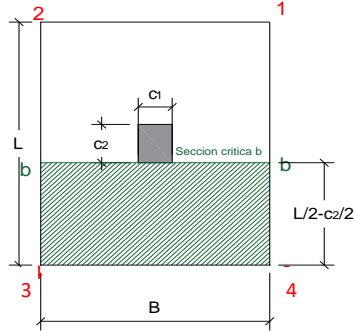
$\therefore$  la resistencia de diseño es igual a:  $\phi M_n = 110,9$  kN m

Verificación

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

|         |          |   |              |          |                 |
|---------|----------|---|--------------|----------|-----------------|
| $M_u =$ | 50,4 kNm | < | $\phi M_n =$ | 111 kN m | <b>Verifica</b> |
|---------|----------|---|--------------|----------|-----------------|

*Diseño a Flexión en la Dirección Y.*



$$q_4 = 0,190 \text{ MPa}$$

$$q_3 = 0,161 \text{ MPa}$$

$$B = 150 \text{ cm}$$

$$L = 150 \text{ cm}$$

$$c_2 = 30 \text{ cm}$$

$$d = 23,2 \text{ cm}$$

$$cc = 5 \text{ cm}$$

$$f'_c = 25,00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420,00 \text{ MPa}$$

$$Ec = 25.279 \text{ MPa}$$

$$Es = 200.000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_c = 0,003$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$v = \frac{B - c_1}{2}$$

$$\rightarrow v = 60 \text{ cm}$$

$$q' = (q_3 - q_4) \frac{(L - v)}{L} + q_4$$

$$\rightarrow q' = 0,178 \text{ MPa}$$

Momento en la sección a-a

$$M_{ux} = (q' + 2 \cdot q_3) \cdot \frac{v^2}{6} \cdot B$$

$$M_{ux} = 50,27 \text{ kN m}$$

$$\phi = 0,9$$

*Cuantía mecánica*

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2}} \right)$$

$$\rho = 0,00167$$

*Cuantía mínima*

$$\rho_{min} = \max \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y}, \frac{1,4}{f_y} \right)$$

$$\rho_{min} = 0,0033$$

*Cuantía máxima*

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left( \beta_1 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_c}} \right)$$

$$\rho_{max} = 0,0190$$

Refuerzo mínimo

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s,min} = 11,6 \text{ cm}^2$$

Refuerzo máximo

$$A_{s,max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s,max} = 66,03 \text{ cm}^2$$

Refuerzo de tracción

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 5,83 \text{ cm}^2 < A_{s,min} 11,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11,6 \text{ cm}^2$$

Elección del refuerzo real

$$d_b = \phi 12 \text{ mm} \quad (\text{diámetro barra de acero})$$

$$A_s = 1,13 \text{ cm}^2 \quad (\text{Sección de una barra de acero})$$

Separación mínima

$$S_{l,min} \geq d_b = 1,2 \text{ cm}$$

$$S_{l,min} \geq 1,33 D = 3,39 \text{ cm}$$

$$S_{l,min} \geq 2,5 \text{ cm}$$

Donde :

D = diámetro nominal del agregado grueso

$$D = 2,54 \text{ cm}$$

Calculo del numero de barras, numero de capas y espaciamiento

$$n^\circ = 10,26 \approx 11$$

$$S = 13,88 \text{ cm}$$

$$S_1 = 12,68 \text{ cm} > S_{l,min} = 3,4 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

Longitud de adherencia

$$l_d = \frac{9}{10} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot \left[ \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\left( \frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right] \cdot d_b$$

Si :

$$\Psi_t = 1,0 \quad (\text{Zona de buena Adherencia})$$

$$\Psi_e = 1,0 \quad (\text{Para armadura sin revestir})$$

$$\Psi_s = 0,8 \quad (\text{Factor por diametro})$$

$$\lambda = 1,0 \quad (\text{Para hormigón de peso normal})$$

$$f'_c = 25,00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420,00 \text{ MPa}$$

$$(c_b + k_{tr})/d_b = 2,50$$

El largo de desarrollo en direccion Y debe ser menor al ancho del vuelo de la zapata:

$$\ell_d = 29,03 \text{ cm} < v - cc = 55 \text{ cm} \quad \text{Verifica}$$

|        |    |                      |        |                               |
|--------|----|----------------------|--------|-------------------------------|
| Usar : | 11 | $\phi 12 \text{ mm}$ | c/14cm | L = 1,40 m                    |
|        |    |                      |        | (As = 12,44 cm <sup>2</sup> ) |

**Resistencia de diseño**

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

Donde :

As = 12,44 cm<sup>2</sup> (refuerzo real) se recalcula

a = 1,64 cm

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w}$$

Mn = 117 kN m

$\phi$  = 0,90

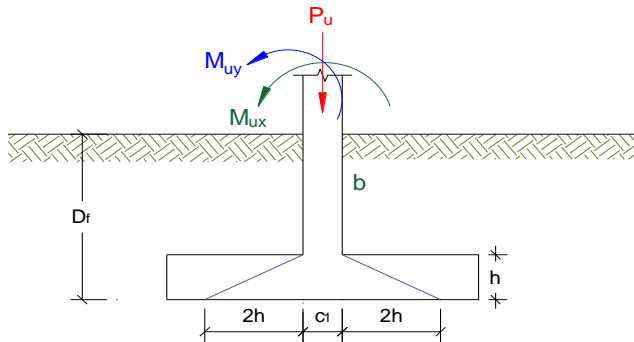
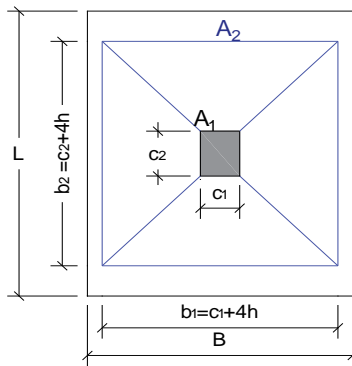
∴ la resistencia de diseño es igual a:  $\phi M_n = 105,25 \text{ kN m}$

Verificación

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

|               |   |                               |          |
|---------------|---|-------------------------------|----------|
| Mu = 50,3 kNm | < | $\phi M_n = 105 \text{ kN m}$ | Verifica |
|---------------|---|-------------------------------|----------|

**• Diseño de la transferencia de carga de la columna a la zapata.**



**Transferencia de carga axial**

final capitulo 10

Dimensiones de la columna.

c1 = 30 cm

c2 = 30 cm

f'c = 25,00 MPa Columnas

f'c = 25,00 MPa Zapatas

Dimensiones de la Zapata

fy = 420,00 MPa

B = 150 cm

L = 150 cm

h = 30 cm

A1 = c1 · c2

A1 = 900 cm<sup>2</sup>



$$A_2 = (c_1 + 4 \cdot h)(c_2 + 4 \cdot h) \quad A_2 = 22.500 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$$

$$A_1/A_2 = 5,0 > 2 \text{ Usar 2}$$

**a) Resistencia nominal al aplastamiento del hormigón de la columna**

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1$$

$$P_{nb} = 1.913 \text{ kN}$$

Verificación de la Resistencia de diseño por aplastamiento.

$$P_u \leq \phi \cdot P_{nb} \quad \text{donde :} \quad P_u = 365 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,65$$

$$P_u = 365 < \phi P_{nb} = 1.243 \text{ kN} \quad \text{Verifica}$$

**b) Resistencia al aplastamiento del hormigón de la zapata.**

$$P_{nb} = (0,85 \cdot f'_c \cdot A_1) \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$P_{nb} = 3.825 \text{ kN}$$

Verificación de la Resistencia de diseño por aplastamiento.

$$P_u \leq \phi \cdot P_{nb} \quad \text{donde :} \quad P_u = 365 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,65$$

$$P_u = 365 < \phi P_{nb} = 2.486 \text{ kN} \quad \text{Verifica}$$

**c) Barras en espera requeridas por compresión entre la columna y la zapata.**

A pesar de que la resistencia al aplastamiento tanto del hormigón de la columna como la del hormigón de la zapata es adecuada para transmitir las cargas mayoradas, se requiere un área mínima de armadura que atraviese la interface.

$$A_{smin} = 0,005 \cdot A_1$$

$$A_{s,min} = 4,5 \text{ cm}^2$$

**Transferencia de fuerzas horizontales.**

Se aplica el método de diseño de corte por fricción del artículo 11.7 de la NB 1225001-1

$$V_n \leq \begin{cases} 0,2 \cdot f'_c \cdot A_c = 450 \text{ kN} \\ 5,5 \cdot A_c = 495 \text{ kN} \end{cases}$$

Entonces se asume  $V_n = 450 \text{ kN}$

a) Verificación de la máxima transmisión de corte permitida.

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad \text{donde :} \quad V_u = 4,30 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,75$$

|             |   |                  |    |                 |
|-------------|---|------------------|----|-----------------|
| $V_u = 4,3$ | < | $\phi V_n = 338$ | kN | <b>Verifica</b> |
|-------------|---|------------------|----|-----------------|

b) Determinación del refuerzo mínimo por fricción cortante.

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot \mu}$$

Donde :

$$V_u = 4,30 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,75$$

$$\mu = 0,60 \text{ Concreto colado sobre concreto endurecido con la superficie rugosa.}$$

$$A_{vf} = 0,23 \text{ cm}^2$$

Entonces las área de acero para las barras en espera de las columnas será el mayor valor entre  $A_{vf}$  y  $A_s$ .

$$A_s = 4,5 \text{ cm}^2$$

### Elección del refuerzo real

|                                       |                  |         |
|---------------------------------------|------------------|---------|
| si                                    |                  | Columna |
|                                       | cc=              | 2,5 cm  |
| db = $\phi 12$ mm                     | c <sub>1</sub> = | 30 cm   |
| A <sub>s</sub> = 1,13 mm <sup>2</sup> | c <sub>2</sub> = | 30 cm   |

### Separación mínima

$$S_{l,min} \geq 1,5 d_b = 1,8 \text{ cm}$$

$$S_{l,min} \geq 1,33 D = 3,39 \text{ cm}$$

$$S_{l,min} \geq 4 \text{ cm}$$

$$n^\circ = 3,98 \approx 4$$

$$S = 8,33 \text{ cm}$$

$$S_l = 7,13 \text{ cm} > S_{l,min} = 4 \text{ cm} \quad \mathbf{ok}$$

mínimo 4 barras para hierro de espera

|        |   |              |  |
|--------|---|--------------|--|
| Usar : | 4 | $\phi 12$ mm | (A <sub>s</sub> = 4,52 cm <sup>2</sup> ) |
|--------|---|--------------|--|

**Longitud de desarrollo en tracción de las barras en espera.**

Dentro de la columna.

$$l_d = \frac{9}{10} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot \left[ \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\left( \frac{c_d + k_{tr}}{d_b} \right)} \right] \cdot d_b$$

**Expresiones simplificadas.**

| Aplicabilidad  | db ≤ 16 mm   | db > 16 mm   |
|--|--|--|
| Recubrimiento libre ≥ db<br>separación ≥ db<br>Entibado mayor que el mínimo<br><b>o bien:</b><br>Recubrimiento libre ≥ db<br>separación ≥ 2 db | $l_d = \left( \frac{12 \cdot f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{25 \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b$ | $l_d = \left( \frac{3 \cdot f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{5 \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b$ |

Si:

- $\Psi_t = 1,3$  (Zona de mala adherencia).
- $\Psi_e = 1,0$  (Para armadura sin revestir)
- $\lambda = 1,0$  (Para hormigón de peso normal)
- $f'_c = 25$  MPa
- $f_y = 420$  MPa

El largo de desarrollo por tracción en la columna es igual a:

|                         |
|-------------------------|
| $l_d = 62,9 \text{ cm}$ |
|-------------------------|

Dentro la zapata

Usar ganchos normales en los extremos de las barras.

$$l_{dh} = \left( \frac{0,24 \cdot f_y \cdot \psi_e \cdot \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b \quad l_{dh} \geq 8 \cdot d_b \text{ ó } 15 \text{ cm}$$

$$l_{dh} = 24,19 \text{ cm} > l_{dh, \min} \text{ ok}$$

Longitud disponible para el desarrollo dentro la zapata.

$$l = h - 2cc - d_{b1} - d_{b2} - d_b$$

Donde :

- h = 30 cm      Altura de la zapata
- cc = 5 cm      recubrimiento
- db1 = 12 mm    diam. Barras en X
- db2 = 12 mm    diam. Barras en Y
- db = 12 mm    diam. Barras en espera

|                       |   |                             |    |
|-----------------------|---|-----------------------------|----|
| $l = 21,4 \text{ cm}$ | < | $l_{dh} = 24,19 \text{ cm}$ | ok |
|-----------------------|---|-----------------------------|----|

**Longitud de desarrollo de las barras en espera en compresión**

La longitud de desarrollo de barras a compresión se toma como la mayor entre:

$$\ell_{dc} = \frac{0,24 \cdot f_y \cdot d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad ; \quad \ell_{dc} = 0,043 \cdot f_y \cdot d_b \quad ; \quad \ell_{dcmin} = 20 c$$

$$\ell_{dc} = 21,67 \quad \text{cm}$$

Entonces:

En la columna:  $\ell_{dc} = 24,19 \quad \text{cm}$

En la zapata:  $\ell_{dc} = 24,19 \quad \text{cm}$

Doblado del gancho:  $D = 6d_b = 7,2 \quad \text{cm}$

Prolongación del gancho =  $12 d_b = 14,4 \quad \text{cm}$

Longitud disponible para el desarrollo dentro la zapata.

$$\ell = h - 2cc - d_{b1} - d_{b2} - d_b$$

Donde :

|       |    |    |                        |
|-------|----|----|------------------------|
| h =   | 30 | cm | Altura de la zapata    |
| cc =  | 5  | cm | recubrimiento          |
| db1 = | 12 | mm | diam. Barras en X      |
| db2 = | 12 | mm | diam. Barras en Y      |
| db =  | 12 | mm | diam. Barras en espera |

|                               |     |                                     |           |
|-------------------------------|-----|-------------------------------------|-----------|
| $\ell = 21,4 \quad \text{cm}$ | $<$ | $\ell_{dc} = 24,19 \quad \text{cm}$ | <b>ok</b> |
|-------------------------------|-----|-------------------------------------|-----------|

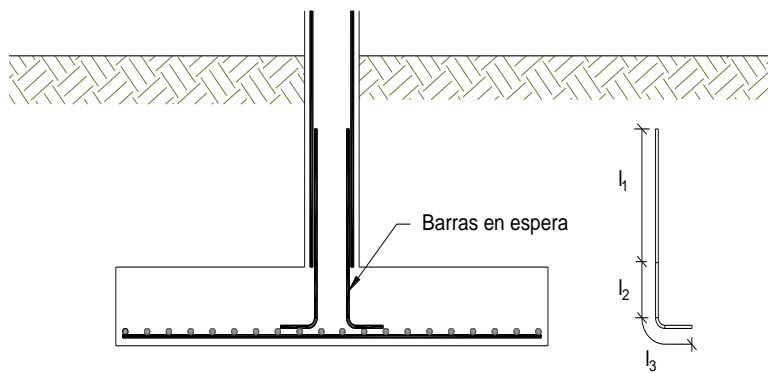
Longitud total de la barra en espera:

Dentro la columna  $\ell_1 = 62,9 \quad \text{cm}$

Dentro la zapata  $\ell_2 = 24,2 \quad \text{cm}$

Prolongación del gancho :  $\ell_3 = 20,1 \quad \text{cm}$

$L = 107,2 \quad \text{cm}$



• **Resumen de Diseño.**  
**Geometría de la zapata.**

B= 150 cm  
L= 150 cm  
h = 30 cm

Armadura por flexión

|                   |           |               |               |            |            |          |
|-------------------|-----------|---------------|---------------|------------|------------|----------|
| Distribuido en B  | <b>11</b> | <b>φ12 mm</b> | <b>c/14cm</b> | <b>L =</b> | <b>140</b> | <b>m</b> |
| Distribuido en L  | <b>11</b> | <b>φ12 mm</b> | <b>c/14cm</b> | <b>L =</b> | <b>140</b> | <b>m</b> |
| Barras en espera. | <b>4</b>  | <b>φ12 mm</b> |               | <b>L =</b> | <b>107</b> | <b>m</b> |

Verificación en estado limite de Resistencia.

|           |   |     |     |   |                |   |       |      |           |                                    |
|-----------|---|-----|-----|---|----------------|---|-------|------|-----------|------------------------------------|
| $M_{ux}$  | = | 50  | kNm | < | $\phi M_{nx}$  | = | 111   | kN m | <b>ok</b> | Flexion en X                       |
| $M_{uy}$  | = | 50  | kNm | < | $\phi M_{ny}$  | = | 105   | kN m | <b>ok</b> | Flexion en Y                       |
| $V_{ux}$  | = | 100 | kN  | < | $\phi V_{nx}$  | = | 458   | kN   | <b>ok</b> | Cortante en X                      |
| $V_{uy}$  | = | 103 | kN  | < | $\phi V_{ny}$  | = | 435   | kN   | <b>ok</b> | Cortante en Y                      |
| $V_u$     | = | 318 | kN  | < | $\phi V_n$     | = | 640   | kN   | <b>ok</b> | Punzonamiento                      |
| $P_{nb1}$ | = | 365 | kN  | < | $\phi P_{nb1}$ | = | 1.243 | kN   | <b>ok</b> | Aplastamiento del hormigon Zapata  |
| $P_{nb2}$ | = | 365 | kN  | < | $\phi P_{nb2}$ | = | 2.486 | kN   | <b>ok</b> | Aplastamiento del hormigon columna |
| $V_{uf}$  | = | 4   | kN  | < | $\phi V_{nf}$  | = | 338   | kN   | <b>ok</b> | Máxima transmisión de corte.       |

Verificacion en estado limite de Servicio.

$$q_{max} = 0,158 \text{ MPa} < q_a = 0,2 \text{ MPa} \text{ ok} \quad \text{Presion maxima del suelo.}$$

### 3.6. Desarrollo de la ejecución de proyecto

A continuación se indica los cómputos métricos y costo total de la obra en el que se toma en cuenta solo el costo del hormigón armado (esqueleto de la estructura), para el diseño estructural Sede Municipal de Ajedrez de la ciudad de Tarija.

#### 3.6.1. Cómputos métricos.-

La planilla de cómputos métricos del Diseño estructural de la Sede Municipal de Ajedrez se mostrara en el anexo A-6 (Cómputos y presupuestos).

En la siguiente tabla se muestra el resumen de los cómputos métricos del diseño estructural.

| <b>PLANILLA RESUMEN DE COMPUTOS METRICOS<br/>PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL "SEDE MUNICIPAL DE<br/>AJEDREZ DE LA CIUDAD DE TARIJA"</b> |   |                |              |
|--|---|----------------|--------------|
| <b>No.</b>   | <b>DESCRIPCIÓN</b>                        | <b>UNIDAD</b>  | <b>TOTAL</b> |
| 1  | INSTALACION DE FAENAS                     | glb            | 1            |
| 2  | DESBROCE Y LIMPIEZA                       | m <sup>2</sup> | 2.354,32     |
| 3  | REPLANTEO Y TRAZADO                       | m <sup>2</sup> | 1.481,31     |
| 4  | EXCAVACION MANUAL TERRENO<br>COMUN (0-2m) | m <sup>3</sup> | 285          |
| 5  | ZAPATAS DE HORMIGON                       | m <sup>3</sup> | 41,90        |
| 6  | RELLENO Y COMPACTADO MANUAL               | m <sup>3</sup> | 3,33         |
| 7  | CIMIENOS DE H°C°                          | m <sup>3</sup> | 51,25        |
| 8  | SOBRECIMIENOS DE H°C°                     | m <sup>3</sup> | 12,3         |
| 9  | COLUMNAS DE HORMIGON                      | m <sup>3</sup> | 42,95        |
| 10   | VIGAS DE HORMIGON                         | m <sup>3</sup> | 70,72        |
| 11   | LOSA ALIVIANADA CON VIGUETAS              | m <sup>2</sup> | 583,02       |
| 12   | LOSA NERVADA                              | m <sup>2</sup> | 544,33       |
| 13   | ESCALERA DE HORMIGON                      | m <sup>3</sup> | 6,66         |
| 14   | JUNTA DE DILATACION                       | m              | 12,34        |
| 15   | ACERO DE REFUERZO                         | Kg             | 16455,36     |

(Fuente): Elaboración propia

### **3.6.2. Especificaciones técnicas.-**

Las especificaciones técnicas se realizaron en base a un proyecto en ejecución (De características similares) estas se detallaran en el Anexo A-6 (cómputos y presupuestos)

### **3.6.3. Precios unitarios.-**

El Análisis de Precios Unitarios para los diferentes ítems de construcción que se definieron en el presente proyecto, se desarrolla teniendo en cuenta tres componentes específicos: **Mano de Obra, Equipo y Herramienta y Materiales**. Para cada componente se consideraron los **Gastos Generales, Utilidades e Impuestos**, donde cada uno de estos rubros es analizado en forma particular.

Para el Análisis de Precios Unitarios, se utilizó el Programa PRESCOM las planillas cuentan con cada ítem del proyecto los cuales se mostraran en el anexo A-6 (Cómputos y Presupuestos).

### **3.6.4. Presupuesto**

El presupuesto general de la Sede Municipal de Ajedrez de la ciudad de Tarija es de 1.433.820,92 Bolivianos y el costo por metro cuadrado (m<sup>2</sup>) para este diseño es de 302,96 dólares, tipo de cambio utilizado de Dólar americano a Boliviano de Bolivia: 1 USD = 6,96 BOB. Estos datos de presupuesto fueron obtenidos con ayuda del programa PRESCOM.

Las tablas detalladas de presupuesto serán vistos en el anexo A-6 (Cómputos y presupuesto).

### **3.6.5. Planteamiento y cronograma.-**

El cronograma de actividades se lo realiza con ayuda del programa Microsoft Project, también se incluye la ruta crítica del proyecto y se muestra en el Anexo A-6 (Cómputos y presupuesto) de este documento.

## **4. APORTE ACADEMICO**

### **4.1. Marco conceptual**

De acuerdo al aumento poblacional y a los cambios surgidos en las diferentes formaciones Económicas y Sociales, es de conocimiento general que el desarrollo de las naciones son medidas en gran parte por sus infraestructuras. De esta premisa nace la inquietud de buscar formas constructivas que sean de factible aplicación para la necesidad de la sociedad.

En la construcción, se ha tratado de optimizar en cuestiones de tiempo y economía, por lo que no es de extrañarse que la industria de los prefabricados se haya convertido en una opción muy atractiva en las fechas actuales. Por esto surge la necesidad de proporcionar una orientación para que el estudiante de ingeniería tenga los conocimientos básicos sobre al menos un sistema constructivo prefabricado que pueden ser aplicables de forma óptima a su diseño.

Por consiguiente dentro de este proyecto se ha pretendido realizar el estudio sobre uno de los diferentes sistemas constructivos prefabricados, en este caso las zapatas prefabricadas, con la intención no solo de proporcionar solo un cálculo, si no de ampliar el conocimiento de las diversas opciones existentes en nuestro medio.

Los sistemas constructivos industrializados tienen la potencialidad de operar con niveles inferiores de costos, si las escalas de producción fueran sensiblemente mayores, caso que actualmente no caracteriza la producción de edificaciones en países de desarrollo.

La prefabricación es el único modo industrial de acelerar masivamente la construcción de edificaciones.

### **4.2. Marco teórico o alcance del aporte**

La prefabricación es anterior a la industrialización, el primer elemento de la construcción que ha sido prefabricado, tal vez es el ladrillo, producido fuera de la obra con sistemas que se han prolongado a través del tiempo, más o menos a nuestros días.

El uso de prefabricados de hormigón en la construcción es ampliamente reconocido como una forma de construir económica, rápida, durable, segura, amigable con el medioambiente, estructuralmente sólida y arquitectónicamente versátil que le da valor a la obra construida.



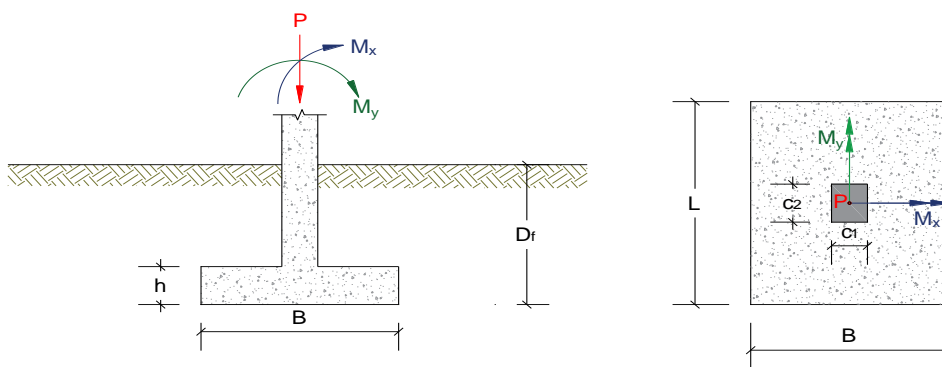
La producción de industrialización de elementos permite ahorros de materiales y energía durante la construcción, la mayoría de las construcciones son posible de prefabricar, ya sea completas o en forma parcial, dependiendo de los requerimientos arquitectónicos, estructurales y fundamentalmente del método y sistema constructivo que se elija, lo que requiere la interacción del arquitecto, ingeniero calculista, constructor y prefabricador, ojalá trabajando juntos desde el inicio del proyecto.

### 4.3. Producto – Aporte

#### 4.3.1. Diseño Zapata aislada prefabricada.

El diseño de la zapata aislada prefabricada se realizará en base a datos utilizados en la verificación de la zapata aislada más crítica de la estructura, analizada en el punto 3.5.4 de este documento, para realizar a su vez un análisis comparativo entre ambas.

#### Diseño de Zapata aislada Pre-fabricada



#### Datos de diseño:

|                         |      |                 |   |
|-------------------------|------|-----------------|---|
| $q_a =$                 | 0,20 | MPa             | Esfuerzo admisible del suelo                      |
| $f'_c =$                | 28   | MPa             | Resistencia a compresión del hormigón             |
| $f_y =$                 | 420  | MPa             | Esfuerzo de fluencia del Acero ASTM-A615          |
| $D_f =$                 | 2    | m               | Altura de desplante                               |
| $\gamma_{H^{\circ}A} =$ | 24   | $\text{kN/m}^3$ | Peso específico del H <sup>o</sup> A <sup>o</sup> |
| $\gamma =$              | 20   | $\text{kN/m}^3$ | Peso específico del suelo                         |

#### Dimensiones de la Columna.

|         |    |    |
|---------|----|----|
| $c_1 =$ | 30 | cm |
| $c_2 =$ | 30 | cm |

Cargas de Servicio: **(D+L)**

$$\begin{aligned} \mathbf{P} &= 298,62 \quad \text{kN} \\ \mathbf{M}_x &= 7,63 \quad \text{kN m} & \mathbf{V}_x &= 3,95 \quad \text{kN} \\ \mathbf{M}_y &= 6,85 \quad \text{kN m} & \mathbf{V}_y &= 3,36 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

Cargas en Estado limite ultimo.: **(1,2D+1,6L+0,5Lr)**

$$\begin{aligned} \mathbf{P}_u &= 364,95 \quad \text{kN} \\ \mathbf{M}_{ux} &= 8,22 \quad \text{kN m} & \mathbf{V}_{ux} &= 4,30 \quad \text{kN} \\ \mathbf{M}_{uy} &= 7,46 \quad \text{kN m} & \mathbf{V}_{uy} &= 3,64 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

• **Dimensionamiento de la superficie de contacto entre el plinto y el suelo de soporte:**

El esfuerzo admisible  $q_a$  del suelo se usa para soportar la zapata misma y el relleno de suelo encima de ella. El esfuerzo del suelo restante disponible para soportar las cargas de la columna, se llama  $q_e$ , es decir el esfuerzo efectivo del suelo.

Calculo del esfuerzo efectivo del suelo.

$$q_e = q_a - h \cdot \gamma_{H^\circ A^\circ} - (D_f - h) \cdot \gamma$$

tentativamente se asume **h= 30 cm**

|         |              |            |
|---------|--------------|------------|
| $q_e =$ | <b>0,159</b> | <b>MPa</b> |
|---------|--------------|------------|

Entonces el área requerida es:

$$\begin{aligned} A &= 22.483 \quad \text{cm}^2 \\ L &= 1 B \end{aligned}$$

Las dimensiones aproximadas requeridas para carga axial pura seria:

$$\begin{aligned} L &= 149,94 \text{ cm} \approx L = 150 \text{ cm} \\ B &= 149,94 \text{ cm} \approx B = 150 \text{ cm} \end{aligned}$$

Luego del cálculo de dimensiones, la carga permanece ubicada en el tercio medio de la cimentación, por lo que el esfuerzo máximo de reacción del suelo

es:

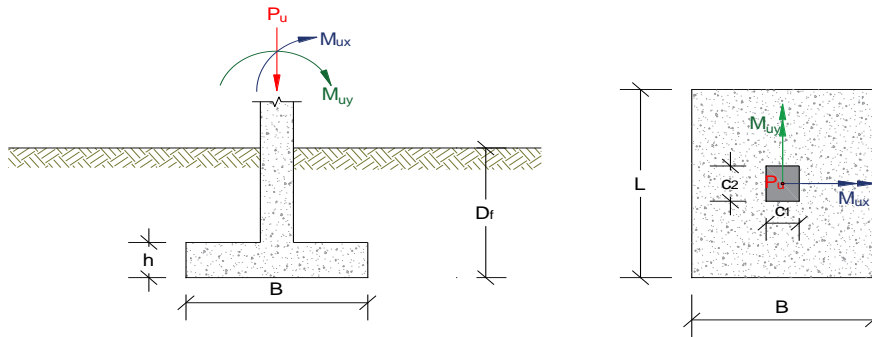
$$q_{max} = \frac{P}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot |M_x|}{B \cdot L^2} + \frac{6 \cdot |M_y|}{B^2 \cdot L} \leq q_e$$

con:

$$\begin{aligned} P &= 298,6 \quad \text{kN} & B &= 150 \quad \text{cm} & M_x &= 7,63 \quad \text{MPa} \\ A &= 22.500 \quad \text{cm}^2 & L &= 150 \quad \text{cm} & M_y &= 6,85 \quad \text{MPa} \end{aligned}$$

$$q_{max} = 0,1585 \text{ MPa} < q_a = 0,1588 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

• Diagrama de reacciones del suelo de cimentación bajo cargas ultimas:



Las solicitaciones ultimas son:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 364,95 \quad \text{kN} \\
 M_{ux} &= 8,22 \quad \text{kN m} \\
 M_{uy} &= 7,46 \quad \text{kN m}
 \end{aligned}$$

Esfuerzo ultimo del suelo (Según el comentario (15,2) del ACI de 1971)

$$q_{max} = q_e \cdot \frac{1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L}{D + L}$$

|                               |
|-------------------------------|
| $q_{max} = 0,194 \text{ MPa}$ |
|-------------------------------|

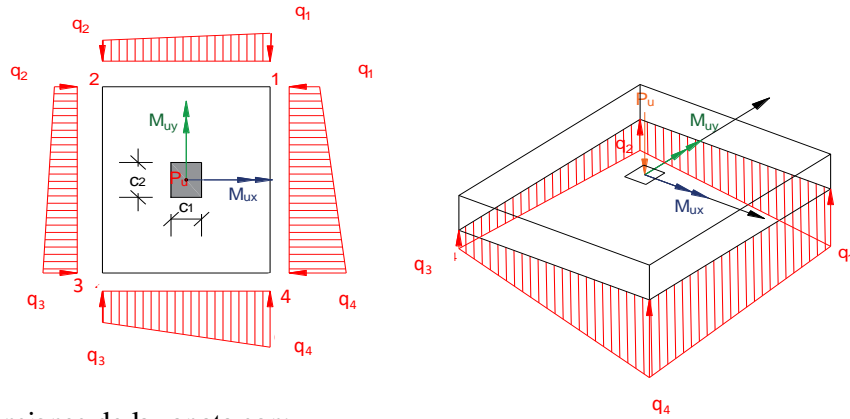
La carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación, por lo que los cuatro esfuerzos últimos que definen el volumen de reacciones del suelo se pueden calcular mediante las siguientes expresiones:

$$q_1 = \frac{1}{A} \left[ P_u + \frac{6 \cdot M_{ux}}{L} + \frac{6 \cdot M_{uy}}{B} \right] \quad q_1 = 0,190 \text{ MPa} < q_{max} = \mathbf{0,194 \text{ MPa}} \quad \text{ok}$$

$$q_2 = \frac{1}{A} \left[ P_u - \frac{6 \cdot M_{ux}}{L} + \frac{6 \cdot M_{uy}}{B} \right] \quad q_2 = 0,161 \text{ MPa} < q_{max} = \mathbf{0,194 \text{ MPa}} \quad \text{ok}$$

$$q_3 = \frac{1}{A} \left[ P_u - \frac{6 \cdot M_{ux}}{L} - \frac{6 \cdot M_{uy}}{B} \right] \quad q_3 = 0,134 \text{ MPa} < q_{max} = \mathbf{0,194 \text{ MPa}} \quad \text{ok}$$

$$q_4 = \frac{1}{A} \left[ P_u + \frac{6 \cdot M_{ux}}{L} - \frac{6 \cdot M_{uy}}{B} \right] \quad q_4 = 0,164 \text{ MPa} < q_{max} = \mathbf{0,194 \text{ MPa}} \quad \text{ok}$$



La dimensiones de la zapata son:

**B = 150 cm**  
**L = 150 cm**  
**h = 30 cm**

### Altura Útil de la zapata

*Dirección X*

$$d = h - cc - d_{b1}/2$$

$$d = 24,40 \text{ cm}$$

Donde :

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

$$cc = 5 \text{ cm}$$

$$db1 = 12 \text{ mm}$$

$$db2 = 12 \text{ mm}$$

Recubrimiento libre

Diámetro del refuerzo en X

Diámetro del refuerzo en Y

*Dirección Y*

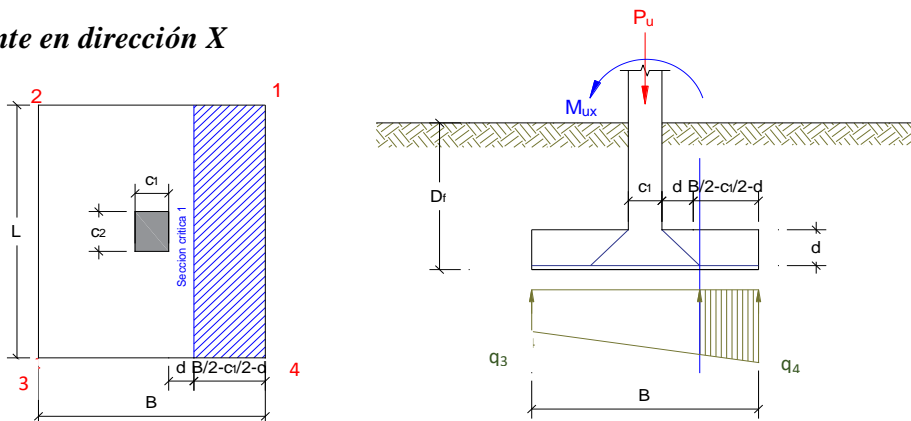
$$d = h - cc - d_{b1} - d_{b2}/2$$

$$d = 23,20 \text{ cm} \text{ No menor de } 15 \text{ cm}$$

A continuación se procede a verificar el canto de la zapata.

### • Verificación por cortante en un sentido.

#### Cortante en dirección X



La fuerza cortante que actúa en la sección crítica es igual a:

$$\frac{q_4 - q_3}{B} = \frac{q' - q_3}{(B - x)} \longrightarrow q' = \left( \frac{q_4 - q_3}{B} \cdot (B - x) \right) + q_3$$

Donde:

$$X = \frac{B}{2} - \frac{c_1}{2} - d \longrightarrow \begin{array}{l} x = 35,6 \text{ cm} \\ x = 356 \text{ mm} \\ q' = 0,18 \text{ MPa} \end{array}$$

$$V_{ux1} = \frac{q_3 - q'}{2} \cdot x \cdot B$$

Donde:

$$\begin{array}{l} q_4 = 0,190 \text{ MPa} \\ q_3 = 0,164 \text{ MPa} \\ B = 150 \text{ cm} \\ L = 150 \text{ cm} \\ c_1 = 30 \text{ cm} \\ d = 24,4 \text{ cm} \end{array}$$

Entonces:

$$V_{ux1} = 99,82 \text{ kN}$$

Resistencia a cortante del hormigón en un sentido.

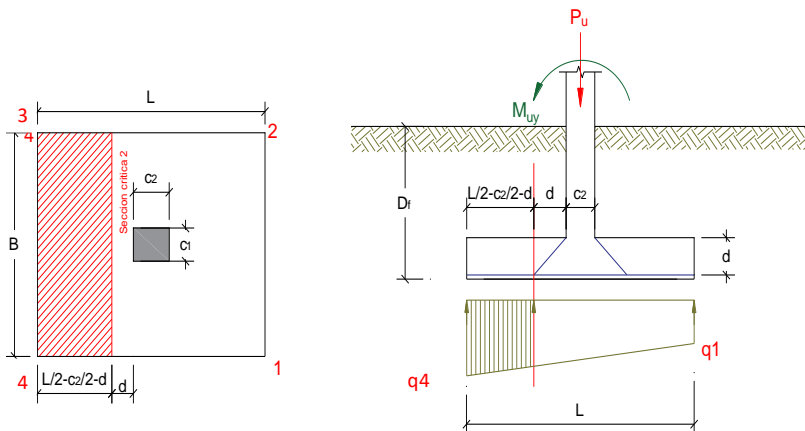
$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \cdot b_w \cdot d \qquad V_c = 646 \text{ kN}$$

Verificando la resistencia de diseño.

$$\begin{array}{l} V_u \leq \phi \cdot V_c \\ \phi = 0,75 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} V_{ux1} \leq \phi V_c \\ 100 \text{ kN} < 484 \text{ kN} \text{ Verifica} \end{array}$$

### Cortante en dirección Y



La fuerza cortante que actúa en la sección crítica es igual a:

$$\frac{q_4 - q_1}{B} = \frac{q' - q_1}{(B - x)} \longrightarrow q' = \left( \frac{q_4 - q_1}{B} \cdot (B - x) \right) + q_1$$

Donde:

$$X = \frac{B}{2} - \frac{c_1}{2} - d \longrightarrow \begin{array}{l} x = 368,0 \text{ mm} \\ q' = 0,18 \text{ MPa} \end{array}$$

$$V_{ux1} = \frac{q_3 - q'}{2} \cdot x \cdot B$$

Donde:

$$\begin{aligned} q_1 &= 0,190 & \text{MPa} \\ q_4 &= 0,161 & \text{MPa} \\ L &= 150 & \text{cm} \\ \mathbf{B} &= 150 & \text{cm} \\ c_2 &= 30 & \text{cm} \\ d &= 23,2 & \text{cm} \end{aligned}$$

Entonces:

$$\mathbf{V_{ux1} = 102,94 \quad \text{kN}}$$

Resistencia a cortante del hormigón en un sentido.

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \cdot b_w \cdot d$$

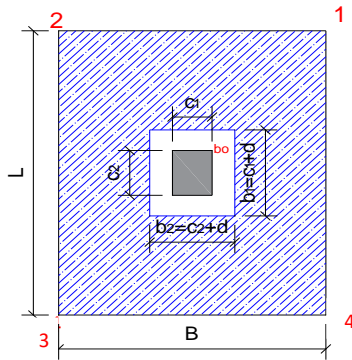
$$\mathbf{V_c = 614 \quad \text{kN}}$$

Verificando la resistencia de diseño.

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi \cdot V_c \\ \phi &= 0,75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{ux1} &\leq \phi V_c \\ 103 \text{ kN} &< 460 \text{ kN} \quad \mathbf{\text{Verifica}} \end{aligned}$$

#### • Verificación del peralte por cortante en dos sentidos (Punzonamiento)



$$\begin{aligned} c_1 &= 30 & \text{cm} \\ c_2 &= 30 & \text{cm} \\ d &= 23,8 & \text{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_1 &= 53,80 & \text{cm} \\ b_2 &= 53,80 & \text{cm} \end{aligned}$$

Perímetro crítico

$$b_o = 215,20 \quad \text{cm}$$

Área crítica.

$$A_o = 2.894,44 \quad \text{cm}^2$$

La variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo, y el hecho de que la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación, determina que el promedio de todos los esfuerzos del suelo de cualquier sección cuyo centroide coincida con el centroide del plinto, sea el esfuerzo centroidal.

$$\bar{q}_u = \frac{P_u}{B \cdot L}$$

$$\mathbf{q_u = 0,162 \quad \text{MPa}}$$

Cortante por Punzonamiento.

$$V_{u2} = \bar{q}_u \cdot (A - A_o)$$

$$\mathbf{V_{u2} = 318 \quad \text{kN}}$$

**Resistencia de diseño.**

$V_n = V_c$  se calcula con las siguientes expresiones:

i. 
$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_o \cdot d$$

Siendo

$\beta = c_1/c_2 = 1,00$      $\beta$ : Relación entre el lado mayor y el lado menor de la columna, de la carga concentrada, o de la superficie de introducción de la reacción.

$\sqrt{f'_c} = 5,29$     MPa     $\leq 8,3$ MPa (verifica)  
 $b_o = 215,20$     cm    (Perímetro crítico)  
 $d = 23,80$     cm    (Altura Útil)

entonces:

|                                    |
|------------------------------------|
| <b><math>V_c = 1.355</math> kN</b> |
|------------------------------------|

ii.

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \cdot b_o \cdot d$$

siendo:

$\alpha_s = 30$     (Columna de borde)  
 $b_o = 215,20$     cm    (Perímetro crítico)  
 $d = 23,80$     cm    (Altura Útil)

Entonces :

|                                    |
|------------------------------------|
| <b><math>V_c = 1.201</math> kN</b> |
|------------------------------------|

iii.

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \cdot b_o \cdot d$$

Entonces :

|                                  |
|----------------------------------|
| <b><math>V_c = 903</math> kN</b> |
|----------------------------------|

Asumiendo el menor valor para  $V_c$

|                                  |
|----------------------------------|
| <b><math>V_c = 903</math> kN</b> |
|----------------------------------|

Verificando la resistencia de diseño.

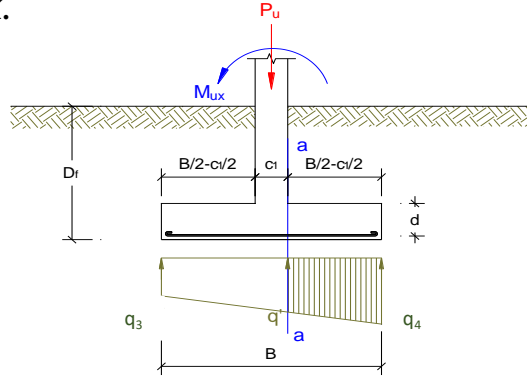
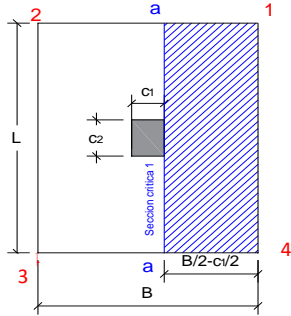
$$V_u \leq \phi \cdot V_c$$
$$\phi = 0,75$$

|           |        |            |                 |
|-----------|--------|------------|-----------------|
| $V_{ux2}$ | $\leq$ | $\phi V_c$ |                 |
| 318 kN    | $<$    | 678 kN     | <b>Verifica</b> |

• **Diseño del acero longitudinal.**

Las secciones críticas de diseño a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de la columna

**Diseño a Flexión en la Dirección X.**



$$q_4 = 0,190 \text{ MPa}$$

$$q_3 = 0,164 \text{ MPa}$$

$$B = 150 \text{ cm}$$

$$L = 150 \text{ cm}$$

$$c_1 = 30 \text{ cm}$$

$$d = 24,4 \text{ cm}$$

$$cc = 5 \text{ cm}$$

$$f'_c = 28,00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420,00 \text{ MPa}$$

$$Ec = 26.752 \text{ MPa}$$

$$Es = 200.000 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_c = 0,003$$

$$\theta_l = 0,85$$

$$v = \frac{B - c_1}{2}$$

$$\rightarrow v = 60 \text{ cm}$$

$$q' = (q_3 - q_4) \frac{(B - v)}{B} + q_4$$

$$\rightarrow q' = 0,179 \text{ MPa}$$

Momento en la sección a-a

$$M_{ux} = (q' + 2 \cdot q_3) \cdot \frac{v^2}{6} \cdot L$$

$$M_{ux} = 50,37 \text{ kN m}$$

$$\phi = 0,9$$

Cuantía mecánica

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot L \cdot d^2}} \right)$$

$$\rho = 0,0015$$



### Cuantía mínima

$$\rho_{\min} = \max\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y}; \frac{1,4}{f_y}\right)$$

$$\rho_{\min} = 0,0033$$

### Cuantía máxima

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(\beta_1 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}}\right)$$

$$\rho_{\max} = 0,0213$$

### Refuerzo mínimo

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s,\min} = 12,20 \quad \text{cm}^2$$

### Refuerzo máximo

$$A_{s,\max} = \rho_{\max} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s,\max} = 77,78 \quad \text{cm}^2$$

### Refuerzo de tracción

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 5,53 \text{ cm}^2 < A_{s,\min} : 12,20 \text{ cm}^2$$

|                            |
|----------------------------|
| $A_s = 12,20 \text{ mm}^2$ |
|----------------------------|

### Elección del refuerzo real

$$d_b = \phi 12 \text{ mm} \quad (\text{diámetro barra de acero})$$

$$A_s = 11,31 \text{ cm}^2 \quad (\text{Sección de una barra de acero})$$

### Separación mínima

$$S_{1,\min} \geq d_b = 1,20 \text{ cm}$$

$$S_{1,\min} \geq 1,33 D = 3,39 \text{ cm}$$

$$S_{1,\min} \geq 2,50 \text{ cm}$$

Donde :

D = diámetro nominal del agregado grueso

$$D = 2,54 \text{ cm}$$

### Calculo del numero de barras, numero de capas y espaciamiento

$$n^\circ = 10,79 \approx 11$$

$$S = 13,88 \text{ cm}$$

$$S_1 = 12,68 \text{ cm} > S_{1,\min} = 3,4 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

### Longitud de adherencia

$$l_d = \frac{9}{10} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot \left[ \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} \right] \cdot d_b$$

Si:

$$\Psi_t = 1,0 \quad (\text{Zona de buena Adherencia})$$

$$\Psi_e = 1,0 \quad (\text{Para armadura sin revestir})$$

$$\Psi_s = 0,8 \quad (\text{Factor por diametro})$$

$$\lambda = 1,0 \quad (\text{Para hormigón de peso normal})$$

$$f'_c = 28 \quad \text{MPa}$$

$$f_y = 420 \quad \text{MPa}$$

$$(c_b + k_{tr})/d_b : 2,50$$

El largo de desarrollo en dirección Y debe ser menor al ancho del vuelo de la zapata:

$$\ell_d = 27,43 \text{ cm} < v - cc = 55 \text{ cm} \quad \text{Verifica}$$

|        |    |           |    |        |             |                   |
|--------|----|-----------|----|--------|-------------|-------------------|
| Usar : | 11 | $\phi 12$ | mm | c/13cm | L = 140     | cm                |
|        |    |           |    |        | (As = 12,44 | cm <sup>2</sup> ) |

### Resistencia de diseño

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

Donde :

$$A_s = 12,44 \text{ cm}^2 \quad (\text{refuerzo real}) \quad \text{se recalcula} \quad a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w}$$

$$a = 1,46 \text{ cm}$$

$$M_n = 124 \text{ kN m}$$

$$\phi = 0,90$$

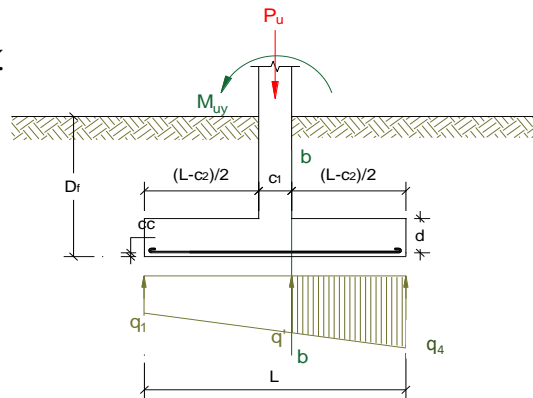
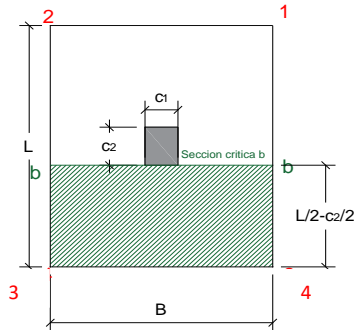
∴ la resistencia de diseño es igual a:  $\phi M_n = 111,3 \text{ kN m}$

Verificación

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

|      |          |   |              |          |          |
|------|----------|---|--------------|----------|----------|
| Mu = | 50,4 kNm | < | $\phi M_n =$ | 111 kN m | Verifica |
|------|----------|---|--------------|----------|----------|

Diseño a Flexión en la Dirección Y.



$$q_4 = 0,190 \text{ MPa}$$

$$q_1 = 0,161 \text{ MPa}$$

$$B = 150 \text{ cm}$$

$$L = 150 \text{ cm}$$

$$c_2 = 30 \text{ cm}$$

$$d = 23,20 \text{ cm}$$

$$cc = 5 \text{ cm}$$

$$f'_c = 28,00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420,00 \text{ MPa}$$

$$Ec = 26.752 \text{ MPa}$$

$$Es = 200.000 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_c = 0,003$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$v = \frac{B - c_1}{2}$$

$$\rightarrow v = 60 \text{ cm}$$

$$q' = (q_3 - q_1) \frac{(L - v)}{L} + q_1 \quad \rightarrow \mathbf{q' = 0,178 \text{ MPa}}$$

Momento en la sección a-a

$$M_{ux} = (q' + 2 \cdot q_3) \cdot \frac{v^2}{6} \cdot B$$

$$\mathbf{M_{ux} = 50,27 \text{ kN m}}$$

$$\phi = 0,9$$

Cuantía mecánica

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2}} \right)$$

$$\rho = 0,0017$$

Cuantía mínima

$$\rho_{min} = \max \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y}; \frac{1,4}{f_y} \right)$$

$$\rho_{min} = 0,0033$$

Refuerzo mínimo

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s,min} = 11,60 \text{ cm}^2$$

Refuerzo de tracción

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 5,82 \text{ mm}^2 < A_{s,min} = 11,60 \text{ mm}^2$$

$$\mathbf{A_s = 11,60 \text{ mm}^2}$$

Elección del refuerzo real

$$d_b = \mathbf{\phi 12 \text{ mm}} \quad (\text{diámetro barra de acero})$$

$$A_s = 113,1 \text{ mm}^2 \quad (\text{Sección de una barra de acero})$$

Separación mínima

$$S_{l,min} \geq d_b = 1,20 \text{ cm}$$

$$S_{l,min} \geq 1,33 D = 3,39 \text{ cm}$$

$$S_{l,min} \geq 2,50 \text{ cm}$$

Donde :

D = diámetro nominal del agregado grueso

$$D = 2,54 \text{ cm}$$

Calculo del numero de barras, numero de capas y espaciamento

$$\begin{aligned} n^\circ &= 10,26 \approx \mathbf{11} \\ S &= 13,88 \quad \text{cm} \\ S_1 &= 12,68 \quad \text{cm} > S_{1,\min} = 3,4 \quad \text{cm} \quad \text{ok} \end{aligned}$$

Longitud de adherencia

$$l_d = \frac{9}{10} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot \left[ \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\left( \frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right] \cdot d_b$$

Si :

$$\begin{aligned} \Psi_t &= \mathbf{1,0} && \text{(Zona de buena Adherencia)} \\ \Psi_e &= \mathbf{1,0} && \text{(Para armadura sin revestir)} \\ \Psi_s &= \mathbf{0,8} && \text{(Factor por diametro)} \\ \lambda &= \mathbf{1,0} && \text{(Para hormigón de peso normal)} \\ f'_c &= 28 && \text{MPa} \\ f_y &= 420 && \text{MPa} \\ (c_b + k_{tr})/d_b &= 2,50 \end{aligned}$$

El largo de desarrollo en direccion Y debe ser menor al ancho del vuelo de la zapata:

$$\ell_d = 27,43 \text{ mm} < v - cc = 55,0 \text{ mm} \quad \text{Verifica}$$

|               |           |               |               |                                    |
|---------------|-----------|---------------|---------------|------------------------------------|
| <b>Usar :</b> | <b>11</b> | <b>ϕ12 mm</b> | <b>c/13cm</b> | <b>L = 140 cm</b>                  |
|               |           |               |               | <b>(As = 12,44 cm<sup>2</sup>)</b> |

**Resistencia de diseño**

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

Donde :

$$\begin{aligned} A_s &= 12,44 \quad \text{cm}^2 && \text{(refuerzo real)} && \text{se recalcula} && a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} \\ a &= 1,46 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

$$M_n = \mathbf{117 \text{ kN m}}$$

$$\phi = 0,90$$

∴ la resistencia de diseño es igual a:

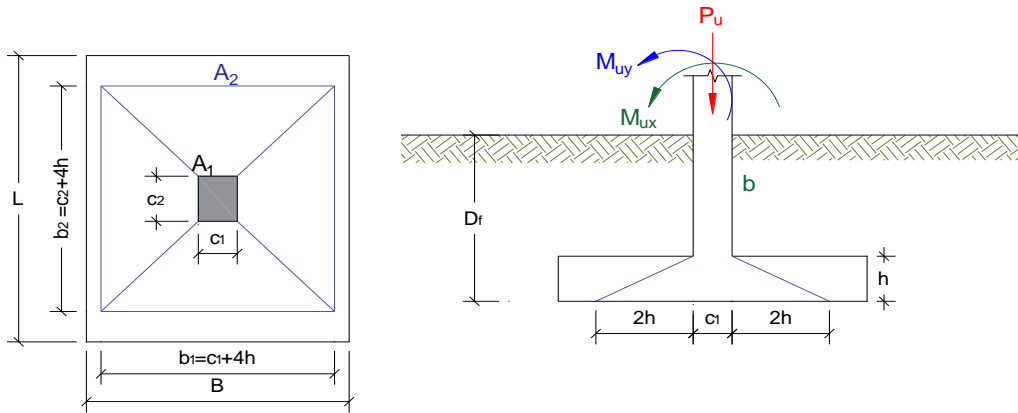
$$\phi M_n = 105,66 \quad \text{kN m}$$

Verificación

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

|             |             |            |             |               |            |             |                 |
|-------------|-------------|------------|-------------|---------------|------------|-------------|-----------------|
| <b>Mu =</b> | <b>50,3</b> | <b>kNm</b> | <b>&lt;</b> | <b>ϕ Mn =</b> | <b>106</b> | <b>kN m</b> | <b>Verifica</b> |
|-------------|-------------|------------|-------------|---------------|------------|-------------|-----------------|

• **Diseño de la transferencia de carga de la columna a la zapata.**



**Transferencia de carga axial**

Dimensiones de la columna.

$$c_1 = 30 \text{ cm}$$

$$c_2 = 30 \text{ cm}$$

Dimensiones de la Zapata

$$B = 150 \text{ cm}$$

$$L = 150 \text{ cm}$$

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

$$A_1 = c_1 \cdot c_2$$

$$A_2 = (c_1 + 4 \cdot h)(c_2 + 4 \cdot h)$$

$$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$$

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

$$f'_c = 28 \text{ MPa} \quad \text{Zapatas}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$A_1 = 900 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 22.500 \text{ cm}^2$$

$$A_1/A_2 = 5,0 > 2 \quad \text{Usar 2}$$

**a) Resistencia nominal al aplastamiento del hormigón de la columna**

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1$$

$$P_{nb} = 1.913 \text{ kN}$$

Verificación de la Resistencia de diseño por aplastamiento.

$$P_u \leq \phi \cdot P_{nb} \quad \text{donde :} \quad P_u = 365 \text{ kN} \\ \phi = 0,65$$

|                      |             |                         |                 |
|----------------------|-------------|-------------------------|-----------------|
| <b>Pu =</b> 365,0 kN | <b>&lt;</b> | <b>φ Pnb =</b> 1.243 kN | <b>Verifica</b> |
|----------------------|-------------|-------------------------|-----------------|

**b) Resistencia al aplastamiento del hormigón de la zapata.**

$$P_{nb} = (0,85 \cdot f'_c \cdot A_1) \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$P_{nb} = 4.284 \text{ kN}$$

Verificación de la Resistencia de diseño por aplastamiento.

$$P_u \leq \phi \cdot P_{nb} \quad \text{donde :} \quad \begin{array}{l} P_u = 365 \text{ kN} \\ \phi = 0,65 \end{array}$$

|             |          |   |                |          |                 |
|-------------|----------|---|----------------|----------|-----------------|
| <b>Pu =</b> | 365,0 kN | < | <b>ϕ Pnb =</b> | 2.785 kN | <b>Verifica</b> |
|-------------|----------|---|----------------|----------|-----------------|

**c) Barras en espera requeridas por compresión entre la columna y la zapata.**

A pesar de que la resistencia al aplastamiento tanto del hormigón de la columna como la del hormigón de la zapata es adecuada para transmitir las cargas mayoradas, se requiere un área mínima de armadura que atraviese la interface.

$$A_{smin} = \frac{200 \cdot A1}{f_y} \quad \text{Para prefabricado según Art. 16.5.1.3}$$

|                |            |                       |
|----------------|------------|-----------------------|
| <b>As,min=</b> | <b>300</b> | <b>mm<sup>2</sup></b> |
|----------------|------------|-----------------------|

**Transferencia de fuerzas horizontales.**

Se aplica el método de diseño de corte por fricción del artículo 11.7 de la NB 1225001

$$V_n \leq \begin{cases} 0,2 \cdot f'_c \cdot A_c = 450 \text{ kN} \\ 5,5 \cdot A_c = 495 \text{ kN} \end{cases}$$

Entonces se asume  $V_n = 450 \text{ kN}$

a) Verificación de la máxima transmisión de corte permitida.

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad \text{donde :} \quad \begin{array}{l} V_u = 4,30 \text{ kN} \\ \phi = 0,75 \end{array}$$

|             |         |   |               |        |                 |
|-------------|---------|---|---------------|--------|-----------------|
| <b>Vu =</b> | 4,30 kN | < | <b>ϕ Vn =</b> | 338 kN | <b>Verifica</b> |
|-------------|---------|---|---------------|--------|-----------------|

b) Determinación del refuerzo mínimo por fricción cortante.

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot \mu}$$

Donde :

**Vu = 4,30 kN**

**ϕ = 0,75**

**μ = 0,70**

Concreto colado sobre concreto con la superficie rugosa.

|              |             |                       |
|--------------|-------------|-----------------------|
| <b>Avf =</b> | <b>0,20</b> | <b>mm<sup>2</sup></b> |
|--------------|-------------|-----------------------|

Entonces las área de acero para las barras en espera de las columnas será el mayor valor entre  $A_{vf}$  y  $A_s$ .

$$A_s = 3 \text{ mm}^2$$

**Elección del refuerzo real**

|         |                      |                        |
|---------|----------------------|------------------------|
| si      |                      | Columna                |
| $d_b =$ | $\phi 12 \text{ mm}$ | $c_c = 2,5 \text{ cm}$ |
| $A_s =$ | $1,13 \text{ cm}^2$  | $c_1 = 30 \text{ cm}$  |
|         |                      | $c_2 = 30 \text{ cm}$  |

**Separación mínima**

|                            |                    |  |
|----------------------------|--------------------|--|
| $S_{l,min} \geq 1,5 d_b =$ | $1,80 \text{ cm}$  | Donde :                                  |
| $S_{l,min} \geq 1,33 D =$  | $3,39 \text{ cm}$  | D = diámetro nominal del agregado grueso |
| $S_{l,min} \geq$           | $4 \text{ cm}$     | D = $2,54 \text{ cm}$                    |
| $n^\circ =$                | $2,65 \approx 3$   |  |
| $S =$                      | $12,50 \text{ cm}$ |  |
| $S_1 =$                    | $11,30 \text{ cm}$ | $> S_{l,min} = 4 \text{ cm} \text{ ok}$  |

minimo 4 barras para fierro de espera

$$\text{Usar : } 4 \phi 12 \text{ mm} \quad (A_s = 4,52 \text{ cm}^2)$$

**Longitud de desarrollo en tracción de las barras en espera.**

Dentro de la columna.

$$l_d = \frac{9}{10} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot \left[ \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\left( \frac{c_d + k_{tr}}{d_b} \right)} \right] \cdot d_b$$

**Expresiones simplificadas.**

| Aplicabilidad  | $d_b \leq 16 \text{ mm}$   | $d_b > 16 \text{ mm}$  |
|--|--|--|
| Recubrimiento libre $\geq d_b$<br>separación $\geq d_b$<br>Entibado mayor que el mínimo<br><b>o bien:</b><br>Recubrimiento libre $\geq d_b$<br>separación $\geq 2 d_b$ | $l_d = \left( \frac{12 \cdot f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{25 \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b$ | $l_d = \left( \frac{3 \cdot f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{5 \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b$ |

|      |             |            |                                |
|------|-------------|------------|--------------------------------|
| Si : | $\Psi_t =$  | <b>1,3</b> | (Zona de mala adherencia).     |
|      | $\Psi_e =$  | <b>1,0</b> | (Para armadura sin revestir)   |
|      | $\lambda =$ | <b>1,0</b> | (Para hormigón de peso normal) |
|      | $f'_c =$    | 28         | MPa                            |
|      | $f_y =$     | 420        | MPa                            |

El largo de desarrollo por tracción en la columna es igual a:

|                             |
|-----------------------------|
| $\ell_d = 62,90 \text{ cm}$ |
|-----------------------------|

Dentro la zapata

Usar gancho normales en los extremos de las barras.

$$\ell_{dh} = \left( \frac{0,24 \cdot f_y \cdot \psi_e \cdot \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b \qquad \ell_{dh} \geq 8 \cdot d_b \text{ ó } 15 \text{ cm}$$

$$\ell_{dh} = 24,19 \text{ cm} > \ell_{dh, \min} \text{ ok}$$

Longitud disponible para el desarrollo dentro la zapata.

$$\ell = h - 2cc - d_{b1} - d_{b2} - d_b$$

Donde :

|       |    |    |                        |
|-------|----|----|------------------------|
| h =   | 30 | cm | Altura de la zapata    |
| cc =  | 5  | cm | recubrimiento          |
| db1 = | 12 | mm | diam. Barras en X      |
| db2 = | 12 | mm | diam. Barras en Y      |
| db =  | 12 | mm | diam. Barras en espera |

|          |       |    |   |               |       |    |
|----------|-------|----|---|---------------|-------|----|
| $\ell =$ | 21,40 | cm | < | $\ell_{dh} =$ | 24,19 | cm |
|----------|-------|----|---|---------------|-------|----|

***Longitud de desarrollo de las barras en espera en compresión***

La longitud de desarrollo de barras a compresión se toma como la mayor entre:

$$\ell_{dc} = \frac{0,24 \cdot f_y \cdot d_b}{\sqrt{f'_c}} \qquad ; \qquad \ell_{dc} = 0,043 \cdot f_y \cdot d_b \qquad ; \qquad \ell_{dc \min} = 20 \text{ cm}$$

$$\ell_{dc} = 21,67 \text{ cm}$$

Entonces:

En la columna:  $\ell_{dc} = 24,19 \text{ cm}$

En la zapata:  $\ell_{dc} = 22,86 \text{ cm}$

Doblado del gancho:  $D = 6d_b = 7,20 \text{ cm}$

Prolongación del gancho =  $12 d_b = 14,40 \text{ cm}$

Longitud disponible para el desarrollo dentro la zapata.

$$\ell = h - 2cc - d_{b1} - d_{b2} - d_b$$

Donde :

|       |    |    |                        |
|-------|----|----|------------------------|
| h =   | 30 | cm | Altura de la zapata    |
| cc =  | 5  | cm | recubrimiento          |
| db1 = | 12 | mm | diam. Barras en X      |
| db2 = | 12 | mm | diam. Barras en Y      |
| db =  | 12 | mm | diam. Barras en espera |



$$\ell = 21,40 \text{ cm} < \ell_{dc} = 22,86 \text{ cm}$$

Longitud total de la barra en espera:

|                           |            |       |    |
|---------------------------|------------|-------|----|
| Dentro la columna         | $\ell_1 =$ | 62,9  | cm |
| Dentro la zapata          | $\ell_2 =$ | 24,2  | cm |
| Prolongación del gancho : | $\ell_3 =$ | 20,1  | cm |
|                           | $L =$      | 107,2 | cm |

Una vez ya diseñado el cuerpo de la zapata aislada prefabricada se procede a realizar el diseño del caldero de dicha zapata, que tiene como principal función mantener la fluidez de transmisión de esfuerzo entre una columna hormigonada en obra y la zapata aislada prefabricada.

### Diseño de calderos para zapata aislada pre-fabricada

#### a. Geometría.-

##### a.1. Sección transversal.

|         |    |    |
|---------|----|----|
| $h =$   | 20 | mm |
| $b_w =$ | 70 | mm |

##### a.2. Altura del caldero

En base a la longitud de desarrollo dentro de la columna se elige la altura del caldero para su posterior diseño

|            |       |    |
|------------|-------|----|
| $\ell_d =$ | 62,90 | cm |
|------------|-------|----|

Adoptamos una altura de caldero para mejor union zapata-columna.

|       |    |   |
|-------|----|---|
| $L =$ | 70 | m |
|-------|----|---|

#### b. Materiales.-

##### b.1. Hormigón.

|                        |        |                   |   |
|------------------------|--------|-------------------|---|
| $f'_c =$               | 28     | MPa               | Hormigon H-28                                   |
| $E_c =$                | 24.870 | MPa               | Modulo de elasticidad longitudinal del hormigón |
| $\gamma_{H \cdot A} =$ | 25     | kN/m <sup>3</sup> | Peso especifico del hormigón armado             |
| $\epsilon_{cu} =$      | 0,003  |                   | Deformación máxima del hormigón                 |
| $\beta_1 =$            | 0,85   |                   |   |
| $n =$                  | 8,04   |                   |   |

b.2. Acero.

|                   |         |     |  |
|-------------------|---------|-----|--|
| $f_y =$           | 420     | MPa | Acero ADN-420                                |
| $E_s =$           | 200.000 | MPa | Modulo de elasticidad longitudinal del acero |
| $\varepsilon_y =$ | 0,002   |     | Deformación relativa del acero en fluencia   |

Resistencia requerida a Flexión

|               |      |     |   |
|---------------|------|-----|---|
| $M_{ux(+)} =$ | 8,34 | kNm | Momento maximo entre momento en "Y" y<br>Momento en "X" de las cargas de zapata |
|---------------|------|-----|---|

Factor de reducción de resistencia.

$$\phi_b = 0,90 \quad (\text{Se supone inicialmente})$$

c. Determinacion de la armadura teórica:

- Altura efectiva de la sección "d":

|        |     |    |                         |
|--------|-----|----|-------------------------|
| $h =$  | 20  | cm | ancho total del caldero |
| $cc =$ | 2,5 | cm | Recubrimiento libre     |

$$d_{e1} = 16,7 \quad \text{cm}$$

- Altura del bloque de compresiones "a":

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{\phi \cdot 0.85 f'_c b_w}}$$

$$a_1 = 0,34 \quad \text{cm} \quad \text{Para el momento } M_{u(+)} = 8,34 \quad \text{kN m}$$

- Altura del eje neutro "c":

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad c_{max} = 0,375 \cdot d$$

$$c_1 = 0,40 \quad \text{cm} < c_{max} = 6,3 \quad \text{cm}$$

$$\rightarrow A's = 0 \quad \text{cm}^2$$

- Deformación relativa del acero " $\xi_t$ ":

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_c$$

$$\xi_{t1} = 0,124 > 0,005 \quad \therefore \phi = 0,90 \quad (\text{Como se supuso})$$

- Limites de la armadura:

Refuerzo mínimo " $A_{s,min}$ ":

$$A_{s,min} = \max \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y}; \frac{1,4}{f_y} \right) \cdot A_{gd}$$

Donde:

$$A_{gd} = 1,169 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,\min} = 3,90 \text{ cm}^2$$

• Refuerzo necesario "A<sub>s</sub>":

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_w}{f_y}$$

$$A_{s(+)} = 1,33 \text{ cm}^2$$

Se adopta:

|                                |
|--------------------------------|
| $A_{s(+)} = 3,90 \text{ cm}^2$ |
|--------------------------------|

Eleccion del refuerzo real

$$d_{b1} = \phi 10 \text{ mm}$$

(Seccion de una barra de acero)

$$A_{sx1} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$n^\circ = 5,0 \approx 5$$

Separacion minima

$$S_{1,\min} \geq d_b = 1 \text{ cm}$$

$$S_{1,\min} \geq 1,33 D = 1,67 \text{ cm}$$

$$S_{1,\min} \geq 2,50 \text{ cm}$$

Donde :

D = diametro nominal del agregado grueso

$$D = 1,25 \text{ cm}$$

Verificacion separacion libre "S<sub>ℓ</sub>"

$$S_1 = 15,95 \text{ cm}$$

$$S_{\ell 1} = 14,95 \text{ cm}$$

$$> S_{\ell,\min} = 2,5 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

Refuerzo

$$\text{Usar : } 5 \quad \phi 10 \text{ mm} \quad c/15\text{cm}$$

|                             |
|-----------------------------|
| $(A_s = 4,13 \text{ mm}^2)$ |
|-----------------------------|

d. Armadura teórica requerida por corte.

Según el Art. 11.3 NB 1225001-1

d.1. Resistencia requerida por cortante.

Maximo cortante obtenido de las cargas en zapata

$$d = 16,70 \text{ cm} \quad V_{u1} = 4,302 \text{ kN}$$

d.2. Resistencia de corte proporcionado por el hormigón.

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

$$\begin{aligned} \sqrt{f'_c} &= 5,29 \text{ MPa} < 8,3 \text{ MPa Verifica} \\ \phi &= 0,75 \text{ (factor de reducción de resistencia de corte)} \\ d &= 16,70 \text{ cm} \\ b_w &= 70 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 77,32 \text{ kN} \rightarrow 0,5 \phi V_c = 38,66 \text{ kN}$$

Es necesario refuerzo por cortante:

$$V_{u1} = 4,30 \text{ kN} \rightarrow Vu \leq 0,5 \phi V_c \text{ (No requiere } A_v \text{)}$$

d.3. Refuerzo por cortante mínimo.

$$\left( \frac{A_{v,min}}{s} \right) = \max \left\{ \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}; 0,33 \frac{b_w}{f_{yt}} \right\}$$

$$f_{yt} = 420 \text{ MPa} \quad A_{v,min} / s = 0,055 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

e. Distribución de las armaduras.

e.1. Distribución de la armadura de corte.

• Armadura requerida

Armadura transversal total requerida:

$$(A_v + 2 A_t) / s = 0 \text{ cm}^2 / \text{cm} < (A_v + 2 A_t)_{min} / s = 0,055 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Colocar

|                |       |                           |
|----------------|-------|---------------------------|
| $A_{v1} / s =$ | 0,055 | $\text{cm}^2 / \text{cm}$ |
|----------------|-------|---------------------------|

de: 0 a 0,2m y de: 0,60m a 0,70m

• Distribución

$$\begin{aligned} d_{be1} &= \phi 6 \text{ mm} \\ A_{v1} &= 0,28 \text{ cm}^2 \quad N^\circ = 2 \text{ ramas} \end{aligned}$$

Separación requerida:  $s_1 = 10,26 \text{ mm}$

Separación máxima:  $s_{max} = 10,26 \text{ mm}$

Separación adoptada:  $s_1 = 10 \text{ mm}$

Nº de estribos:  $L_1 = 63 \text{ cm} \quad n^\circ = 7$

Colocar: Estribos de dos ramas

7  $\phi 6 \text{ mm}$  c/10 cm

## f.2. Distribución de la armadura longitudinal flexión.

- Armadura longitudinal requerida corregida

$$A_{s2} = 3,90 \text{ cm}^2$$

- Distribución.

### Armadura en el centro del vano:

Arm. inf: 1 capas

capa 1 2  $\phi 16\text{mm}$

Separación libre separación libre mínima

$$S_t = 62,2 \text{ cm} > S_{t,\min} = 2,5 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

$$\rightarrow A_s = 41,26 > A_s = 39 \text{ mm}^2 \quad \text{ok}$$

## g. Verificación en estado limite de resistencia.

- Verificación de la Resistencia de diseño por Flexión.

Verificación

Se verifica en las secciones críticas de la viga:

### Flexión en el eje X

$$M_{ux(+)} = 8,34 < \phi M_{nx(+)} = 25,2 \text{ kN m} \quad \text{Verifica}$$

- Verificación de la Resistencia de diseño por cortante.

Resistencia de corte proporcionado por el hormigón.

$$\phi V_{cy} = 77,32 \text{ kN}$$

Se verifica en la sección donde ocurre la cortante ultima

Cortante en el eje Y

$$V_{uy} = 4,30 < \phi V_{ny} = 77,3 \text{ kN} \quad \text{Verifica}$$

## h. Resumen de diseño.

- Geometría de la sección.

$h = 20 \text{ cm}$  Ancho del caldero

$b_w = 70 \text{ cm}$  Largo del caldero

$l = 70 \text{ cm}$  Altura del caldero

### Armadura por flexión.

Armadura 5  $\phi 10\text{mm}$  c/15 cm

### Armadura de corte.

Estribos con dos ramas:

7  $\phi 6\text{mm}$  c/10 cm

### Verificación estado limite de resistencia:

Resistencia de diseño de flexión.

Flexión en el eje X

|              |      |   |                   |           |                 |
|--------------|------|---|-------------------|-----------|-----------------|
| $M_{ux(+)}=$ | 8,34 | < | $\phi M_{nx(+)}=$ | 25,2 kN m | <b>Verifica</b> |
|--------------|------|---|-------------------|-----------|-----------------|

Resistencia de diseño de corte.

Cortante en el eje Y

|           |      |   |                |         |                 |
|-----------|------|---|----------------|---------|-----------------|
| $V_{uy}=$ | 4,30 | < | $\phi V_{ny}=$ | 77,3 kN | <b>Verifica</b> |
|-----------|------|---|----------------|---------|-----------------|

### Resumen de Diseño.

#### Geometría de la zapata aislada pre-fabricada.

$$B = 150 \text{ cm}$$

$$L = 150 \text{ cm}$$

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

Armadura por flexión

|                  |           |  |                   |
|------------------|-----------|--|-------------------|
| Distribuido en B | <b>11</b> | <b><math>\phi 12 \text{ mm c}/13\text{cm}</math></b> | <b>L = 140 cm</b> |
|------------------|-----------|--|-------------------|

|                  |           |  |                   |
|------------------|-----------|--|-------------------|
| Distribuido en L | <b>11</b> | <b><math>\phi 12 \text{ mm c}/13\text{cm}</math></b> | <b>L = 140 cm</b> |
|------------------|-----------|--|-------------------|

|                  |          |  |                   |
|------------------|----------|--|-------------------|
| Barras en espera | <b>4</b> | <b><math>\phi 12 \text{ mm}</math></b> | <b>L = 107 cm</b> |
|------------------|----------|--|-------------------|

Verificación en estado limite de Resistencia.

|            |           |   |                 |             |           |                                    |
|------------|-----------|---|-----------------|-------------|-----------|------------------------------------|
| $M_{ux}=$  | 50,37 kNm | < | $\phi M_{nx}=$  | 111,30 kN m | <b>ok</b> | Flexión en X                       |
| $M_{uy}=$  | 50,27 kNm | < | $\phi M_{ny}=$  | 105,66 kN m | <b>ok</b> | Flexión en Y                       |
| $V_{ux}=$  | 99,82 kN  | < | $\phi V_{nx}=$  | 484,17 kN   | <b>ok</b> | Cortante en X                      |
| $V_{uy}=$  | 102,94 kN | < | $\phi V_{ny}=$  | 460,36 kN   | <b>ok</b> | Cortante en Y                      |
| $V_u=$     | 318,00 kN | < | $\phi V_n=$     | 677,55 kN   | <b>ok</b> | Punzonamiento                      |
| $P_{nb1}=$ | 364,95 kN | < | $\phi P_{nb1}=$ | 1.243,13 kN | <b>ok</b> | Aplastamiento del hormigon Zapata  |
| $P_{nb2}=$ | 364,95 kN | < | $\phi P_{nb2}=$ | 2.784,60 kN | <b>ok</b> | Aplastamiento del hormigon columna |
| $V_{uf}=$  | 4,30 kN   | < | $\phi V_{nf}=$  | 337,50 kN   | <b>ok</b> | Máxima transmisión de corte.       |

Verificación en estado limite de Servicio.

$$q_{\max} = 0,158 \text{ MPa} < q_a = 0,2 \text{ MPa} \text{ ok} \text{ Presion maxima del suelo.}$$

#### 4.3.2. Proceso constructivo.

Los procesos constructivos están, en general, poco estudiados, y esto lleva a un gran desperdicio de recursos, tanto humanos como materiales, a un incremento innecesario de los riesgos y a una calidad inadecuada del producto final, en nuestro caso de la obra de edificación.

Todo procedimiento constructivo está influenciado por 3 factores principales, como lo son la mano de obra, los materiales y los equipos o maquinarias.

- ***Procedimiento constructivo zapata aislada.***

**a) Trazo y excavación de zapata**

El trazo de la zapata se hace utilizando la regla de 3-4-5 para que los lados queden perfectamente perpendiculares. Esta regla consiste en medir de un costado 30cm, del otro costado 40cm y la diagonal según el teorema de Pitágoras nos debe dar 50cm.

Una vez hecho el trazo de la zapata se procede a excavar hasta llegar al terreno resistente. En caso de que exista estudio de mecánica de suelos se debe llegar a la profundidad que dicte el estudio.

Al llegar al estrato resistente se procederá a compactar con una compactadora de motor excéntrico para que vibre y comprima con el objeto de que el terreno obtenga deformaciones de cero y de esta manera evitar que el terreno se deforme con las cargas de la zapata.

**b) Colocación de una plantilla de concreto**

Una vez compactado el terreno se procede a colar una plantilla de concreto con una resistencia a la compresión de  $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$  y un espesor de 5cm sin armado, esto con el objeto de evitar que se deteriore el suelo que ya está preparado y compactado y en caso de lluvia que la estructura del terreno no se modifique.

**c) Colocación de acero inferior de la zapata**

Se procede a colocar el acero inferior de la zapata utilizando la varilla de marcas reconocidas que nos garantice una resistencia de  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

La varilla deberá de tener un dobléz en los extremos para garantizar la adherencia y el anclaje.

**d) Colocación del acero vertical del lado de la columna**

Se arma el acero del dado de la columna con sus respectivos estribos de varilla dejando la longitud de anclaje del lado hacia los vértices de la zapata, no se coloca el dado y se amarra alambre recocido a la varilla de la parrilla de la zapata.

### **e) colocación del acero vertical de la columna**

Se armará la columna, si la columna es de concreto se construirá con su altura final más el anclaje de apoyo en el acero inferior de la zapata, si la columna es de acero el armado de la columna se cortará a la altura del dado y deberá de tener incluida una placa metálica de apoyo de la columna con sus anclas.

#### **- *Procedimiento constructivo zapata aislada prefabricada construida en planta.***

a) Para poder prefabricar una zapata aislada lo primero que se necesitan son moldes, el molde de la parte inferior de la zapata tiene que tener de espesor el peralte de la zapata (h) y tiene que ser de mayor dimensión en la parte de arriba que en la parte de abajo con el objeto de que se pueda desmoldar sin que se dañe el concreto.

b) Una vez colocado el molde de la base de la zapata se le impregna al molde un aditivo desmoldante y se procede a colocar el acero inferior de la zapata que ya fue previamente cortado y punteado con soldadura.

c) Se coloca el acero del dado y el acero de la columna con su placa, en caso de columna metálica, estos aceros se fijan y se puntean con soldadura sobre la parrilla inferior de la zapata, para que quede fija y así se evita que se mueva en el momento del vertido de la mezcla, con un recubrimiento perimetral de 2,5 cm.

d) Se coloca el molde vertical que va ensamblado con unos dispositivos (pernos soldados) en dos partes de "L" con el objeto de que después del colado ya haya fraguado el concreto se quitan los pernos y se retira el molde.

e) Cuando la zapata ya haya fraguado se procede a retirar los moldes para que se puedan volver a usar. En la parte superior de la columna de la zapata prefabricada se suelda sobre una placa un gancho para poderla cargar y subirla al transporte que la va a llevar a la obra.

La prefabricación es una producción en serie ya sea fuera de la obra (taller o fábrica) o al pie de la misma, con la precisión de los métodos industriales modernos para formar una construcción coherente y satisfactoria según sea su destino, con condiciones normales de resistencia, aspecto, habilidad, confort y durabilidad.



- Modo de transporte, almacenamiento y re-almacenamiento de zapatas aisladas prefabricadas.

Por lo general los elementos prefabricados de gran peso o longitud, o aquellos de formas especiales se deben transportar en medios especiales de transporte, tales como camión-portapaneles, semirremolques o arrastres.

El almacenamiento y re-almacenamiento de los elementos son operaciones que incrementan los costes de la obra, y dificultan el proceso constructivo, por lo que deben evitarse. No siempre se puede realizar el sistema de montaje directo, es decir, el montaje directo del elemento desde el medio de transporte al sitio o posición del elemento en la obra.

- Modo de izaje

Los medios auxiliares más usados en los izajes para el montaje de elementos prefabricados son: Mediante ganchos de izaje, mediante pasadores, mediante estribos especiales y mediante cadenas y cables.

Para los elementos de gran tamaño y peso debe elegirse con esmero el modo de izaje apropiado, deben ser recalculados estructuralmente, a fin de que puedan resistir los esfuerzos a que van a estar sometidos durante la operación de montaje, para el modo de izaje de la zapata aislada prefabricada se usa ganchos de izaje y su cálculo se encuentra en el anexo A-5 (Cálculos y planillas) de este documento.

- Condiciones para el montaje

Cuando los cimientos son prefabricados, debido a la incidencia y repercusiones en las demás fases de secuencia de montaje y de la precisión y calidad del montaje y de la obra en general, requieren de cuidados especiales, tales como:

- Nivelación – horizontal y regularidad superficial – del plano de apoyo de cimiento.
- Precisión del replanteo de los ejes horizontales X e Y
- Precisión de la alineación vertical – eje Z
- Comprobación de la no-rotación del elemento por diferentes medios.

### 4.3.3. Análisis Técnico

La prefabricación es una producción en serie ya sea fuera de la obra (taller o fábrica) o al pie de la misma, con la precisión de los métodos industriales modernos para formar una construcción coherente y satisfactoria según sea su destino, con condiciones normales de resistencia, aspecto, habilidad, confort y durabilidad.

Como análisis técnico se incluirá el cálculo manual de una zapata aislada prefabricada, que coincide con la misma zapata aislada elegida para la verificación, de esta forma se logrará observar de mejor manera que similitudes o diferencias tienen ambas. Obteniendo así un mejor análisis comparativo, los cálculos se ven en el punto 4.3.1 de este documento.

A continuación se mencionarán las diferencias notables en el cálculo de zapatas aisladas y zapatas aisladas prefabricadas.-

- Cuando se realiza el diseño de un elemento pre-fabricado se debe tomar en cuenta que son realizados con materiales de buena calidad, por lo que se da un aumento considerable de la resistencia de diseño, zapata aislada 25 MPa y para elementos prefabricados 28 MPa. Este número se asume para poder dar una mejor resistencia a compresión inicial en el hormigón.
- En el diseño de las barras de espera requeridas por compresión entre la columna y la zapata aislada pre-fabricada, ahí se observa que las fórmulas para la obtención de dicha área mínima es distinta, para elementos pre-fabricado y elementos hormigonado en obra.
- Para el diseño de la zapata prefabricada se considera un cálculo minucioso en la base de la zapata en este caso llega a coincidir con la zapata aislada con una altura de cuerpo igual a 30 cm.
- Cuando se está realizando la verificación por corte y fricción, su coeficiente varía para permitir mejor adherencia de hormigón nuevo y hormigón viejo. Para zapata aislada se utiliza  $\mu= 0.60$  y para la zapata aislada prefabricada un valor de  $\mu= 0.70$ .
- Se hace un paréntesis en el área crítica de punzonamiento entre zapata aislada y zapata aislada pre-fabricada.

#### **4.3.4. Análisis Económico**

El análisis técnico nos plasma que una zapata prefabricada cuenta con mejor resistencia de diseño y cuidado a la hora de ver qué cantidad de materiales se utilizarán en su elaboración posterior por lo que se pueden mencionar ventajas a la hora de usar dicho diseño:

Menores insumos en la mano de obra: Siempre se va a tener menores insumos de mano de obra, porque se tiene una obra mejor organizada, lo que permite aumentar los rendimientos tanto en prefabricación como en montaje.

1) Menores insumos de materiales: Mayor racionalización de materiales.

2) Menores plazos de construcción: Se producen disminuciones en los plazos de construcción por diversos motivos, algunos de los cuales son; por producción simultáneamente de los elementos tanto en fábrica como en obra, por un montaje más rápido y además por reducción de terminaciones en obra.

## **CONCLUSIONES. -**

- En el presente proyecto se han descrito los procedimientos utilizados para el diseño estructural de la Sede Municipal de Ajedrez de la ciudad de Tarija. Estos criterios han sido basados en los requerimientos de las normas técnicas de estructuras, en este caso la norma boliviana NB1225001-1 (Hormigón estructural), la NB1225002-2 (Acciones gravitatorias y empujes) y la NB12225003-1 (Acción del viento), para garantizar la seguridad estructural de la edificación y el buen funcionamiento en las condiciones de servicio.
- El edificio para la Sede Municipal es diseñado y basado en las características que se requieren para un área que considera carga de viento como principal fenómeno climático, ya que en la ciudad de Tarija no se presentan sismos, para garantizar la resistencia y correcto funcionamiento de cada uno de los elementos estructurales.
- El objetivo principal de un diseñador de estructuras es lograr elementos estructurales económicos, que cumplan con los requerimientos de seguridad, funcionalidad y estética. Por tales motivos se vuelve necesario hacer uso de las herramientas y tecnologías disponibles en el presente.
- Una de ellas es la utilización de programas de cálculo, tal es el caso del software presentado en este trabajo llamado CYPECAD, con el cual se obtiene el diseño estructural de la Sede Municipal de Ajedrez de la ciudad de Tarija y datos de partida para la verificación manual de los distintos elementos estructurales de este diseño.
- En la etapa de la estructuración se buscó tener dimensiones de elementos estructurales razonables. De esta forma, se evitan tener cuantías muy altas en vigas, columnas, losas que generen congestión de refuerzo en la obra y mayores costos. En las vigas y losas, también es importante tener peraltes adecuados para evitar deformaciones excesivas, por lo que a continuación se muestran los resultados finales en el cálculo estructural de cada elemento crítico en la estructura.
- Losa unidireccional. - Para la losa unidireccional o losa con vigueta pretensada y complemento de plastoforno, se utilizará losas alivianadas PRETENSA y se adjunta ficha técnica de la misma en el anexo A-5 (Cálculos y planillas). 2

- Losa nervada.-

**Armadura por flexión**

|                        |        |   |           |    |
|------------------------|--------|---|-----------|----|
| Refuerzo positivo en X | Usar : | 1 | $\phi 12$ | mm |
| Refuerzo negativo en X | Usar : | 1 | $\phi 12$ | mm |
| Refuerzo positivo en Y | Usar : | 2 | $\phi 12$ | mm |
| Refuerzo negativo en Y | Usar : | 1 | $\phi 12$ | mm |

**Verificación en estado límite de Resistencia.**

|               |       |     |   |                    |       |      |    |
|---------------|-------|-----|---|--------------------|-------|------|----|
| $M_{ux(+)} =$ | 5,15  | kNm | < | $\phi M_{nx(+)} =$ | 13,76 | kN m | ok |
| $M_{ux(-)} =$ | 3,85  | kNm | < | $\phi M_{nx(-)} =$ | 13,09 | kN m | ok |
| $M_{uy(+)} =$ | 15,55 | kNm | < | $\phi M_{ny(+)} =$ | 26,31 | kN m | ok |
| $M_{uy(-)} =$ | 1,56  | kNm | < | $\phi M_{ny(-)} =$ | 12,58 | kN m | ok |
| $V_{ux} =$    | 7,44  | kN  | < | $\phi V_{nx} =$    | 26,73 | kN   | ok |
| $V_{uy} =$    | 13,99 | kN  | < | $\phi V_{ny} =$    | 25,74 | kN   | ok |

**Verificación en estado límite de Servicio.**

$$\delta_{adm} = 28,42 \text{ mm} > \delta(cp+sh) = 12,38 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

- Vigas.-

**Geometría de la sección.**

$$h = 60 \text{ cm} \qquad b_w = 20 \text{ cm}$$

**Armadura por flexión.**

|                        |   |                    |   |   |                    |
|------------------------|---|--------------------|---|---|--------------------|
| Armadura inferior:     | 2 | $\phi 16\text{mm}$ | + | 2 | $\phi 16\text{mm}$ |
| Armadura superior izq: | 2 | $\phi 16\text{mm}$ | + | 2 | $\phi 16\text{mm}$ |
| Armadura superior der: | 3 | $\phi 16\text{mm}$ | + | 3 | $\phi 16\text{mm}$ |
| Armadura de piel:      | 2 | $\phi 10\text{mm}$ |   |   |                    |

**Armadura de corte.**

Estribos con dos ramas:

$$22 \phi 6\text{mm } c/7,50 \text{ cm} + 26 \phi 6\text{mm } c/12,5 \text{ cm} + 22 \phi 6\text{mm } c/7,50 \text{ cm}$$

**Verificación estado límite de resistencia:**

*Resistencia de diseño de flexión.*

*Flexión en el eje X*

|                |        |   |                    |       |      |          |
|----------------|--------|---|--------------------|-------|------|----------|
| $M_{ux(+)} =$  | 71,31  | < | $\phi M_{nx(+)} =$ | 148,4 | kN m | Verifica |
| $M_{ux1(-)} =$ | 58,33  | < | $\phi M_{nx(-)} =$ | 148,4 | kN m | Verifica |
| $M_{ux2(-)} =$ | 155,79 | < | $\phi M_{nx(-)} =$ | 213,6 | kN m | Verifica |

*Resistencia de diseño de corte.*

Cortante en el eje Y

$$V_{uy} = 136,57 < \phi V_{ny} = 191,4 \text{ kN} \quad \text{Verifica}$$

*Resistencia de diseño de torsión.*

$$T_u = 8,37 < \phi T_n = 9,99 \text{ kN m} \quad \text{Verifica}$$

*Verificación estado limite de servicio:*

$$\delta_{adm} = 13,01 > \delta_{(cp+sh)} = 2,12 \text{ mm} \quad \text{Verifica}$$

○ Columnas.-

*Geometría de la sección.*

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

*Armaduras.*

*Armadura por flexión.*

Armadura en las cuatro caras.

$$3 \times 3 = 8 \phi 12 \text{ mm}$$

*Armadura de corte.*

$$\text{Estribos cerrados: } 1 \phi 6 \text{ mm } c/12,50 \text{ cm}$$

• *Verificación estado limite de resistencia:*

*Resistencia de diseño por carga axial*

$$P_u = 377 \text{ kN} < \phi P_n = 851 \text{ kN} \quad \text{Verifica}$$

*Resistencia de diseño por flexión.*

$$M_{ux} = 15,29 \text{ kNm} < \phi M_{nx} = 47,93 \text{ kN m} \quad \text{Verifica}$$

$$M_{uy} = 16,38 \text{ kNm} < \phi M_{ny} = 47,93 \text{ kN m} \quad \text{Verifica}$$

*Resistencia de diseño de corte.*

$$V_{ux} = 2,12 \text{ kN} < \phi V_{nx} = 133,3 \text{ kN} \quad \text{Verifica}$$

$$V_{uy} = 4,80 \text{ kN} < \phi V_{ny} = 133,3 \text{ kN} \quad \text{Verifica}$$

○ Zapatas aisladas.-

*Geometría de la zapata.*

$$B = 150 \text{ cm} \quad L = 150 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm}$$

Armadura por flexión

$$\text{Distribuido en B } 11 \phi 12 \text{ mm } c/14 \text{ cm} \quad L = 140 \text{ cm}$$

$$\text{Distribuido en L } 11 \phi 12 \text{ mm } c/14 \text{ cm} \quad L = 140 \text{ cm}$$

$$\text{Barras en espera. } 4 \phi 12 \text{ mm} \quad L = 107 \text{ cm}$$

Verificación en estado limite de Resistencia.

|           |             |   |                |               |           |                                    |
|-----------|-------------|---|----------------|---------------|-----------|------------------------------------|
| $M_{ux}$  | = 50,37 kNm | < | $\phi M_{nx}$  | = 110,89 kN m | <b>ok</b> | Flexion en X                       |
| $M_{uy}$  | = 50,27 kNm | < | $\phi M_{ny}$  | = 105,25 kN m | <b>ok</b> | Flexion en Y                       |
| $V_{ux}$  | = 99,82 kN  | < | $\phi V_{nx}$  | = 457,50 kN   | <b>ok</b> | Cortante en X                      |
| $V_{uy}$  | = 102,94 kN | < | $\phi V_{ny}$  | = 435,00 kN   | <b>ok</b> | Cortante en Y                      |
| $V_u$     | = 318,00 kN | < | $\phi V_n$     | = 640,22 kN   | <b>ok</b> | Punzonamiento                      |
| $P_{nb1}$ | = 364,95 kN | < | $\phi P_{nb1}$ | = 1.243,13 kN | <b>ok</b> | Aplastamiento del hormigon Zapata  |
| $P_{nb2}$ | = 364,95 kN | < | $\phi P_{nb2}$ | = 2.486,25 kN | <b>ok</b> | Aplastamiento del hormigon columna |
| $V_{uf}$  | = 4,30 kN   | < | $\phi V_{nf}$  | = 337,50 kN   | <b>ok</b> | Máxima transmisión de corte.       |

Verificacion en estado limite de Servicio.

$$q_{\max} = 0,158 \text{ MPa} < q_a = 0,2 \text{ MPa ok Presion maxima del suelo.}$$

- Escaleras.-

### Armadura de escalera

#### Tramo 1

Armadura inferior: 16  $\phi$ 12mm c/10cm

Armadura superior: 16  $\phi$ 10mm c/10cm

#### Tramo 2

Armadura inferior: 16  $\phi$ 12mm c/10cm

Armadura superior: 16  $\phi$ 10mm c/10cm

### Verificación estado limite de resistencia:

Resistencia de diseño de flexión.

Flexion

$$M_{ux(+)} = 5,95 \text{ kNm} < \phi M_{nx(-)} = 107,4 \text{ kN m Verifica}$$

$$M_{ux(-)} = 19,36 \text{ kNm} < \phi M_{nx(-)} = 76,8 \text{ kN m Verifica}$$

Resistencia de diseño de corte.

Cortante

$$V_{uy} = 11,51 \text{ kN} < \phi V_{ny} = 159,4 \text{ kN Verifica}$$

- El presupuesto general de la Sede Municipal de Ajedrez de la ciudad de Tarija es de 1.433.820,92 Bolivianos y el costo por metro cuadrado (m<sup>2</sup>) para este diseño es de 302,96 dólares, tipo de cambio utilizado de Dólar americano a Boliviano de Bolivia: 1 USD = 6,96 BOB.

- El tiempo de ejecución de la obra: Sede Municipal de Ajedrez de la ciudad de Tarija corresponde a 332 días laborales, considerando 8hrs diarias de trabajo de lunes a viernes y considerando 9 feriados nacionales.
- La presencia de zapatas aisladas en la cimentación influye en el comportamiento dinámico de la estructura, pero a su vez es una elección correcta ya que se encarga de recibir los esfuerzos que transmite cada columna, la capacidad portante del terreno de fundación de la Sede Municipal de Ajedrez es de 2 Kg/cm<sup>2</sup>, referente a este dato obtenido se funda a 2m desde la superficie del terreno.
- Uno de los principales aportes de este trabajo, es que contiene el diseño de zapatas aisladas prefabricadas, dicho diseño incluye el cálculo de cuerpo de la zapata, diseño de los calderos (unión cuerpo - columna), las barras de esperas y el cálculo de los ganchos para el transporte de la misma, con una resistencia de diseño de 28 Mpa. que serán de ayuda futura para siguientes investigaciones de dicho aporte.
- Las zapatas aisladas prefabricadas son mucho más convenientes cuando son fabricadas en serie para la construcción, por lo que para la estructura del presente proyecto y la aplicación de dichas zapatas y su comparación en cuanto al costo de construcción, transporte y montaje con una zapata aislada hormigonada en sitio, se concluye que para estructuras singulares no es rentable.
- Las condiciones de calidad y control de elementos prefabricados son más estrictas, por lo tanto, se puede asegurar que se llega a las exigencias de calidad requeridas, normalmente en fábricas se hacen dosificaciones en peso y para elementos hormigonados en sitio se realizan dosificaciones en volumen, en base a eso se sabe que las dosificaciones por peso son mejores y es el caso de las zapatas aisladas prefabricadas.
- El tiempo de ejecución se reduce considerablemente, porque con las zapatas aisladas prefabricadas no se tendrán problemas para su colocación en la obra, evitando problemas significativos, como por ejemplo fenómenos climáticos en algunas regiones, señalando principalmente la lluvia entre otros.



