

CAPÍTULO I

OBJETO DEL TEMA Y JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

1.1.- ANTECEDENTES

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión son pequeñas comparadas con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

Su aplicación se da para la conformación de las cubiertas y las diferentes plantas de las edificaciones, donde las cargas actúan de forma directa sobre ellas.

La función resistente básica de las losas consiste en la transmisión de las cargas verticales que actúan sobre ellos hacia los elementos restantes que lo sustentan.

Si hacemos referencia a los métodos de cálculo de esfuerzos, existen dos metodologías como ser:

- Métodos clásicos o elásticos: basado en el cálculo lineal, como ejemplo el método de Cross, ecuación de tres momentos, entre las diferentes variedades.
- Métodos que se basa en el cálculo no lineal, es decir plástico, que es sugerido por alguna norma.

1.2.- RESEÑA HISTÓRICA

La evolución de los últimos conocimientos sobre el diseño de losas de la década de los 90 el análisis del comportamiento en flexión de las losas se basó en los principios de la teoría clásica de la elasticidad, especialmente en Estados Unidos. La teoría de las deflexiones pequeñas en placas, suponiendo el material homogéneo e isotrópico, fue la base de las recomendaciones del reglamento ACI, presentado en tablas de coeficientes para momentos. Esta obra permitía empíricamente una redistribución limitada de momentos.

Puesto que las soluciones elásticas son complicadas aún para formas y condiciones de frontera simples, se hizo obligatorio suponer condiciones idealizadas, y a veces tan empíricas, que se apartaban del marco económico. En 1943 se presentó la teoría de las líneas de fluencia, para evaluar la capacidad de las losas al colapso. Desde entonces, se emprendieron investigaciones extensas sobre el comportamiento último de las losas de concreto reforzado. Los estudios de muchos investigadores contribuyeron en gran medida a comprender mejor el comportamiento en el estado límite de las losas y placas en la falla, así como sometidas bajo distintas cargas.

Otra de las investigaciones de importancia fue el de introducir fuerzas externas al hormigón. Se tiene a Freyssinet, en los años 30, el hormigón pretensado, se hizo posible la construcción de viguetas pretensadas a gran escala, aportando al desarrollo de los forjados del sistema unidireccional. También se desarrolló el pretensado en su variante del postensado, teniendo una importante aplicación en edificios donde se precisaban luces importantes y cargas de servicio que rondasen los 400 kg/m². Siguen siendo más económicos los forjados tradicionales pero los postensados permiten resolver situaciones más complicadas. El sistema de semiviguetas y bovedillas de aligeramiento fue evolucionando en todas sus funciones y se crearon muchas variantes. Poco a poco se fueron descartando las soluciones menos rentables primando la calidad y la eficiencia.

1.3.- CARACTERÍSTICAS GENERALES

Se recalcan algunas características principales de las losas:

- Reciben cargas directas de sobrecargas
- Una dimensión es mucho menor que las restantes
- El mayor volumen en las obras está en las losas
- Se considera como un elemento fundamental en el diseño sísmico

El elemento placa o losa se encuentra esencialmente sometido a flexión, en algunos casos muy especiales de losas sin vigas, éstas también pueden estar sometidos a los efectos de punzonamiento provocados en el perímetro de las columnas donde se apoyan. El efecto de cortante generalmente es anulado en el proceso de selección del canto de la losa donde este último absorbería estas solicitaciones

Las losas correspondientes a macizas o desarrolladas in situ el diseño debe ser realizado por resistencia.

Las losas alivianadas con elementos semiprefabricados como ser con semiviguetas pretensadas, el diseño es realizado por tensiones admisibles.

1.4.- OBJETIVOS

1.4.1.- OBJETIVO GENERAL

El objetivo general del proyecto es realizar un estudio analítico y comparativo de los distintos tipos de losas más requeridos, considerando la parte técnica y económica para mostrar la aplicación más conveniente, de acuerdo a los requerimientos de la arquitectura, funcionalidad y la economía.

1.4.2.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar comparaciones de losas, de acuerdo a las luces que pueden salvar, como también la luz mínima para su aplicación y recomendación de manera cualitativa.
- Cuantificar las cantidades del material de hormigón armado, que proporciona cada una de las alternativas permitiendo observar las variaciones en el peso propio de la estructura de losa y cuantías de acero.
- Efectuar un análisis comparativo de los costos de construcción para las diferentes alternativas de losas, buscando la optimización económica.
- Efectuar un análisis comparativo de los tiempos de construcción para las diferentes alternativas de losas en base a la ruta crítica de ejecución.
- Aplicación directa en el diseño y comparación de las distintas clases de losas, con un ejemplo de aplicación real al “Mercado San Martín”, el cual también servirá como un aporte de conceptos y criterios que se asumen en el diseño y selección de losas.

1.5.- ALCANCE

Realizar el estudio de diseño y comparación para los siguientes casos de losas:

De acuerdo al tipo de losa de entrepiso más usuales se pueden tener los siguientes:

- **Losas placas** (macizas)

- Con vigas

- Sin vigas

- **Losas alivianadas**

- Unidireccional (c/semiviguetas)

- **Losas casetonadas (multidireccional)**

Aplicar las comparaciones en un ejemplo práctico (real), como es el mercado "San Martín".

La estructura proyectada del ejemplo estará realizada por tres plantas: planta baja, primer piso y la terraza con alturas de nivel de 4.35 m y 4.2 m respectivamente, del cual se pretende lograr las siguientes actividades a mencionar:

De acuerdo a la arquitectura del ejemplo de aplicación, se observara las luces para la adecuada selección del tipo de losa y su funcionamiento.

El diseño de los elementos de hormigón armado y sus requisitos dimensionales se realizaran básicamente conforme a las disposiciones de la norma ACI 318-05; como apoyo en algunas definiciones se recurrirá a la norma CBH-87 o similar EH-91.

En la realización del análisis estructural se definirán tres hipótesis de cargas básicas: sobrecargas permanentes, sobrecargas de uso, carga de viento; para ello se utilizará un programa en base a análisis matricial para asistir y obtener los esfuerzos solicitantes. Entre los programas podemos mencionar: SAP2000 (análisis estructural) y Cype cad (detalle de planos).

La verificación del diseño se realizará en estados límites últimos, es decir, definiendo coeficientes de reducción de la resistencia de los materiales y un conjunto de combinaciones de cargas que proporcionaran las mayores solicitaciones y/o envolventes.

A sí mismo el estudio permitirá el análisis de punzonamiento que se tomará en cuenta cuando corresponda, provocado por losas que descargan no en vigas si no directamente en las columnas, esto permitirá tomar acciones de control.

Como resultado del diseño, se presentará el conjunto de planos tanto arquitectónicos como estructurales del ejemplo, el cual permita cuantificar u obtener cómputos métricos para el desarrollo de costos de las diferentes alternativas.

Obtener un cronograma de ejecución referencial para cada alternativa con fines de comparación costo-tiempo, de acuerdo a la ruta crítica de las actividades que serán básicamente la obra gruesa.

Dotar alternativas técnicas viables como una posible solución en la elección de un tipo de losa de entrepiso como la opción más recomendada entre las demás.

A través del análisis de costos determinar las mejores opciones de losas en un rango de aplicabilidad en función de las luces, optimizando técnico y económicamente para una solución factible.

Conclusiones y recomendaciones aplicadas al desarrollo del estudio en cuestión.

1.6.- JUSTIFICACIÓN

Se observa en el rubro de la ingeniería de estructuras, el constante uso de losas como parte esencial de las estructuras (generalmente de H^oA^o) requiriendo a veces de los diferentes tipos de entrepisos como solución según la estética y arquitectura que se presentan, proponiendo para ello un análisis de losas de entrepisos que comprenda la parte técnica como económica, que contemple aplicaciones más convenientes.

El presente estudio pretende ser de utilidad para empresas de este rubro y para las personas en general, al brindar un panorama amplio de las aplicaciones en que se desenvuelven los

entrepisos de losa de distinto tipo y las alternativas de luces a los que se pueden someter. Esto les permitirá comparar diferentes situaciones y sacar de ello decisiones de elección y análisis. Por lo mismo y particularmente en la descripción del análisis técnico y económico, el estudio también servirá a los arquitectos y a otras entidades relacionadas con la construcción que tengan que tomar decisiones.

Se tiene el conocimiento que la arquitectura contemporánea tiende cada vez más hacia luces mayores, con el objetivo de conseguir plantas lo más "diáfanas" (luces lo más extendidas) posibles, es apremiante para ello el análisis de varias alternativas que pueden presentarse como solución de entresijos, por medio de comparaciones económicas y técnicas

Las normas de diseño de hormigón, entre las más conocidas la ACI-318 éstas están estudiadas en base a requerimientos de otros países, lo cual se debe de ajustar en algunas recomendaciones de diseño en base a la norma de nuestro medio.

Haciendo una comparación de los métodos de análisis estructural de lo que fue años anteriores con los actuales, a la fecha, es claro que la mayoría busca optar, por análisis por ordenador a través de programas de análisis matricial, pues permite al proyectista una gran libertad en la disposición de la estructura. Sin embargo no se debe olvidar que su precisión no puede nunca ser muy alta, ya que el hormigón no es un material 100% elástico. Se deberá asegurar de la calidad del programa y revisar correctamente la entrada de datos para resultados más coherentes.

La norma ACI propone para el diseño de los elementos de hormigón armado a resistencia en estados límites últimos (caso más crítico), cumpliendo automáticamente la resistencia por tensiones admisibles por lo que su aplicación se limitará sólo a elementos pretensados.

Es esencial obtener las cantidades de materiales que requiere cada tipo de estructura y obtener un presupuesto de referencia de la obra en base a precios unitarios. Además de los costos de ejecución, también se encuentra otro parámetro de importancia en proyecto, es el tiempo de ejecución de la obra.

Estos dos parámetros costo-tiempo, irán juntos de la mano en cualquier tipo de proyecto por lo que su determinación es fundamental y justificada. En lo que se refiere a la calidad no se tocará en este estudio.

El estudio pretende ser una guía de referencia, tanto en diseño, como comparación en costo de las diferentes alternativas; aportando así una información a la comunidad universitaria y en general.

CAPÍTULO II

TIPOLOGÍAS DE LOSAS DE ENTREPISOS Y MATERIALES

2.1. GENERALIDADES

Las losas están formadas por aquellos elementos que hacen parte del entrepiso de un nivel de la edificación. El sistema de piso incluye vigas y/o viguetas (si las hay) y la losa sobre ellas, o simplemente la losa de entrepiso cuando ésta se apoya directamente sobre las columnas como en el sistema losa-columna.

En función de las dimensiones de las losas y condiciones de los apoyos nos permite predimensionar la altura de la losa en base a recomendaciones de la norma.

Para efectuar el predimensionado debemos definir previamente, si las losas están simplemente apoyadas o si son continuas. La continuidad depende de varios factores, por ejemplo: Constructivos, relación de luces y relación de inercias.

La **continuidad constructiva**: por ejemplo, si una losa se encuentra a un nivel inferior (*losa baja*), ya sea para alojar cañerías o por otro motivo, no tiene continuidad con las losas vecinas que permanecen a un nivel más alto. Por lo tanto los bordes comunes se consideran articulados. Si estuvieran a un mismo nivel, existe la continuidad, y se podría llegar a analizar el empotramiento en ése apoyo.

La **continuidad estática**: Los reglamentos permiten la utilización de tablas y métodos simplificados para calcular las solicitaciones ocasionadas por las cargas en las losas continuas. En el caso de losas cruzadas, se calcula cada una en forma independiente, sin tener en cuenta los valores de momentos flexores de las losas vecinas. Como paso siguiente se deben comparar los momentos de apoyo de ambas losas, en el apoyo común, para ver con cual se calcula y si realmente la condición de empotramiento es válida o no. A este paso se lo llama compatibilización.

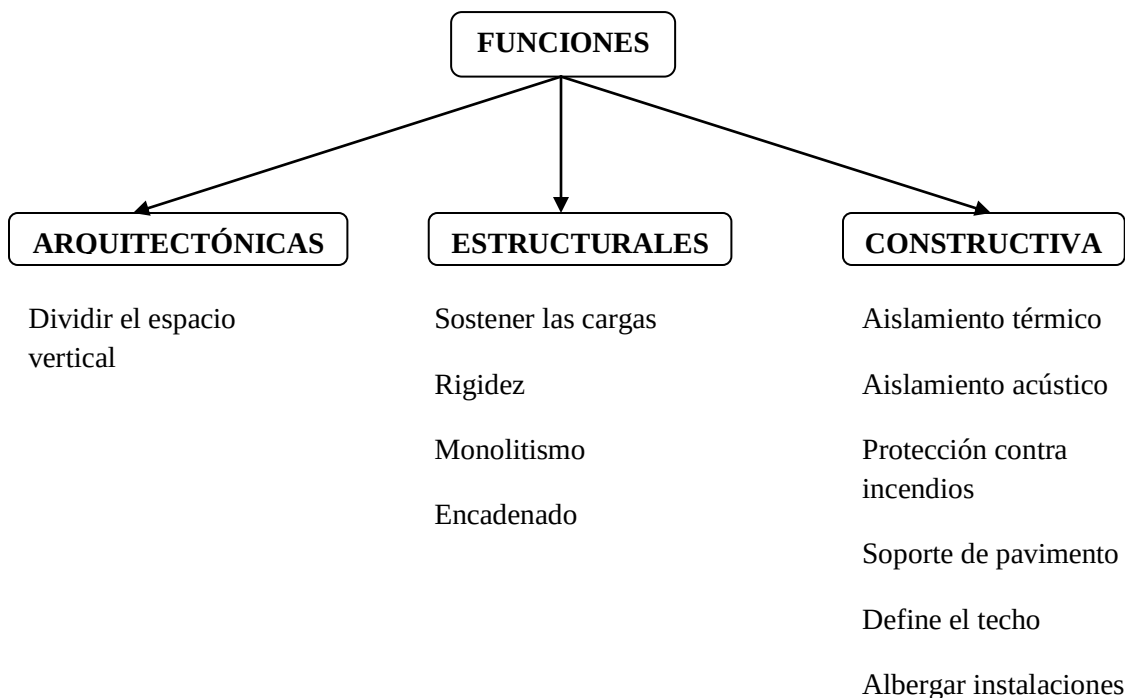
En el proceso de selección del sistema de piso apropiado se debe realizar en base a recomendaciones de tiempo, economía, magnitud y otras condiciones previas luego de

estudiar varias alternativas de losas, para ello se debe tener claro cuál será el funcionamiento de las losa.

2.2. FUNCIONES DE LAS LOSAS DE ENTREPISOS

Las principales funciones de una losa se muestran en la figura 2.1

Figura 2.1: Función de las losas de entrepisos



Función arquitectónica.- Dividir el espacio vertical en subespacios generando diversos planos de utilización.

Función estructural

- Las losas o placas deben ser capaces de sostener las cargas de servicio como el mobiliario y las personas, lo mismo que su propio peso y el de los acabados, como pisos y revoques.
- No tener deformaciones ni vibraciones excesivas.
- Transmitir las cargas verticales a través de los pilares hasta la cimentación y el terreno.
- Actuar como pantallas ante las deformaciones horizontales.

- Contribuir a la reducción de la longitud de pandeo de los pilares aportando rigidez horizontal.
- Contribuir a la reducción de la torsión en las vigas.

Función constructiva

- Lograr ahorro energético, garantizar el confort térmico de los usuarios, mejorar la durabilidad del edificio.
- Proteger a los usuarios de ruidos excesivos.
- Controlar el fuego en sectores de incendio configurados por elementos constructivos para permitir la evacuación.

2.2.1. CONDICIONANTES EN FUNCIÓN ESTRUCTURAL

Para cumplir estas funciones estructurales deben satisfacerse las siguientes **condiciones**:

a) Rigidez a flexión

Viene determinada por la relación f/L donde f es la flecha producida por la carga de cálculo q , y la luz L de la losa, distancia entre pilares. Consecuentemente, cuanto mayor rigidez tengamos, menor será este coeficiente.

b) Monolitismo

Aunque la losa de entrepiso esté constituida por diversos elementos individuales, su objetivo es actuar como una única pieza. Esto en general se consigue con la construcción de una losa de compresión.

c) Encadenado

Las losas, vigas y pilares, transmiten las cargas verticales a la cimentación. Debe garantizarse la transmisión de los esfuerzos horizontales en el plano de la losa, para ello se colocan vigas de borde en el perímetro o zunchos.

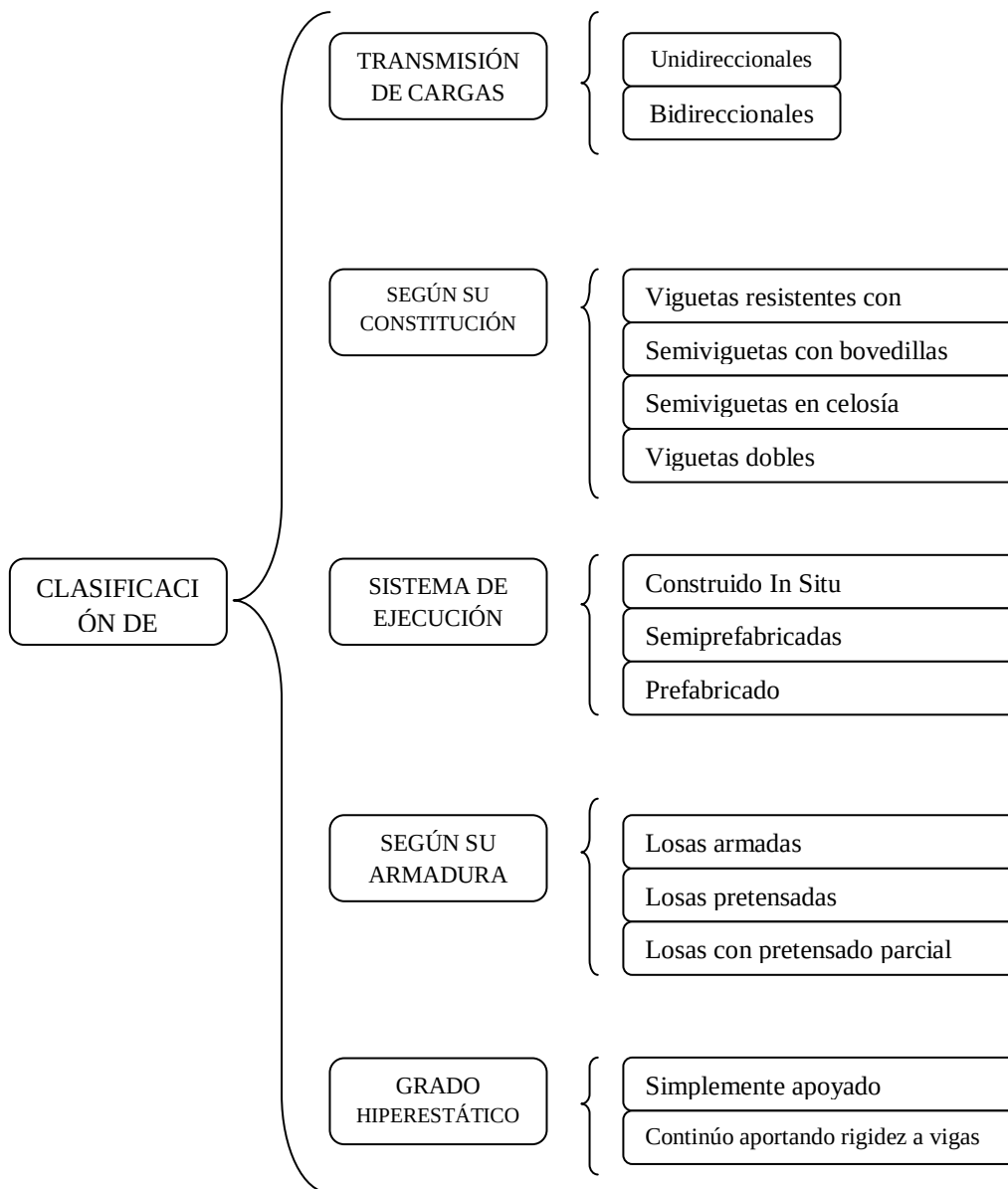
d) Cumplimiento de las acciones de servicio

Durante la vida útil del edificio, la estructura debe mantenerse en un nivel aceptable de las condiciones de servicio (deformaciones verticales y laterales, fisuración de las piezas, alargamiento de las armaduras).

2.3. TIPOLOGÍAS MÁS COMUNES DE LOSAS

Las losas pueden clasificarse de diferentes maneras, entre las más usuales se presentan las siguientes: (figura 2.2)

Figura 2.2: Clasificación de las losas

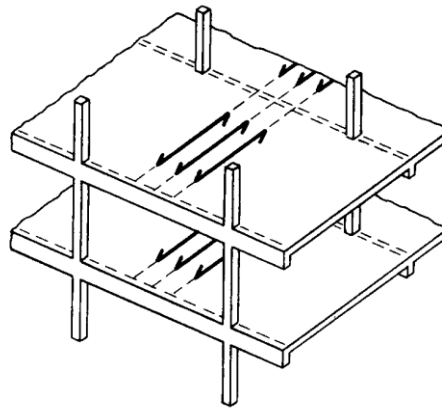


2.3.1. ESQUEMAS DE CLASIFICACIÓN DE LOSAS

En las siguientes figuras se muestra las distintas formas de clasificar las losas de entrepisos:

- **Unidireccionales:** La losa flexa básicamente en una dirección y transmiten las cargas a las vigas y éstas, a los soportes; ver figura 2.3

Figura 2.3: Losa unidireccional



- **Bidireccionales:** Flexan en dos direcciones y transmiten las cargas a las vigas en dos direcciones; placas sobre vigas en dos direcciones, figura 2.4, o bien directamente a los pilares losas planas, figura 2.5

Figura 2.4: Losa con vigas en dos direcciones

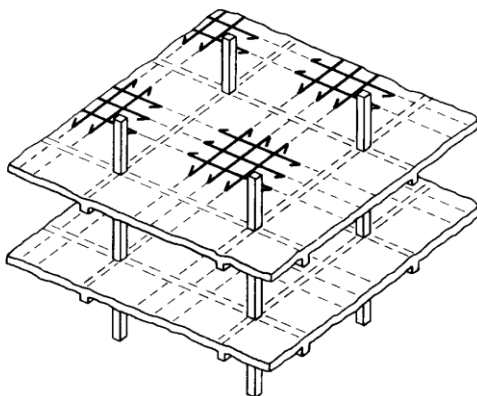
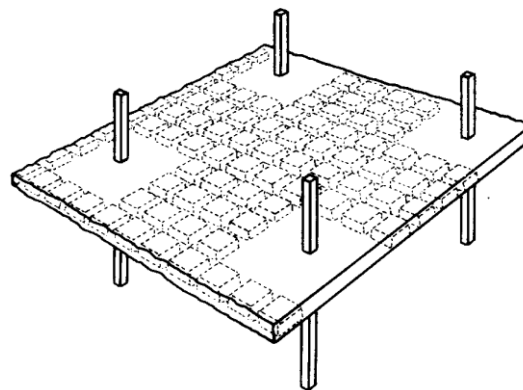
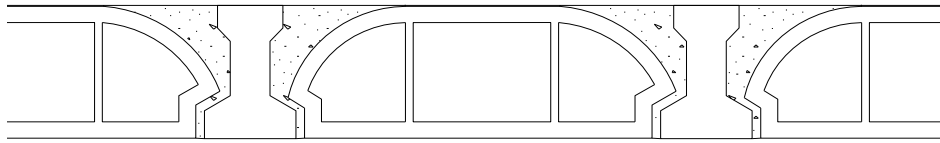


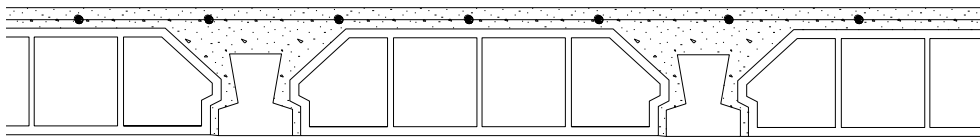
Figura 2.5: Losa casetonada descarga en columnas



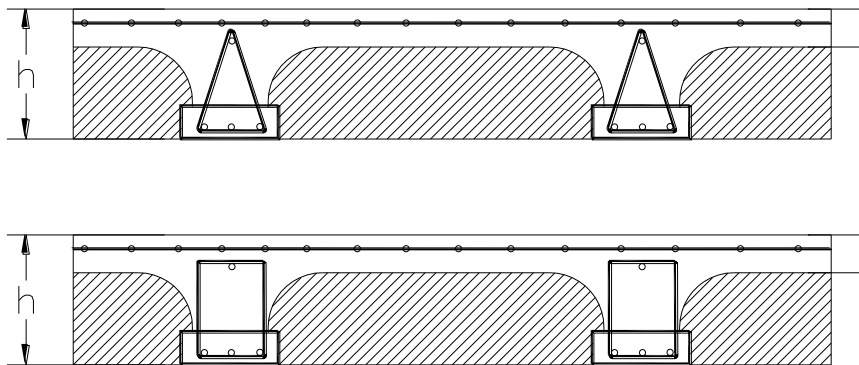
- Losas de **viguetas resistentes** con bovedillas y relleno de senos; figura 2.6

Figura 2.6: Losas de viguetas resistentes con bovedillas

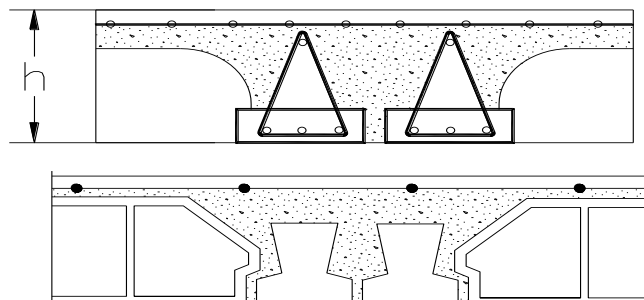
- Losas de **semiviguetas con bovedillas** y relleno de senos, figura 2.7

Figura 2.7: Losas de semiviguetas con bovedillas

- Losas de semiviguetas en celosía, figura 2.8

Figura 2.8: Losas de semiviguetas en celosía

- Losas de viguetas dobles, figura 2.9

Figura 2.9: Losas de viguetas dobles

- Las losas in situ pueden ser:

- **Totalmente** construido **in situ**

- **Forjados semiprefabricados.** Constituidos por viguetas o semiviguetas, piezas de entrevigado y hormigón colocado in situ, con sus correspondientes armaduras. En las figuras 2.6, 2.7, 2.8, 2.9 se muestran algunas de las soluciones de uso más frecuente.
- **Forjados prefabricados.** Sólo es preciso proceder a su montaje en obra, o como máximo realizar pequeñas operaciones de relleno de juntas.
- De acuerdo a la armadura se tiene las siguientes losas:
 - Losas armados.
 - Losas pretensados. Se realizan con armaduras pretensas casi en su totalidad. En el caso de los Losas de semiviguetas pretensadas, los momentos negativos son absorbidos con armaduras pasivas, por lo que estamos en un caso de sección compuesta, con armaduras activas pretensas para resistir los momentos positivos y armaduras activas y pasivas para resistir los momentos negativos.
 - Losas con pretensado parcial, es decir, aquéllos en los que la armadura está constituida simultáneamente por armaduras activas y pasivas.
- Según el grado hiperestático del contorno se tiene:
 - **Losas simplemente apoyados.** Su empleo se reduce casi exclusivamente a cubiertas.
 - **Losas continuas.** Son los más utilizados y los que cumplen las funciones de dar rigidez transversal a las vigas y solidarizar horizontalmente los entramados a nivel de cada planta.

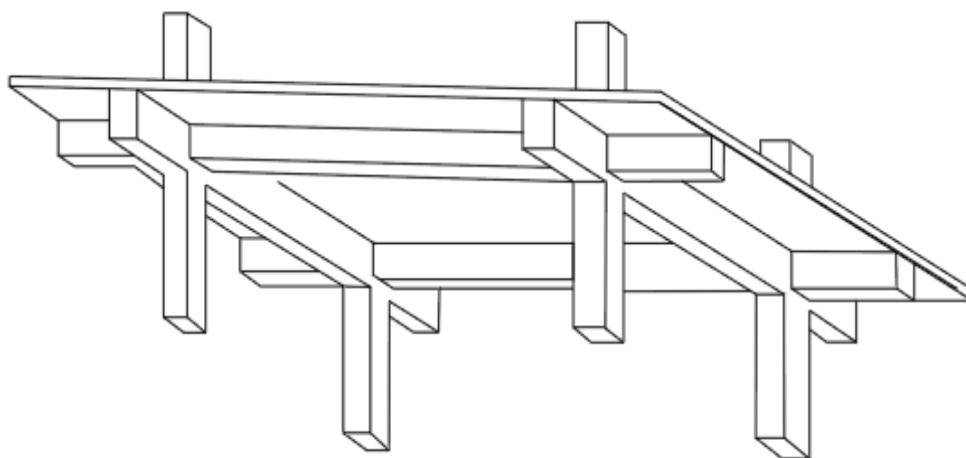
2.3.2. DESCRIPCIÓN DE LOSAS DEL PROYECTO

Para el desarrollo del proyecto se hará algunas descripciones de los tipos de losas que se utilizarán para el análisis y comparación de cada uno de ellos, como ser ventajas, desventajas y un esquema (figura) que muestre cómo se diferencia de los demás.

2.3.2.1. LOSA MACIZA CON VIGAS

Descripción del sistema básico: Consiste en una cuadrícula de vigas en las dos direcciones principales en planta con una losa maciza en el espacio entre ellas. Las vigas se localizan en las líneas o ejes de columnas, salvando la distancia entre ellas. La losa puede tener voladizos por fuera de la viga perimetral ver figura 2.10. Este sistema debe cumplir con los **requisitos de integridad estructural**.

Figura 2.10: Sistema de losa sobre vigas



Ventajas del sistema de losas macizas sobre vigas. En este sistema cada uno de los elementos tiene la altura y el ancho apropiados para cumplir con los requisitos de resistencia y servicio; por ello tienen un peso propio relativamente bajo. El sistema se puede usar con vanos de cualquier longitud, puede adaptarse a cualquier distribución en planta y se puede localizar ductos y perforaciones importantes sin mayor problema.

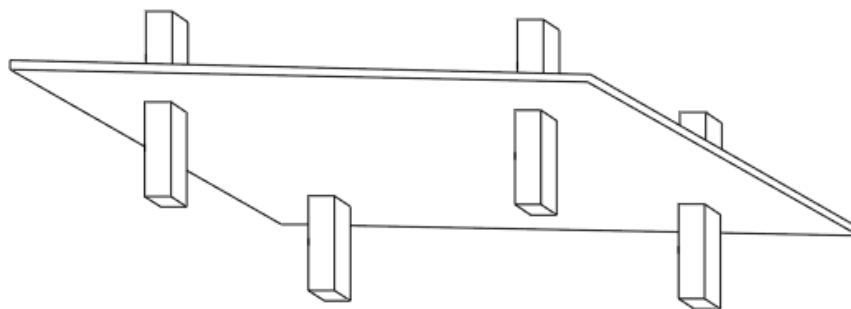
Desventajas del sistema de losa maciza sobre vigas. La altura de los elementos resultantes puede ser grande si se emplea un número pequeño de elementos; pero el tratar de reducir esta altura implica una formaleta cada vez más elaborada debido al mayor número de elementos. Puede requerir de cielo raso en usos de oficinas y apartamentos.

2.3.2.2. LOSA PLANA Y/O PLACA PLANA SIN VIGAS

Descripción básica del sistema. En el sistema losa-columna la losa es soportada directamente por las columnas, sin necesidad de vigas. El sistema tiene numerosas variaciones.

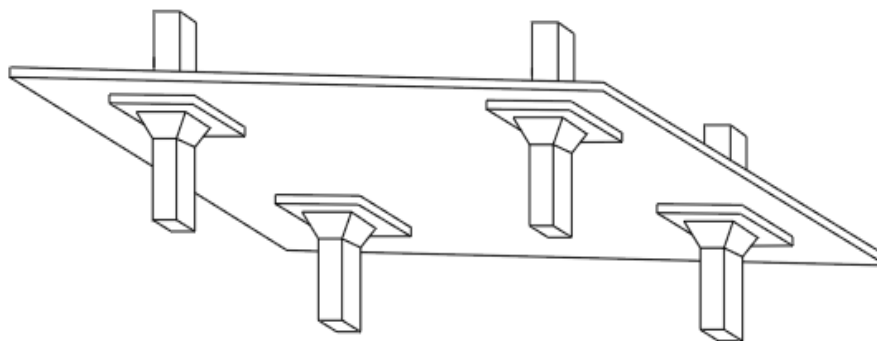
Placa plana. Cuando la superficie inferior de la losa no presenta ninguna protuberancia o mayor espesor, lo que produce una losa de espesor uniforme soportada sobre las columnas- el sistema se conoce como placa plana (flat plate), ver figura 2.11

Figura 2.11: Sistema de placa plana



Losa plana. Para mejorar la resistencia a la falla por punzonamiento y para aumentar la resistencia general a la flexión, la losa se puede engrosar en la cercanía de las columnas. (flat slab). Ver figura 2.12

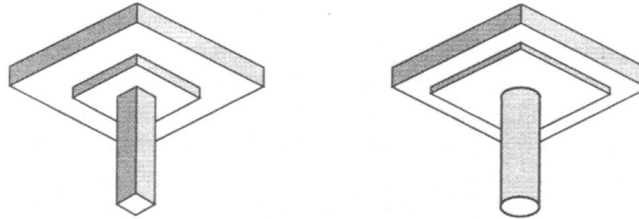
Figura 2.12: Sistema de placa plana



El área rectangular de mayor espesor alrededor de la columna se conoce con el nombre de ábaco. En este caso se mejora la posibilidad de falla por punzonamiento en la zona de contacto losa-columna, pero se crea una nueva superficie de falla en el borde del ábaco; por

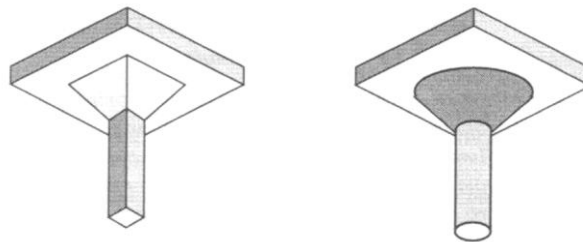
lo tanto debe verificarse la resistencia a cortante por punzonamiento en los dos sitios, ver figura 2.13

Figura 2.13: Ábacos



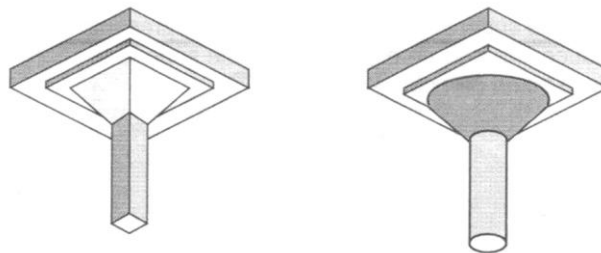
Otro procedimiento para aumentar el área de contacto entre la losa y la columna consiste en engrosar la parte superior de la columna, formando así un capitel, ver figura 2.14

Figura 2.14: Capitel de columna

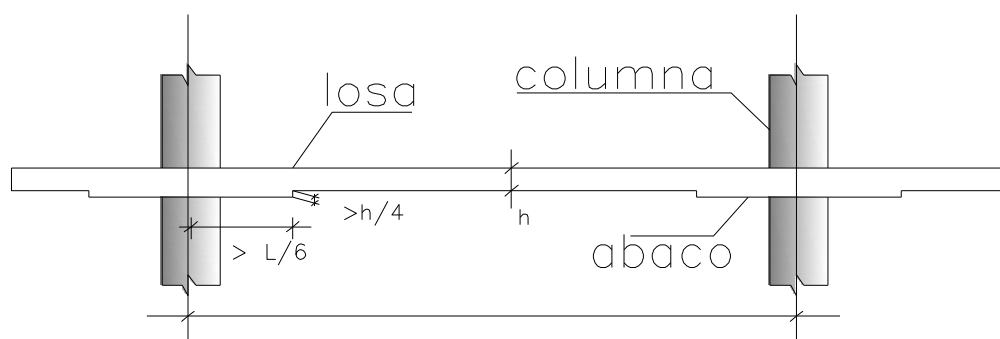


En algunos casos se pueden combinar ábacos y capiteles, aquí también existen dos zonas de falla potencial que deben ser verificadas en el diseño. Ver figura 2.15

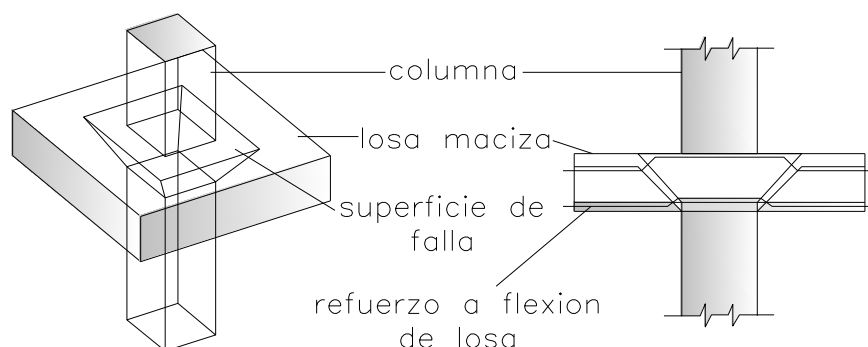
Figura 2.15: Columna con ábaco y capitel



Los ábacos deben incrementar el espesor de la losa por lo menos un 25% y debe extenderse por una distancia no menor de $1/6$ de la luz medida entre centros de los apoyos en cada dirección. Figura 2.16

Figura 2.16: Dimensiones mínimas de ábacos

Falla por punzonamiento. Un problema asociado con este tipo de sistemas, conocido desde los inicios del concreto reforzado, es la falla a cortante por punzonamiento de la losa. Figura 2.17

Figura 2.17: Falla a cortante por punzonamiento

Ventajas de los sistemas losa-columna. Los sistemas losa-columna requieren en general losas más delgadas. El sistema permite alguna flexibilidad en la ubicación de columnas, debido a que se aceptan pequeñas desviaciones del eje horizontal de columnas. En general, estos sistemas no requieren cielos rasos. El uso de una formaleta plana simplifica la construcción. La colocación del refuerzo se simplifica dado que no se requiere estribos (excepto en el reticular celular), mejorando los tiempos de construcción. Los ductos y perforaciones se pueden ubicar en la parte central del panel de losa).

Desventajas de los sistemas losa-columna. El principal problema de estos sistemas está relacionado con la falla por punzonamiento. Para evitarlo se debe aumentar el espesor de la losa, lo que la hace más pesada. El empleo de ábacos y capiteles ayuda en la solución del problema del punzonamiento pero complica el diseño y la construcción. Las luces son

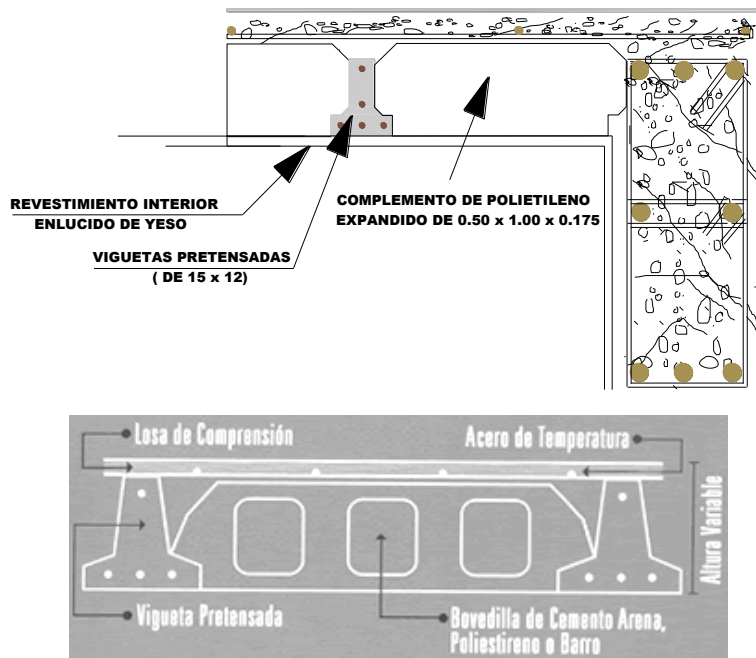
menores que en otros sistemas, debido al mayor peso propio y menor altura del sistema. En la medida que se aumentan las luces, aumenta la posibilidad de que se presenten deflexiones a largo plazo debidas a las cargas permanentes grandes. Estas deflexiones pueden afectar los muros y particiones, especialmente cuando se construyen de mampostería. Los ductos y perforaciones no pueden estar cerca de las columnas debido a que disminuye la resistencia al punzonamiento de la losa. El desempeño sísmico de los sistemas losa-columna, cuando no están rigidizados lateralmente por muros de concreto reforzados, no es tan bueno como el que presentan otros sistemas estructurales, tal como se ha demostrado debido a la ocurrencia de numerosos temblores. Bajo los “Requisitos esenciales” no se permite el uso de los sistemas Losa-columna en zonas sísmicas, a menos que el sistema estructural esté rigidizado lateralmente por muros estructurales de concreto reforzado en las dos direcciones principales en planta.

2.3.2.3. LOSA ALIVIANADA C/SEMIVIGUETAS

El **sistema Pretensado** consiste en losas simplemente apoyadas, a base de viguetas armadas con alambres al carbón que han sido tensados bajo estrictas normas técnicas, para posteriormente ser coladas utilizando concretos de alta resistencia.

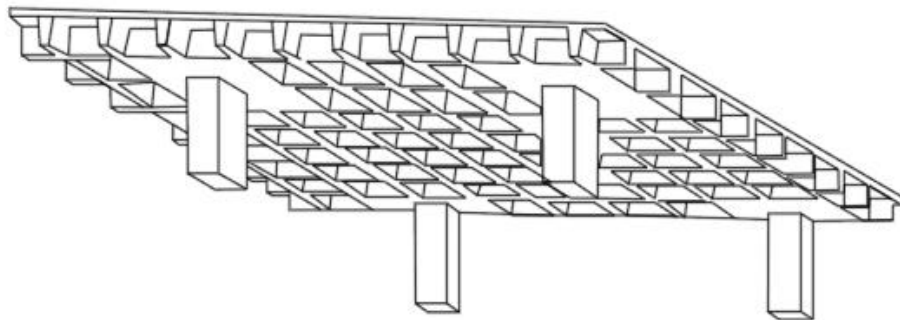
La **vigueta pretensada, vigueta auto sustentable o vigueta de alma llena**, es un elemento completo, colado totalmente en fábrica y que solo requiere para formar la losa, la bovedilla, el acero de temperatura y la capa de compresión.

Esta vigueta se produce con acero de preesfuerzo con una resistencia última de $f_y = 18,000$ kg/cm² que se tensa previamente al colado alcanzando la resistencia del proyecto, $f'_c = 350$ kg/cm², se transfiere el esfuerzo a las vigas, provocando que el concreto trabaje con más eficiencia. Ver figura 2.18

Figura 2.18: Semiviguetas con bovedilla y/o complemento

2.3.2.4. LOSA CASETONADAS

Las losas casetonadas son aquellas losas formados por un reticulado de vigas las cuales de vinculan por medio de losas. Esta tipología es muy empleada para cubrir grandes luces sin apoyos intermedios. Ver figura 2.19

Figura 2.19: Sistema de losa en casetonada o nervada

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

Implícitamente, al mencionar estas ventajas se puede inferir la posibilidad de que existan un menor número de columnas por planta, con lo cual se logran mayores superficiales útiles y más libertad arquitectónica.

El sistema constructivo es muy sencillo y se basa en realizar, en toda la superficie a construir, un encofrado “plano” (puede realizarse utilizando fenolicos). Este encofrado plano es hablando coloquialmente (informalmente), maderas dispuestas horizontalmente en toda la superficie como se ve en la figura 2.20

Figura 2.20: Vista detalle de armado y aligerante



El reticulado de vigas se logra mediante el empleo de “encofrados”, que pueden ser bloques de poliestileno, cajas de cartón (especiales), plastoformo, etc. Estos bloques se colocan sobre el encofrado, distanciados unos de otros, tal que se permite materializar una viga entre ellos. Esta viga debe disponer la armadura necesaria al igual que la losa que vincula a éstas.

Se puede utilizar mallas electro soldadas para armar las losas así existe un importante ahorro de tiempo. Ver figura 2.21

Figura 2.21: Vista del armado con mallas electro-soldadas



2.4. PREMISAS DE REFERENCIA EN LA SELECCIÓN DE UN ENTREPISO

El diseñador estructural debe seleccionar el sistema de piso entre los presentados. Varias alternativas deben estudiarse y la selección final se debe hacer teniendo en cuenta las bondades de cada sistema en términos de:

- Costo relativo de las posibles alternativas, pero los beneficios económicos deben sopesarse (pro y contra) contra el comportamiento esperado y la seguridad del sistema.
- Magnitud de las cargas muertas y vivas, especialmente del peso propio del sistema.
- Geometría en planta de la estructura, especialmente en cuanto a longitud de vanos en las dos direcciones y la relación entre ellos, es decir presencia de voladizos, luz máxima y dirección.
- Tipos de ocupación de la edificación.
- Tipo de acabados que se exigen (por ejemplo, si en los acabados inferiores se exigen techos planos).
- Comportamiento esperado del sistema de piso, y cumplimiento adecuado de los criterios de funcionamiento asociados con deflexiones.
- La tradición local en la construcción de sistemas de piso juega un papel importante en la selección del sistema y puede simplificar las labores de coordinación en obra.
- Cantidades de obra de los materiales –concreto, acero y formaletas necesarios para la construcción del sistema de piso, teniendo en cuenta que probablemente el sistema de piso utilice la mayor parte de los materiales empleados en la construcción de la estructura.
- Medios auxiliares con los que podrá contarse para la elevación, compactación, ferrallado, apuntalada, encofrado, etc.
- Calidad posible del hormigón en función de los materiales locales y los medios de fabricación, es decir, resistencia de los materiales, concreto y acero de refuerzo, disponible.
- Nivel de control de calidad previsto, tanto de los materiales como de la ejecución.

- Frecuencia previsible de la vigilancia técnica de la obra.
- La calidad y destreza de la mano de obra local deben influir en la selección del sistema, pues hay sistemas que requieren mano de obra con mayor experiencia y calificación que la que podrían aportar los trabajadores locales, es decir observar la disponibilidad de mano de obra capacitada.

2.5. ANÁLISIS DE LOS MATERIALES

En este acápite se hace referencia a las propiedades de los materiales que van intervienen, tanto en el cálculo, diseño y comparación de las losas que forman el entrepiso. Para ello se buscó información verídica que demuestren las características de cada uno de los materiales como ser: cemento, agua, áridos, hormigón, aligeramientos, semiviguetas, acero de refuerzo; los que se detallan a continuación como un resumen breve.

2.5.1. CEMENTO

En general, se llaman conglomerantes hidráulicos aquellos productos que, amasados con el agua, fraguan y endurecen tanto expuestos al agua como sumergidos en agua, por tales condiciones los compuestos resultantes de su hidratación. Los conglomerantes hidráulicos más importantes son los cementos.

2.5.1.1. PROPIEDADES FÍSICAS – MECÁNICAS

Las características físicas y mecánicas más importantes son: fraguado, expansión, finura de molido, y resistencia a compresión.

- Fraguado: la velocidad de fraguado de un cemento viene limitado por las normas estableciendo un período de tiempo, a partir del amasado, dentro del cual deben producirse el principio y fin del fraguado.
- Expansión: los ensayos de estabilidad de volumen tienen por objeto manifestar, a corto plazo, el riesgo de expansión tardía que puede tener un cemento fraguado debido a la hidratación del óxido de calcio y óxido magnésico.

- Finura del molido: es una característica íntimamente ligada al valor hidráulico del cemento, ya que influye decisivamente en la velocidad de las reacciones químicas que tiene lugar durante su fraguado y primer endurecimiento.
- Resistencias mecánicas: se entiende como resistencia de un cemento, como la resistencia de un mortero normalizado, amasado con arena de características y granulometrías determinadas.

2.5.1.2. CEMENTO EL PUENTE

La comercialización de este cemento se lo hace en los departamentos de Tarija y Potosí, existen dos tipos de cemento El Puente y son:

- El Puente IP-30 Cemento especial
- El Puente IP-40 Cemento de Alta resistencia

La entrega se lo realiza en bolsas de 50 Kilogramos, o puede ser en bolsas big bags de 1.8 toneladas y además existe la posibilidad de entregar el producto en camiones graneleros de acuerdo al peso que requiera el cliente.

El Puente IP-30 Cemento especial

Un cemento de uso y aplicación general donde se requieren valores de resistencia normal, como son:

- Elementos estructurales e general (zapatas, columnas, vigas, losas, muros)
- Obras sanitarias en general
- Hormigones masivos
- Hormigones en contacto con agentes agresivos
- Mortero para todo uso

El Puente IP-40 Cemento de Alta resistencia

Este tipo de cemento es recomendable en obras donde se requiere altos valores de resistencia al inicio y final del fraguado, pudiendo ser:

- Elementos prefabricados, como, pretensados, premoldeados, postensado
- Puentes
- Pavimentos rígidos
- Hormigón proyectado
- Elementos estructurales que requieran una rápida puesta en servicio.

2.5.2. ÁRIDOS

Como áridos para la confección de hormigones pueden emplearse arenas y gravas naturales o procedentes de machaqueo, que reúnan en igual o superior grado de las características de resistencia y durabilidad que se le exijan al hormigón

Desde un punto de vista de durabilidad en medios agresivos, deben preferirse los áridos de tipo silíceo (gravas y arenas de río o cantera) y los que provienen de machaqueo de rocas volcánicas o de calizas solidas y densas. Las rocas sedimentarias en general y las volcánicas sueltas debe ser objeto de análisis previo.

Se denomina grava a la fracción mayor a 4 mm y arena a la menor a 4 mm. Aparte es normal encontrar en cada país que las arenas suelen dividirse en dos tipos arena fina y gruesa. Los áridos pueden ser de canto rodado o machacado.

2.5.3. ADITIVOS

Se llaman aditivos aquellos productos que se incorporan al hormigón fresco en objeto de mejorar alguna de sus características (facilitar su puesta en obra, regular su proceso de fraguado y endurecimiento, aumentar su durabilidad, etc.). Por su importancia creciente, han sido denominados el cuarto componente en el hormigón. Existen en el comercio multitud de aditivos que, con el nombre de aceleradores, retardadores, plastificantes, aireantes, impermeabilizantes, etc., ponen a disposición del técnico un medio útil para la confección de hormigones de las más variadas características. Su dosificación en general inferior a un 5 por 100 del peso en cemento, requiere un cuidado especial, ya que, de no ser la conveniente, puede influir en el hormigón de forma indeseable, a veces opuesta a la que se desea conseguir con el aditivo.

Debe tenerse en cuenta que los aditivos mejoran ciertas propiedades de aquellos hormigones que de por sí están bien dosificados y preparados, no teniendo sentido su empleo en hormigones de malos componentes o mal proyectados y confeccionados de origen. La idea de que los aditivos son los medicamentos universales que todo lo consiguen, es un concepto erróneo. A continuación se describe algunos de los aditivos más utilizados e importantes:

- Aceleradores
- Retardadores
- Plastificantes y fluidificantes
- Aireantes
- Impermeabilizantes

2.5.4. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN.

2.5.4.1. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN FRESCO

El hormigón fresco es un material esencialmente heterogéneo, puesto que en él coexisten tres fases: la sólida (áridos y cemento), la líquida (agua) y la gaseosa (aire incluido). A su vez, la fase sólida es heterogénea entre sí, ya que sus granos son de naturaleza y dimensiones variables. Las principales propiedades del hormigón fresco que luego afectarán a sus propiedades mecánicas y funcionales como material estructural son las siguientes: consistencia, docilidad, homogeneidad y peso específico.

Consistencia:

Se define como la cohesión o trabazón adecuada para ser transportado y colocado sin segregación con los medios disponibles en terreno. Es la mayor o menor facilidad que tiene el hormigón fresco para deformarse, su variación depende de diferentes factores: cantidad de agua de amasado, tamaño máximo de agregados, granulometría y formas de los áridos entre los demás; el que más influye es la cantidad de agua de amasado.

Los hormigones pueden clasificarse por su consistencia en: secos, blandos, fluidos y líquido. Este último no se admite para la utilización como hormigón armado. Las

consistencias muy líquidas tienen problemas de falta de resistencia y retracciones importantes salvo que sea debida al uso de superplastificantes que deben tener una puesta en obra muy cuidadosa, por lo que no se recomiendan. A continuación se muestra en el cuadro 2.1 de clasificación del hormigón por consistencia.

CUADRO N° 2.1
CONSISTENCIA DEL HORMIGÓN POR ASENTAMIENTO

CONSISTENCIA DEL HORMIGÓN		
CONSISTENCIA	Escurrecimientos límites en %	Asiento en (cm)
Seca	0 a 40	0 a 2
Plástica	40 a 70	2 a 5
Blanda	70 a 100	5 a 11
Fluida	100 a 130	11 a 20

Fuente: ASTM y ACI

Elaboración: PROPIA

Docilidad:

La docilidad, su definición se la da como un ejemplo, considerándose como la aptitud de un hormigón para ser puesto en obra con los medios de compactación que de dispone, es decir la facilidad de puesta en obra. Esta trabajabilidad del hormigón está relacionada con su deformabilidad, es decir, su consistencia y homogeneidad. Debe ser suficiente para que el hormigón rodee bien las armaduras y llene todos los huecos del encofrado sin que se produzca oquedades (huecos)

Homogeneidad:

Se considera como la cualidad del hormigón donde los diferentes componentes aparecen regularmente distribuidos en toda la masa, de manera tal que dos muestras tomadas de distintos lugares de la pasta de hormigón resulten prácticamente iguales.

Peso específico:

Un factor muy importante para la uniformidad del concreto en el transcurso de una obra, es el peso del concreto fresco, es decir la relación entre, los volúmenes de cemento, arena y grava utilizados; ésta relación, además de darnos la densidad, y por consiguiente el peso del

concreto fresco, nos proporciona su resistencia. Por ejemplo, una mezcla 1:2:3, indica una parte por volumen de cemento, dos partes de arena y tres de grava.

2.5.4.2. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN ENDURECIDO

Las propiedades del hormigón endurecido, al margen de las mecánicas y reológicas son el peso específico, la compacidad, la permeabilidad y la resistencia al desgaste además de su comportamiento ante temperatura y agentes agresivos

Peso específico:

Es importante como elemento indicador de una buena fabricación y del conjunto de propiedades. Depende de muchos factores: naturaleza de los áridos, granulometría, método de compactación, siendo obviamente mayor cuanto más compactado esté y para mayor porcentaje de árido grueso bien clasificado. De cualquier forma, las variaciones no son excesivas pudiendo tomarse como valor promedio para hormigones normales mayor o igual a 2400 Kg/m^3

Compacidad:

La compacidad está relacionada con el peso específico dependiendo de los mismos factores que éste. La homogeneidad y la compacidad deben ser suficiente para garantizar la durabilidad del hormigón ya que garantizan no sólo una buena resistencia mecánica (que como se observa suele ser una buena indicación de la mayoría de las propiedades) frente a esfuerzos mecánicos, impactos y vibraciones, sino también una mayor resistencia física (heladas, desgaste) y química (penetración de agentes exteriores)

Permeabilidad:

El agua puede penetrar en el hormigón sea por presión: depósitos, conducciones; o por capilaridad: contacto con el medio húmedo. Si la elaboración del hormigón ha sido correctamente (dosificación, mezclado, colocado) se tiene como resultado mayor impermeabilidad, es decir, presenta una mayor compacidad y menores redes capilares. El factor más importante que afecta a la permeabilidad es la relación agua cemento.

2.5.5. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN

2.5.5.1. RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN

La resistencia a compresión simple es la característica mecánica más importante de un hormigón. Su determinación se efectúa a través de un estudio estadístico de ensayos realizados con probetas cilíndricas, generalmente normalizadas de dimensiones de 15 cm x 30 cm.

Se define como la resistencia característica del hormigón, denotado por " f_c ", como aquel valor que presenta un grado de confianza del 95 %, es decir, que existe una probabilidad de 0.95 de que se presenten valores individuales de resistencia de probetas más altos en la resistencia que se requiere. De acuerdo a esta definición y admitiendo la hipótesis de distribución de estadística normal, la resistencia característica viene dada por la expresión:

$$f_c = f_{cm} (1 - 1.64 S)$$

Donde:

f_{cm} = resistencia media

S = variación de la población de la resistencia

2.5.5.2. RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A TRACCIÓN

Aunque no suele contarse con la resistencia a tracción del hormigón a efectos resistentes, es necesario conocer su valor por que tiene una influencia en fenómenos como la fisuración, el esfuerzo cortante, la adherencia y el deslizamiento de la armadura.

Al igual que la resistencia a compresión, la resistencia a tracción del hormigón es determinada a partir de los ensayos de las probetas cilíndricas de 15 cm x 30 cm, a través del ensayo de hendimiento.

Debido a que el ensayo de tensión en hormigones tiene sus complicaciones para ser medido directamente, la mayoría de las normas adoptan el valor f_t , en función de f_c del hormigón, llegando a tomar un valor de 8 a 10 por 100 de f_c .

2.5.6. CARACTERÍSTICAS REOLÓGICAS DEL HORMIGÓN

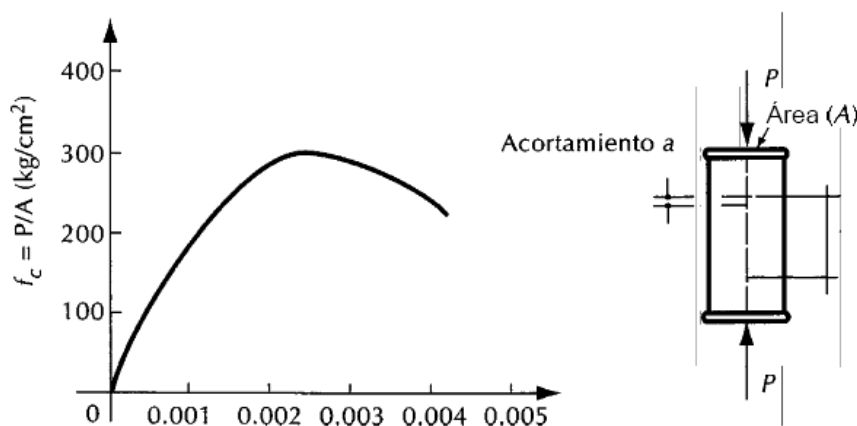
La reología es la rama de la mecánica que estudia la deformación de un material, producidas por causas tensionales, a lo largo del tiempo.

Se ha definido con cierto acierto al hormigón como un pseudosólido elasto-visco-plástico, haciendo con esa referencia a su compleja reología, donde participan las características de los tres tipos de cuerpo mencionados. No extrañara esta complejidad si se recuerda que el hormigón coexisten la fase sólida (áridos y cementos), la fase líquida (agua), y la gaseosa (aire incluido).

2.5.6.1 DIAGRAMA Tensión DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN

De acuerdo a los ensayos de Gasser realizó una serie de ensayos haciendo variar la resistencia del hormigón para cargas de corta duración, con velocidades constantes de deformación y nos muestra que la tensión máxima acontece para una deformación de y la ruptura acontece para una deformación de 3.5 por mil, esto, para hormigones cuya resistencia varía entre 170 a 350 Kg/cm².

Figura 2.22: Diagrama tensión - deformación del hormigón

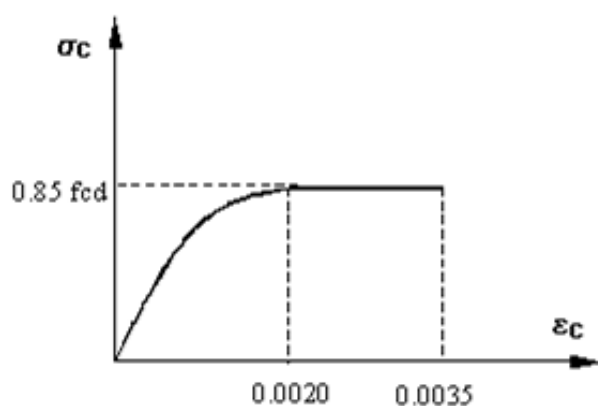


2.5.6.2. DIAGRAMA Tensión DEFORMACIÓN DE CÁLCULO

Cuando realizamos cálculos de secciones de hormigón sometidas a solicitaciones normales necesitamos modelar la respuesta tensional del hormigón. Para ello podemos trabajar con varios diagramas, eligiendo entre los que nos permiten las diferentes normas de hormigón. La mayoría, como son el caso de la norma ACI 318, o instrucción EHE española. Este último contempla el diagrama Parábola-Rectángulo; mientras que la ACI el diagrama simplificado Rectangular. Sin duda, el diagrama que mejor se adapta al

comportamiento de dicho material, tal y como se ha demostrado mediante ensayos experimentales es el del Parábola Rectángulo, que supone que las tensiones se pueden describir en función de las deformaciones mediante una función que posee un tramo parabólico y otro "rectangular" (constante). Ver figura 2.24

Figura 2.23: Diagrama parábola - rectángulo



El cálculo manual con dicha ley de comportamiento (extraer fuerzas y momentos resultantes) es tedioso por lo que se deja su uso a los programas informáticos de cálculo, en los que el trabajo pesado lo realiza el ordenador, o bien se suele remitir al calculista a literatura especializada que tabula los valores de la integral que define la resultante y su momento en función de ciertos parámetros (ver por ejemplo el libro Hormigón Armado de Jiménez Montoya)

En general, la gran mayoría de nosotros, como alumnos de las asignaturas de estructuras puede que estemos más acostumbrados a tratar con el diagrama rectangular que consiste en una simplificación del Parábola-Rectángulo de manera que mediante un simple rectángulo, (figura con la que estamos muy familiarizados y que posee fácil cálculo de su resultante y por tanto de su momento resultante), consigamos aproximadamente las mismas soluciones.

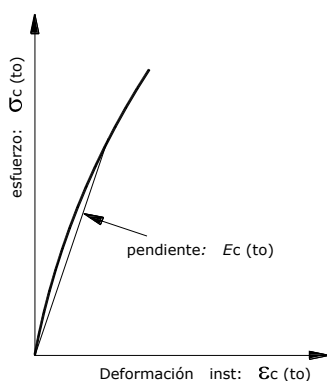
Cabe mencionar que las tablas de solución que describe el diagrama parábola rectángulo, son de aplicación limitada (secciones rectangulares y te), mientras que el método simplificado de la ACI puede dar solución a diferentes formas de sección, es decir idealizando la sección de acuerdo a los requerimientos del diagrama.

2.5.6.3. MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL

Deformaciones elásticas

El término deformaciones elásticas es ambiguo, puesto que la curva esfuerzo-deformación para el hormigón no es una línea recta aún en niveles normales de esfuerzo, ni son enteramente recuperables las deformaciones. Pero, eliminando las deformaciones plásticas de ésta consideración, la porción inferior de la curva esfuerzo-deformación instantánea, que es relativamente recta, puede llamarse convencionalmente elástica (Figura 2.25). Entonces es posible obtener valores para el módulo de elasticidad del hormigón. El módulo varía con diversos factores, notablemente con la resistencia del concreto, la edad del mismo, las propiedades de los agregados y el cemento, y la definición del módulo de elasticidad en sí, si es el módulo tangente, inicial o secante. Aún más, el módulo puede variar con la velocidad de la aplicación de la carga y con el tipo de muestra o probeta, ya sea un cilindro o una viga. Por consiguiente, es casi imposible predecir con exactitud el valor del módulo para un hormigón dado.

Figura 2.24: Curva del hormigón con tendencia elástica



Del sólo estudio de las curvas de esfuerzo-deformación resulta obvio que el concepto convencional de módulo de elasticidad no tiene sentido en el hormigón. Por lo tanto, es necesario recurrir a definiciones arbitrarias, basadas en consideraciones empíricas. Así, se puede definir el módulo tangente inicial o tangente a un punto determinado de la curva esfuerzo-deformación y el módulo secante entre dos puntos de la misma.

El módulo secante se usa en ensayos de laboratorio para definir la deformabilidades de un hormigón dado. La ASTM recomienda la pendiente de la línea que une los puntos de la curva correspondiente a una deformación de 0.00005 y al 40% de la carga máxima.

Se han propuesto muchas relaciones que expresan el módulo de elasticidad en función de la resistencia del hormigón; la ACI propone para el módulo de elasticidad, E_c , para el hormigón puede tomarse como:

$$E_c = w_c^{1.5} 0.14 \sqrt{f'_c}$$

En kg/cm^2 , para valores de w_c comprendidos entre 1500 y 2500 kg/m^3 . Para concreto de densidad normal, E_c puede tomarse:

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$$

2.5.6.4. COEFICIENTE DE POISSON

Cuando al hormigón se le comprime en una dirección, al igual que ocurre con otros materiales, éste se expande en la dirección transversal a la del esfuerzo aplicado. La relación entre la deformación transversal y la longitudinal se conoce como relación de Poisson.

La relación de Poisson varía de 0.15 a 0.20 para hormigón, considerándose comúnmente un valor de 0.2

2.5.6.5. FLUENCIA DEL HORMIGÓN

La plasticidad en el hormigón es definida como deformación dependiente del tiempo que resulta de la presencia de un esfuerzo.

Así definimos al flujo plástico como la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza un valor constante asintóticamente.

Se ha encontrado que la deformación por flujo plástico en el hormigón depende no solamente del tiempo, sino también depende de las proporciones de la mezcla, la humedad, las condiciones del curado, y la edad del hormigón a la cual comienza a ser cargado. La deformación por flujo plástico es casi directamente proporcional a la intensidad del esfuerzo. Por lo tanto es posible relacionar a la deformación por flujo plástico con la deformación elástica inicial mediante un coeficiente de flujo plástico definido tal como sigue:

$$C_{cu} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{ci}}$$

Donde ϵ_{cu} , es el valor asintótico final de la deformación unitaria adicional por flujo plástico, y ϵ_{ci} es

La deformación unitaria inicial instantánea cuando la carga se aplica por primera vez.

El Reglamento ACI 318-05 propone un procedimiento para calcular la deformación adicional diferida debido a la carga muerta y a la parte de la carga viva que se considere será de larga duración. El procedimiento consiste en multiplicar la deflexión inmediata debida al total de la carga que actúe en forma continua por el factor λ_{Δ} dado por la siguiente ecuación:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\epsilon}{1 + 50\rho'}$$

Donde ρ' es la cuantía de acero de compresión al centro del claro para claros libremente apoyados o continuos, y en el empotramiento, para voladizos. Puede tomarse ϵ , el factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas, igual a:

CUADRO N° 2.2

FACTORES DEPENDIENTES DEL TIEMPO ϵ

DURACIÓN	COEFICIENTE ϵ
5 años o más	2.0
12 meses	1.4
6 meses	1.2
3 meses	1.0

Fuente: ACI 318-05 (9.5.2.5)

Elaboración: PROPIA

2.5.7. ARMADURA DE REFUERZO

El hormigón simple sin refuerzo, es resistente a la compresión, pero débil para resistir a la tracción, lo que limita su aplicabilidad como material estructural solo. Para resistir el esfuerzo a tracción, se emplea refuerzos de acero, generalmente las armaduras en forma de barras, colocadas en zonas donde se prevé que se desarrollan esfuerzos de tracción bajo solicitaciones de servicio. El acero disminuye el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia a la tracción del hormigón, y no así, evitándola por completo.

El uso de la armadura no está restringido a la finalidad anterior. También se emplea en zonas de compresión para aumentar la resistencia del elemento reforzado, para reducir las deformaciones debidas a cargas de larga duración (fluencia) y para proporcionar confinamiento lateral al hormigón, lo que indirectamente aumenta la resistencia a la compresión.

2.5.7.1. BARRAS LISAS

Se consideran barras lisas que, aún presentando resaltos en su superficie, como las corrugadas, no alcancen los resultados exigidos por los ensayos de adherencia normados. Son de uso cada vez menos frecuentes, debido a que las barras corrugadas presentan ventajas sobre ellas, desde un punto de vista económico y técnico.

2.5.7.2. BARRAS CORRUGADAS

Se entiende por barra corrugada aquella que cumpla con los requisitos de ensayo de adherencia.

Existen dos clases de barras desde el punto de vista de fabricación. Las barras de dureza natural están fabricadas exclusivamente por laminación en caliente, alcanzándose en esta etapa la resistencia requerida. Las estiradas en frío, además de laminarse en caliente, se someten posteriormente a un proceso de estirado y torsión en frío, que aumenta el límite elástico, la carga de rotura y reduce el alargamiento.

Características geométricas adherentes

Las barras empleadas en el hormigón deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales expresados en milímetros y pulgadas:

CUADRO N° 2.3
DIÁMETROS NOMINALES DEL ACERO

DIÁMETROS DE BARRAS		Sección (mm ²)	Perímetro (mm)	Peso (kg/m)
Pulg.	mm			
1/4"	6	28.0	18.8	0.222
5/16"	8	50.0	25.1	0.400
3/8"	10	71.0	29.9	0.560
1/2"	12	129.0	39.9	0.994
5/8"	16	199.0	49.9	1.552
3/4"	20	284.0	59.8	2.235
1"	25	510.0	79.8	3.973

Fuente: CORPORACIÓN ACEROS AREQUIPA S.A.

Elaboración: PROPIA

Características mecánicas

Las características mecánicas más importantes para la definición del acero son: la resistencia, el límite elástico, el alargamiento de rotura y la aptitud al doblado. Las dos primeras califican al acero desde un punto de vista resistente y las dos últimas cuantifican sus cualidades plásticas.

Resistencia o carga unitaria de rotura (fs)

Es la máxima fuerza de tracción que soporta la barra, cuando se inicia la rotura, dividida por el área de la sección inicial de la probeta. Se denomina también, más precisamente, carga unitaria máxima a tracción.

Límite elástico (fy)

Es la máxima tensión que puede soportar la armadura sin que se produzcan deformaciones plásticas o remanentes.

Alargamiento de rotura

Es el incremento de longitud de la probeta correspondiente a la rotura, expresados en porcentaje:

$$\frac{\Delta L}{L_o} * 100 \quad \text{donde} \quad \Delta L = L_f - L_o$$

Ensayo de doblado

Tiene por objeto comprobar la plasticidad del acero necesaria para prevenir roturas frágiles. El fenómeno de rotura frágil, es decir, sin absorción importante de energía, se ve cuando el acero es sometido a tensiones multidireccionales aplicadas rápidamente.

Estas características son cumplidas a cabalidad por los fabricantes cumpliendo con las normas, una de ella es la ASTM A615, en su mayoría de trata de aceros corrugados para hormigón armado de grado 60 (4200 kg/cm²). A continuación se muestran algunas especificaciones del acero en nuestro medio:

CUADRO N° 2.4 PROPIEDADES DEL ACERO CORRUGADO

PROPIEDADES MECÁNICAS

Límites de fluencia (fy) = 4220 - 5715 kg/cm²
 Resistencia a la tracción (R.) = 6330 kg/cm² mínimo
 Relación R/fy ≥ 1.25
 alargamiento en 200 mm
 Diámetro:
 1/4", 5/16", 3/8", 1/2", 5/8", 3/4" = 10% mínimo
 1" = 10% mínimo
 Doblado a 180° = bueno en todos los diámetros
 Los diámetros de doblado especificado por las normas técnicas para la prueba de doblado son:

DIÁMETRO (d)	1/4"	5/16"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
DIÁMETRO DOBLADO	3.5d	3.5d	3.5d	3.5d	3.5d	3.5d	7.0d
mm	21.0	28.0	33.3	42.0	44.5	55.6	127.0

Fuente: CORPORACIÓN ACEROS AREQUIPA S.A.

Elaboración: PROPIA

Se produce en barras de 11 a 12 m de longitud; barras de acero rectas de sección circular, con resaltes Hi-bond de alta adherencia con el concreto. BACO A615-G60. Ver figura 2.26

Figura 2.25: Resalte del acero para mejor adherencia con el hormigón



2.5.8. HORMIGÓN ARMADO

El hormigón en masa presenta una buena resistencia a compresión, como les ocurre a las piedras naturales, pero ofrece muy escasa resistencia a la tracción. Pero, si se refuerza al hormigón en masa disponiendo de barras de acero en las zonas de tracción, el material resultante, denominado hormigón armado, está en condiciones de resistir los distintos esfuerzos que se presentan en las construcciones.

El trabajo en conjunto del hormigón y el acero es gracias a la adherencia entre estos dos materiales. La adherencia ha sido cuantificada y comprobada mediante diferentes ensayos y es ella quien permite la transmisión de los esfuerzos del acero para el hormigón y del hormigón para el acero, asegurando la igualdad de las deformaciones específicas de las barras de acero y hormigón que las envuelve (hipótesis fundamental en el estudio del hormigón armado). Así es que en las regiones traccionadas, donde el hormigón tiene una resistencia despreciable, tiende a deformarse y fisurarse; pero gracias a la adherencia arrastra consigo a las barras de acero haciéndolas trabajar y como consecuencia absorber los esfuerzos de tracción.

Otra característica que permite el trabajo en conjunto de estos dos materiales es que los coeficientes de dilatación térmica del acero y del hormigón son prácticamente iguales. El hormigón tiene un coeficiente de dilatación térmica que varía de:

$$0.9 \text{ E-}5 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ a } 1.4 \text{ E-}5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Usándose comúnmente un valor de $1.0 \text{ E-}5 \text{ } ^\circ\text{C}$; y el acero tiene un coeficiente de dilatación térmica de $1.2 \text{ E-}5 \text{ } ^\circ\text{C}$

Además el hormigón cumple la función de proteger física y químicamente a las armaduras. La protección física se produce por el recubrimiento de las barras de acero por medio de un hormigón bien dosificado y compactado. La presencia de la cal que aparece en el endurecimiento del hormigón (fraguado) crea un ambiente alcalino formando una capa protectora alrededor del acero constituyéndose en un agente de protección química.

2.5.9. ALIGERAMIENTOS

El aligeramiento consiste en reemplazar parte del hormigón con material de menor densidad, con la finalidad de disminuir la cantidad del hormigón a utilizar en la losa, lo que a la vez disminuirá el peso propio de la estructura. Estos pueden ser, casetones o moldes que puedan ser perdidos o recuperables (caso de losas casetonadas); y aligeramientos de cerámica o plastoformo, de diferentes medidas (losas con semiviguetas).

Características

En los elementos estructurales sometidos a esfuerzos flexión, es decir, la zona traccionada del hormigón se considera en los cálculos que los aligeramientos no proporcionan ningún aporte para soportar los esfuerzos de tracción, los cuales se asume que son absorbidos en su totalidad con la armadura. Por tanto podemos indicar, que la principal función que cumple el hormigón en la zona traccionada es de ligar armadura con la zona comprimida. Ante esta situación los aligeramientos nos proporcionan una alternativa al minimizar la mayor cantidad posible de hormigón, sin descuidar las funciones resistentes.

Al disminuir la cantidad de hormigón, la estructura tendrá menos peso propio, y por consiguiente los esfuerzos se reducirán, provocando una considerable disminución en la cantidad de armadura a requerir. Por señalado anteriormente, los aligeramientos constituyen una alternativa económica.

Además, los aligeramientos dependiendo del material a utilizar, pueden constituir la base para conformar un aislamiento acústico y/o térmico, un requisito que se debe proporcionar a la estructura para los usuarios.

2.5.9.1. CLASES DE ALIGERAMIENTOS

Los aligeramientos de los forjados reticulares o casetonadas, pueden formarse utilizando elementos de encofrado recuperable o perdido.

Aligeramiento con encofrado recuperable:

Este tipo de aligeramiento consiste en formar huecos con moldes recuperables de plástico u otro material. Tiene la ventaja que puede ser reutilizable, dependiendo de la calidad del material, se puede lograr hormigonar varios pisos.

Aligeramiento con encofrado perdido:

Esta clase de aligeramiento se forma al incorporar al forjado, casetones, moldes o bovedillas de cerámica, plastoformo, mortero de cemento, plástico u otro material lo suficientemente rígido y que no produzca daños a la estructura. En el caso del plastoformo pueden conseguirse en las medidas que sea requerido por su fácil manipulación y versatilidad al cortado.

Generalmente los elementos de encofrado perdido se consideran como no resistentes, es decir, aun que puedan aportar de alguna manera resistencia en beneficio de la estructura, se considera nula su resistencia para fines de cálculo. En cuanto se refiere a los aligeramientos para losas con forjado de semivigueta prefabricadas, estas pueden ser:

Plastoformo: Este tipo de aligeramiento es uno de los más utilizados en nuestro medio, es fabricado bajo un proceso de expansión con vapor de agua y tiene como característica principal el ser muy liviano y no ser inflamable, además de servir como aislante térmico y acústico, presenta gran versatilidad al poder ser cortado en diversas dimensiones de acuerdo a los espacios que se quiera generar de vigueta a vigueta y peralte.

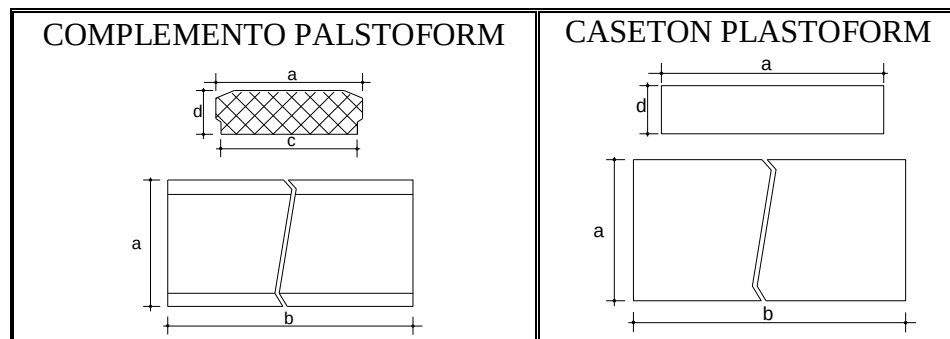
Cerámica: Este tipo de aligeramiento está conformado por piezas de cerámica y tiene como única restricción que no esté constituido por materiales agresivos al hormigón o armadura. A pesar de que llegan a tener ciertas características a la rotura, su posible colaboración se desprecia en el cálculo. Las dimensiones de este complemento están en función del canto de la losa aliviada.

A continuación se muestra dimensiones de aligeramientos en nuestro medio:

CUADRO N° 2.5

MEDIDAS DE ALIGERAMIENTOS DE PLASTOFORMO

Nombre	Dimensión	a (cm)	b (cm)	c (cm)	d (cm)	Densidad (kg/m ³)
Complemento plastoformo	10*42*130	42	130	38	10	9 - 10
	10*50*130	50	130	46	10	9 - 10
	12*42*130	42	130	38	12	9 - 10
	12*50*130	50	130	46	12	9 - 10
	15*50*130	50	130	46	15	9 - 10
	16*42*130	42	130	46	16	9 - 10
	16*50*130	50	130	46	16	9 - 10
	20*42*130	42	130	38	20	9 - 10
	20*50*130	50	130	46	20	9 - 10
	20*60*130	60	130	56	20	9 - 10
	30*50*130	50	130	46	30	9 - 10
Casetones de plastoformo	D=10	variable	variable	-	variable	9 - 10
	D=11	variable	variable	-	variable	14
	D=12	variable	variable	-	variable	15



Fuente: CONCRETEC

Elaboración: PROPIA

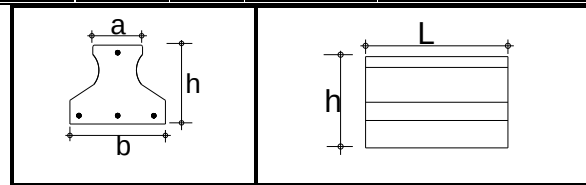
2.5.10. SEMIVIGUETAS DE HORMIGÓN PRETENSADO

Una semivigueta o vigueta comúnmente llamado, es parte de un sistema estructural que constituye una losa de entrepiso, su función es absorber los esfuerzos de flexión que se presentan en los nervios modulares de la placa de losa; la forma y sentido en que es colocada permite transmitir las cargas de uso funcional hacia la estructura del edificio, para luego ser transmitido a las fundaciones.

Las viguetas pretensadas, hoy en día, están diseñadas para generar una perfecta adherencia con el hormigón de losa. Son utilizadas en todo tipo de losas como elementos resistentes, reduciendo significativamente los pesos estructurales y facilitando el colocado de losas, reduce los tiempos de ejecución en obra y baja los costos de mano de obra significativamente. En el cuadro se aprecia las dimensiones según norma NB 997-05.

CUADRO N° 2.6
DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DE LAS VIGUETAS

Producto	Dimensionamiento (cm)				Peso promedio (kg/m)	Tipo de hormigón
	a	b	h	l		
Viguetas pretensadas	6	11-12	10	9 m	18	H-35



Fuente: CONCRETEC

Elaboración: PROPIA

CAPÍTULO III

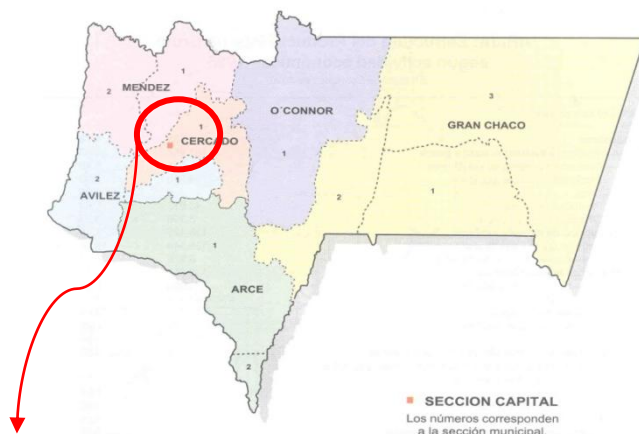
DISPOSICIONES PREVIAS AL ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO

3.1. EJEMPLO DE APLICACIÓN REAL “MERCADO SAN MARTÍN”

Con motivo de dar veracidad el estudio comparativo de losas, para edificaciones, el mismo se lo realizará en un ejemplo real, aplicado al mercado “San Martín”, teniendo que realizar el cálculo estructural, para posteriormente realizar el análisis de comparación técnica y económicamente a las diferentes alternativas de losas. Los detalles se muestran a continuación.

3.1.1. UBICACIÓN

Figura 3.1: Mapa político del departamento de Tarija



El barrio San Martín pertenece al municipio de Cercado, está ubicado en el distrito N° 13 de la ciudad de Tarija conformada además por los barrios Senac, Méndez Arcos, Alto Senac, Andalucía.

La ubicación del proyecto está ubicada aproximadamente al noroeste con el puente San Martín, al este con las riveras del Río Guadalquivir que atravesando éste se encuentra la Avenida las Américas, al sur se encuentra ubicada el bloque de la universidad Domingo Sabio. El terreno que se contempla para la realización del proyecto se encuentra en inmediaciones de la calle Hermano Uriondo donde termina su paso dando lugar a una quebrada que desemboca al Río Guadalquivir y entre la calle nombrada por el número 1136

Figura 3.2: Mapa político de la provincia Cercado



Figura 3.3: Ubicación del predio según mapa de Tarija

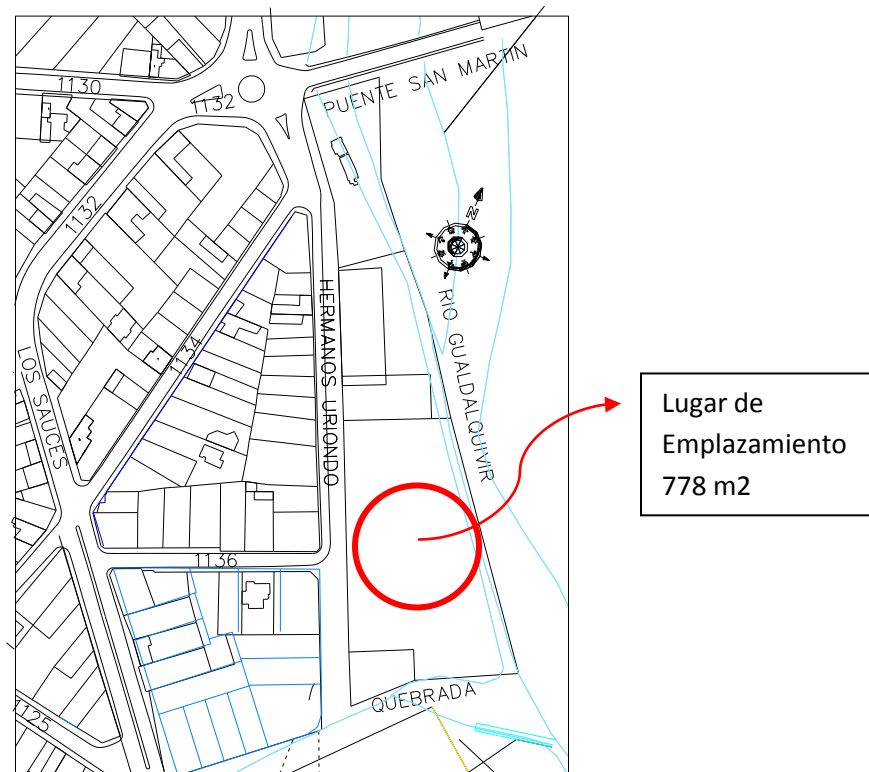


Figura 3.4: Vista satelital de la zona

3.1.2. CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

La estructura del Mercado San Martín, está constituida por tres plantas, con un área de emplazamiento de aproximadamente 778 m².

El edificio en su diseño arquitectónico consta: en la primera planta de un comedor, ya en la segunda planta está destinada a la construcción de casetas para la comercialización de mercadería, disponiéndose la tercera planta como una terraza accesible. No se descarta la ampliación del mismo en el futuro, donde la tercera planta ya no presentará su función como terraza solamente, estos detalles son tomados en cuenta en el momento de análisis estructural.

Entre otras características cabe señalar que el edificio cuenta en su segunda planta con un salón multifuncional, ocupando una parte del área total, en éste punto debe observarse la diferencia de sobre carga de uso que puede existir en comparación con otros ambientes.

3.1.3. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN ESTRUCTURAL

Generalmente en estructuras de hormigón armado, las alternativas de solución, toman preferencia en la selección del tipo de losa a construir, ya que en ahí se encuentra la mayor

parte del volumen de la obra en general, influyendo además cual va a ser su funcionalidad y tipo de arquitectura.

Observando el plano arquitectónico se tiene cuatro alternativas de solución, solo con referencia a losas de entrepisos, entre los cuales están: losas macizas con vigas, losas planas sin vigas y losas alivianadas (con viguetas pretensadas), estos, para un tipo de plano arquitectónico. Ver figura 3.5.

Por otro lado se tienen las losas casetonadas, los cuales, se sabe por sus características que su utilización se lo hace para luces relativamente amplias y/o cargas vivas mayores a los convencionales, razón por el cual puede llegar a disminuir el número de columnas dando ambientes más diáfanos; para ésta alternativa se presenta un plano arquitectónico modificado del anterior. Ver figura 3.6

3.2. DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Debido al largo de la longitud de la estructura ésta se subdividirá en dos bloques por efectos de retracción del hormigón; la figura 3.7 muestra los bloques separados a diseñar, se utilizara juntas de dilatación para dividir la estructura.

El análisis estructural será asistido por uno de los programas mejor acogidos por la ingeniería, el programa SAP2000 (elementos finitos) el cual nos permitirá obtener los esfuerzos de sollicitación de los diferentes componentes de la estructura y pasar el diseño manual de las mismas, el dibujo y detalle de planos estructurales se ayudara con el programa cypacad (solo dibujo) el cual permite exportar a planos en formato “dwg”.

Dentro del contexto del programa SAP2000 éste trabaja con tres tipos de elementos que son barras, áreas y sólidos, los cuales buscan asemejarse a un modelo estructural real.

3.2.1. MODELIZACIÓN DE ELEMENTOS BARRA

A éste grupo corresponden las vigas, columnas, viguetas, nervios, todos los elementos lineales, la convención de signos positivos es el siguiente: (figura 3.8)

Las propiedades de estos elementos cómo ser torsión, flexión, incluso de materiales pueden ser modificadas. En el caso de nervios para losas casetonadas se recomienda que las mismas tengan una propiedad despreciable a torsión cuando se realiza un modelo estructural

Figura 3.5: Vista en planta para losas macizas c/s vigas y alivianadas

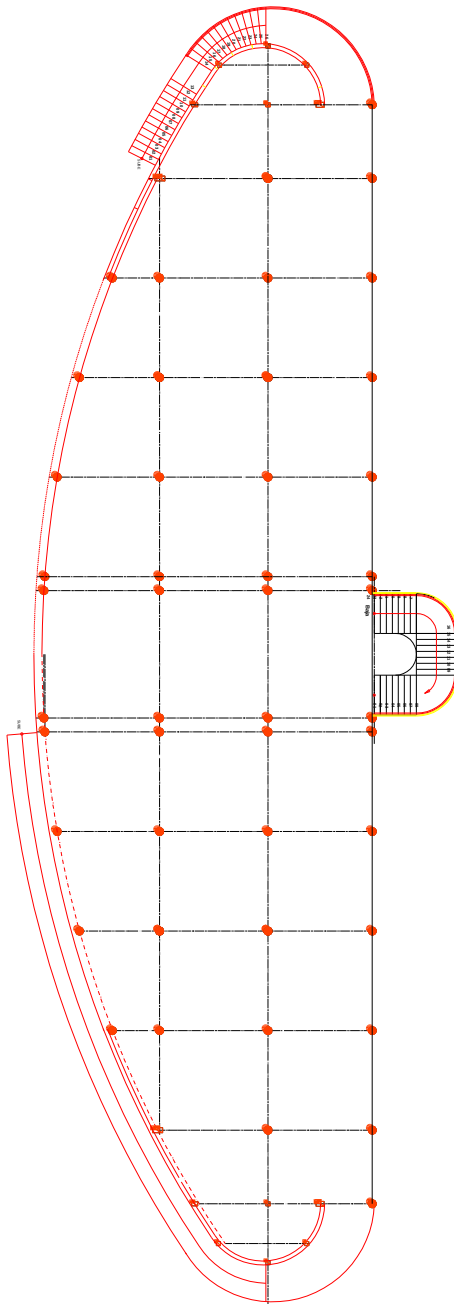


Figura 3.6: Vista en planta para losas casetonadas

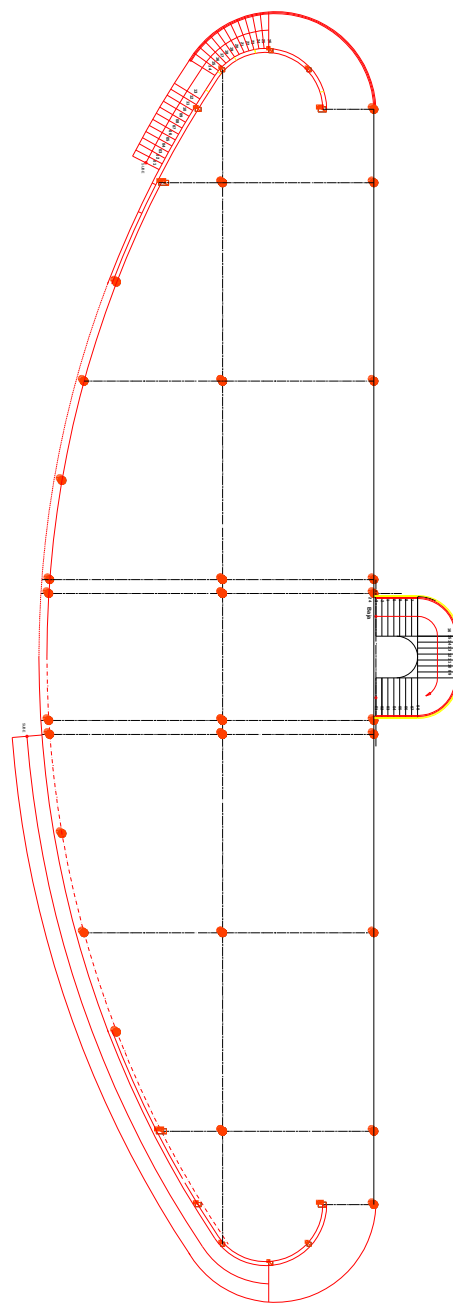
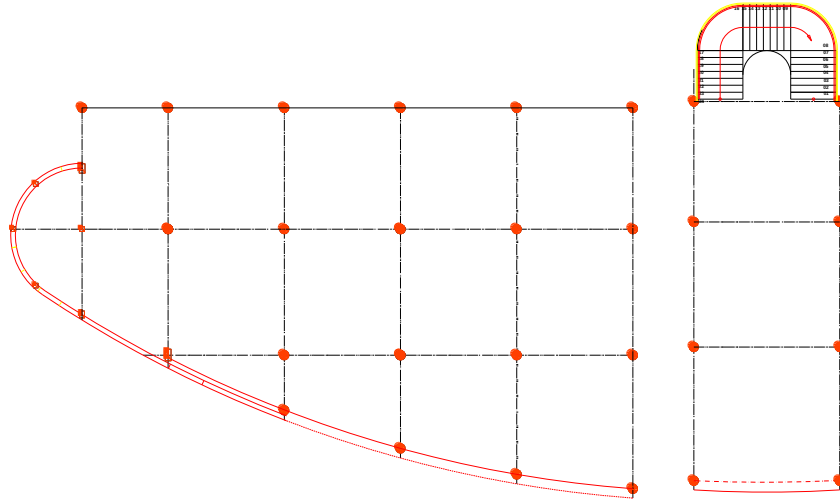
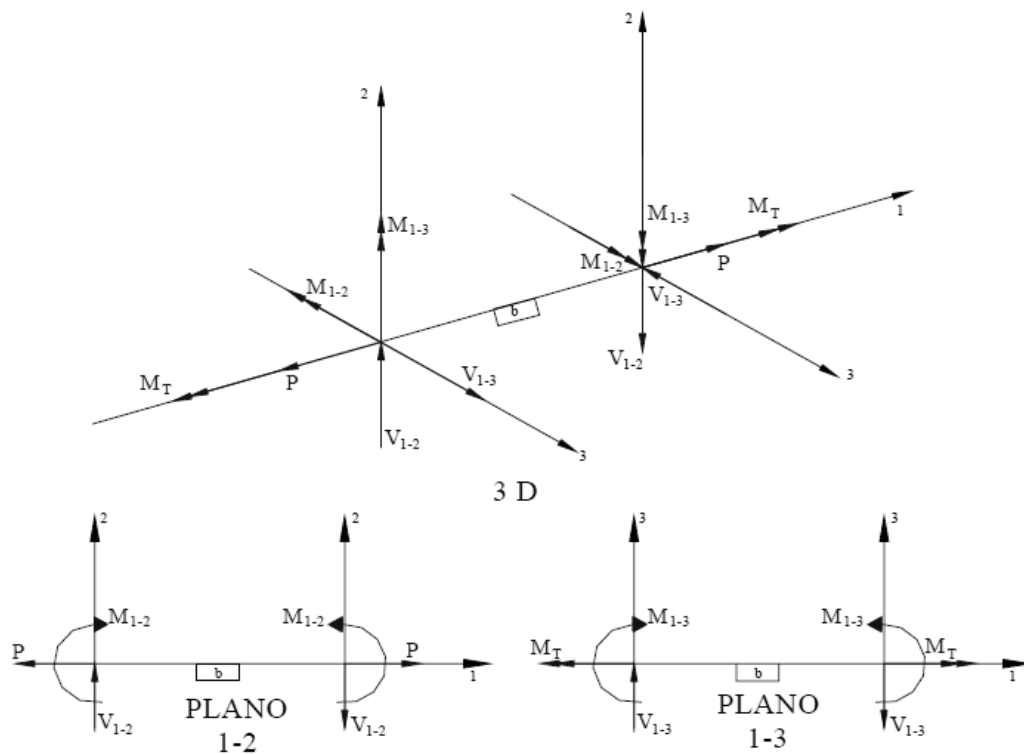


Figura 3.7: Vista en planta bloques a diseñar**Figura 3.8: Convención de signos en elementos tipo frames**

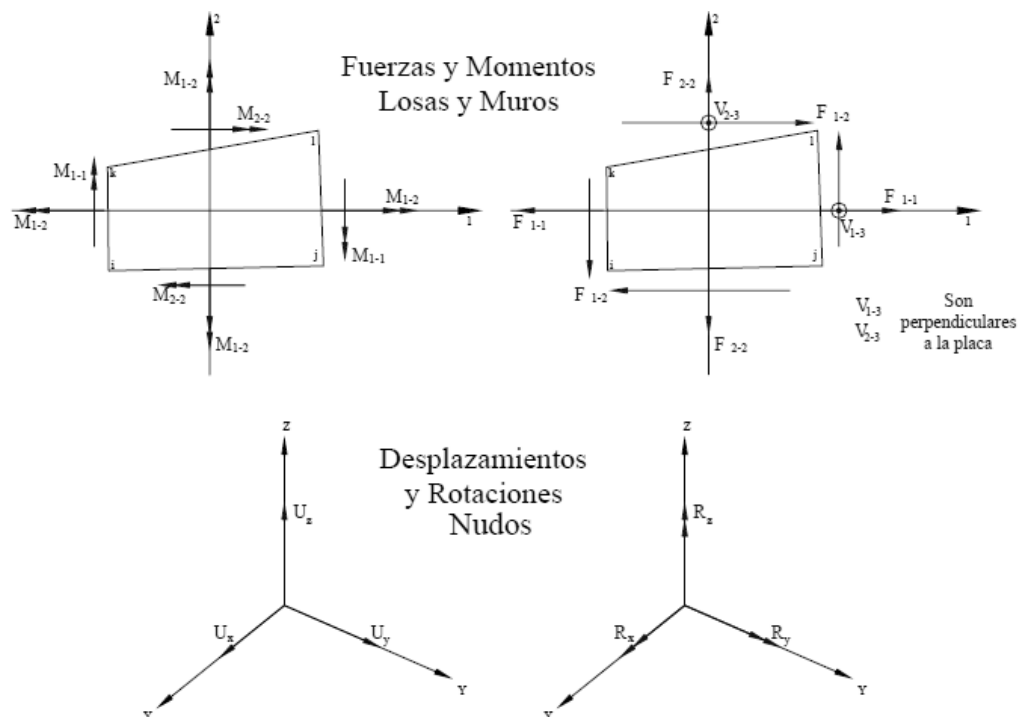
La precisión de resultados dependerá del número de divisiones que se lo realizara a cada elemento por defecto tiene nueve divisiones algunas dependerá de la división de áreas.

En lo que respecta a la obtención de los diagramas de fuerzas, estos pueden ser leídos sin inconvenientes pues los valores se encuentran por nodo discretizado.

3.2.1. TIPOS DE ELEMENTOS ÁREA

A éste grupo corresponden las losas macizas, capa de compresión, muros y todos los elementos de tipo área, la convención de signos positivos es el siguiente: (figura 3.9)

Figura 3.9: Convención de signos en elementos tipo Áreas



Los elementos de áreas son analizados a través del método de Elementos Finitos (medio continuo). Para ello el programa establece tres tipos o modelos matemáticos de características diferentes, aplicables a determinados casos prácticos. Estos modelos difieren básicamente en su matriz de rigidez, la cual condiciona sus grados de libertad y su posible deformación dentro del sistema estructural.

Tipo Shell:

- Elemento que se deforma en su plano y fuera del plano.
- Permite modelar y obtener la deformada espacial de losas, muros o placas macizas resistentes a momentos, corte y fuerza axial.
- Se vincula de manera rígida (Monolítica) a las vigas de apoyos, es decir, induce fuerzas de corte, axial y momentos a sus apoyos.

Tipo Membrana:

- Elemento que sólo se deforma en su plano.
- Elemento que no permite deformaciones fuera de su plano.
- Permite modelar techos simplemente apoyados, debido a que transmite su carga a las vigas y/o correas por ancho tributario, de manera rígida. (losa de compresión. En general techos simplemente apoyados)

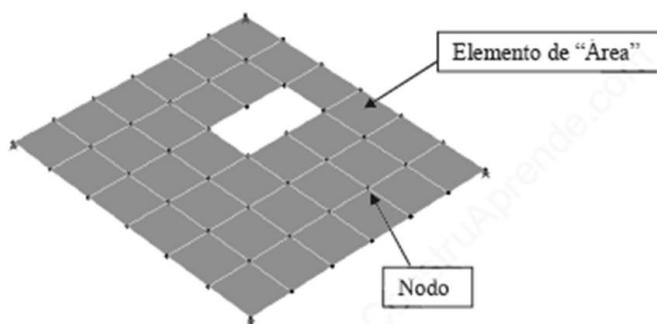
Tipo Plate:

- Elemento que no se deforma en su plano
- Elemento que solo permite deformaciones fuera de su plano.
- Cualquier carga en su plano genera su inestabilidad
- Es equivalente al Shell, pero no permite cargas en su plano.
- Es aplicable a losas cuya flexión se produzca básicamente en una sola dirección

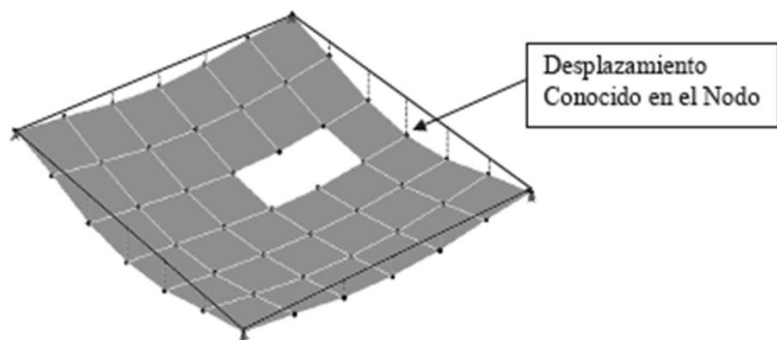
Por qué generar un Mesh (Discretización) de las Áreas

Es necesario establecer un mesh debido a que la solución de los objetos de área está basada en el método de elementos finitos (MEF).

El Método de Elementos Finitos (MEF) se basa en transformar un medio continuo en un modelo discreto aproximado. Ésta transformación se logra generando una Discretización del Modelo, es decir, se divide el modelo en un número finito de partes denominados “Elementos”, cuyo comportamiento se especifica mediante un número finitos de parámetros asociados a puntos característicos denominados “Nodos”. Los Nodos son los puntos de unión de los elementos con los adyacentes.



El comportamiento en el interior de cada elemento queda definido a partir del comportamiento de los nodos mediante las adecuadas **Funciones de interpolación o funciones de Forma**. El comportamiento de lo que sucede en el interior del cuerpo aproximado, se obtiene mediante la interpolación de valores conocidos en los nodos. Es por tanto una aproximación de los valores de una función a partir del conocimiento de un número determinado y finito de puntos



3.2.1. CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DE ELEMENTOS ÁREA

En la realización del modelo se optará por los elementos tipo Shell debido a que se presentarán cargas de viento, generalmente la resistencia a torsión suele despreciarse y se reduce a un elemento tipo plate. Debido a que éstos elementos Shell transmiten fuerzas generados en sus nudos (no cargas), la losa ayuda a resistir parte del momento por flexión a las vigas, lo contrario pasa a ser un elemento tipo membrana.

En el caso de losa unidireccional prefabricada se optara por un elemento tipo membrana, cómo la capa de compresión y solo transmitirá las cargas hacia las viguetas, ya en el diseño manual se tomara en cuenta la sección transformada de la losa y vigueta.

3.2.2. MODELIZACIÓN DE LOSAS MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS

El procedimiento descrito es aplicable para todo tipo de losas, en especial para losas planas o placas planas, donde presentan momentos elevados por apoyos puntuales.

3.2.2.1. MALLA DE ELEMENTOS FINITOS

Un primer aspecto a considerar al modelar losas mediante elementos finitos es el número y distribución dado que estos afectan al error numérico. Independientemente del número de

elementos necesarios para representar una determinada geometría de losa éste número debe garantizar un error reducido en desplazamientos y, más importante, en momentos y cortantes (variables de diseño). Éste número es función del número y disposición de apoyos dado que, la precisión del método de los EF depende de la variación de las funciones en su dominio. Estudios numéricos comparativos han establecido un mínimo número de elementos finitos en mallas de 4x4 tanto para losas apoyadas en sus bordes como entre apoyos. Éste número podría incrementarse en función de si las cargas son puntuales en lugar de distribuidas y en función del tipo específico de elemento finito a emplear. Mallas de menor calidad pueden ocasionar errores locales y globales significativos. Por otra parte obsérvese que ésta discretización es independiente de la dimensión numérica de la losa y que para representar cortantes la malla debería ser más fina.

3.2.2.2. REPRESENTACIÓN DE APOYOS PUNTUALES

Otro aspecto a considerar al modelar losas mediante EF es el de los apoyos y las cargas puntuales.

Los primeros se suelen modelar como apoyos puntuales originando una distorsión importante en la variación de momentos flectores con picos de negativos muy significativos. Es claro que estos picos de negativos reflejan parcialmente el comportamiento de las losas pero su magnitud puede disminuirse si se considera la dimensión real del pilar. Dado que éste negativo corresponde a un valor en un punto y que el armado de losas se realiza para franjas en habitual en la práctica el reducir éste según criterio del proyectista

3.2.2.3. DIMENSIONAMIENTO MEDIANTE FRANJAS DE ARMADO

El procedimiento clásico de análisis de losas apoyadas en pilares corresponde al de los pórticos equivalentes. Éste procedimiento vigente en diversas normativas hasta los años 2000 sirvieron para dimensionar satisfactoriamente muchas losas. El método se restringía a losas apoyadas en una retícula de pilares uniforme, o con una desviación máxima de 1/10 entre algunos soportes. En realidad es un método de equilibrio que hace hipótesis de simplificación en las ecuaciones de compatibilidad.

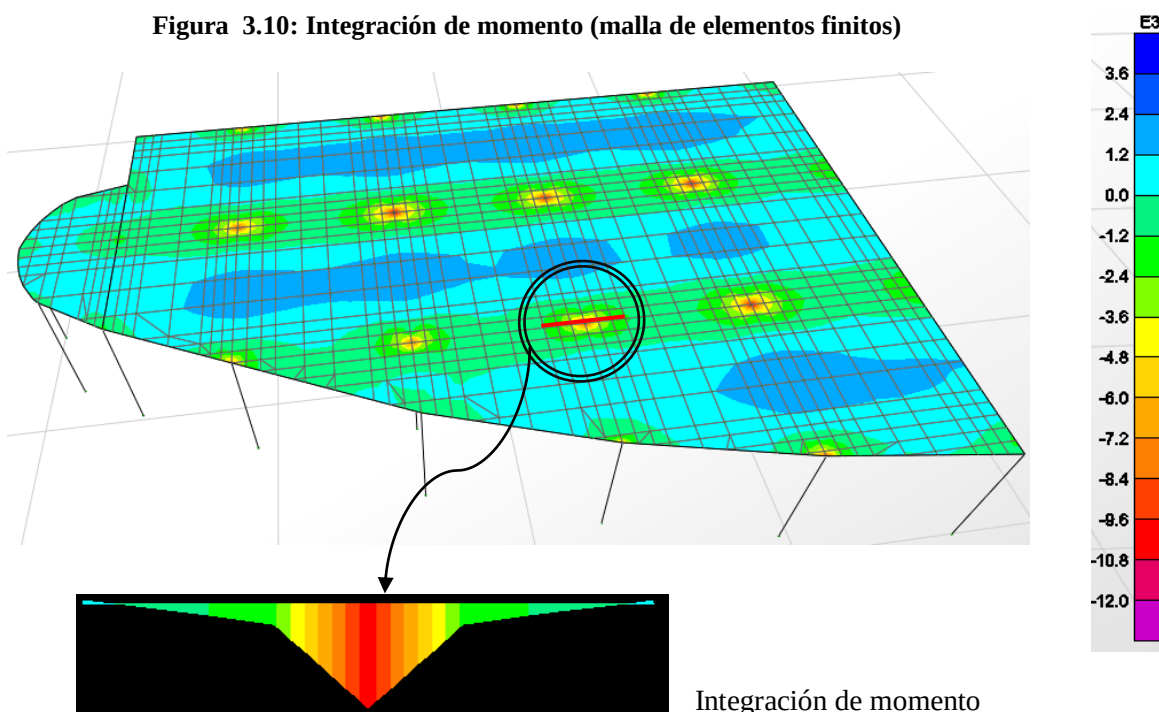
Los métodos tradicionales asumen que el giro normal en cada eje del centro de cada vano es nulo, se puede concluir mediante expresiones que el momento torsor M_{xy} es nulo en dichos ejes. Ésta hipótesis de compatibilidad es una aproximación dado que el giro no es nulo en el centro de cada vano (en particular en el vano extremo), de igual forma que no lo es para una viga continua apoyada en pilares. Sin embargo es una hipótesis que permite eliminar los momentos torsores en franjas a lo largo de cada eje y plantear pórticos equivalentes en cada eje y dirección. Otro aspecto es ya si las cargas no son uniformes o si tenemos alternancia, cargas puntuales o losas de sección variable cómo es habitual en la práctica constructiva, donde el método tradicional es lejos de ser válido.

Una observación importante es, sin embargo, que el método del pórtico equivalente es exacto en cuanto a cumplir las leyes del equilibrio mientras que el método de los EF y según se demostró en ejemplos no lo es en éstas importantes leyes. Otra observación importante es que el método del pórtico equivalente obtendrá las integrales de los momentos flectores en cada eje y estos valores globales se repartirán posteriormente entre las denominadas franjas centrales y franjas de columnas. Una importante ventaja de éste procedimiento es, por tanto, que elimina o suaviza los picos de armado comunes en los EF obteniendo estructuras seguras, en cuanto el estado límite último se cumple igualmente pero con un armado más económico. En éste sentido es curioso resaltar que un procedimiento tan potente y general cómo el de los EF contribuyo a un aumento significativo de las cuantías de refuerzo en losas en comparación a procedimientos clásicos cómo el descrito e incluso incrementando también las patologías por flechas excesivas

El planteamiento de diseño será combinar las ventajas de los procedimientos clásicos de pórticos Equivalentes con el método de los EF y definir franjas de armado en cada dirección. De ésta forma se integran los momentos flectores en éstas franjas y se definen momentos uniformes que Eliminan los picos propios del modelar un soporte cómo apoyo puntual. Es evidente que por simplicidad constructiva no se deben de escoger más de 2 o 3 armados distintos entre pilares. La ACI define dos tipos de franjas cómo ser franjas de columnas ($L/4$) y franjas centrales ($L/2$)

El programa SAP2000 dispone de ésta herramienta de integración de momentos, lo que réstaría realizar una malla de elementos finitos adecuados a la norma ACI. Ver figura 3.10

Figura 3.10: Integración de momento (malla de elementos finitos)



3.2.2.4. ASIMILACIÓN A UN EMPARRILLADO

La asimilación de la placa a un emparrillado se constituye aquella por una retícula de vigas en dos direcciones. A cada viga se le atribuye la inercia a flexión de la franja de placa correspondiente, y una inercia a torsión doble que su inercia a flexión. Las cargas se reparten entre las vigas en dos direcciones; o, si la malla es suficientemente tupida, se suponen actuando en los nudos de la malla.

3.3. METODOLOGÍA DE DISEÑO

3.3.1. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

Los **factores de carga** principal que se toma por la norma ACI 318-05 son:

$$U 1 = 1.4 D \quad (\text{ACI 9-1})$$

$$U 2 = 1.2 D + 1.6 L \quad (\text{ACI 9-2})$$

$$U 3 = 1.2 D \pm 0.8 W \quad (\text{ACI 9-3})$$

$$U 4 = 1.2 D + 1 L \pm 1.6 W \quad (\text{ACI 9-4})$$

$$U 5 = 0.9 D \pm 1.6 W \quad (\text{ACI 9-6})$$

Donde:

D: cargas permanentes

L: sobrecargas

W: cargas por viento

Factores de reducción de resistencia:

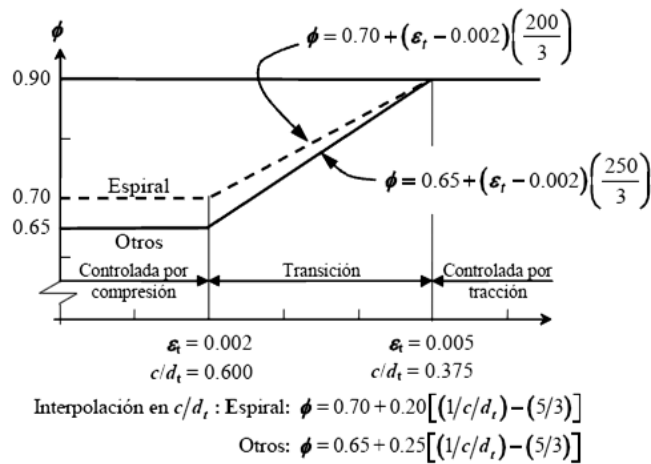
Flexión simple y tracción ver fig. Generalmente 0.9

Compresión (zunchos) 0.70

Compresión (estribos) 0.65

Corte y torsión 0.75

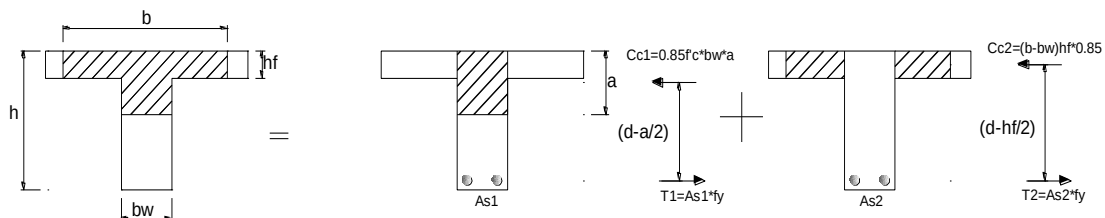
Figura 3.11: Variación de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción ϵ_t y c/d_t para refuerzo Grado 60



3.3.2. DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN

El dimensionamiento a flexión, de losa, vigas y reticulados para momentos positivos o negativos realizaremos de acuerdo a la ACI para un bloque rectangular comprimido. El procedimiento de verificación de diseño a flexión se lo hará para una viga en T, que es el caso más general y abarca secciones rectangulares.

Figura 3.12: Diagrama rectangular de compresión en sección T



Tres casos:

1. $c \leq hf$ se analiza cómo sección rectangular de ancho b
2. $a \leq hf$ se analiza cómo sección rectangular de ancho b
3. $c \geq hf$ Análisis cómo viga T

Donde:

- h: altura total de la sección
 hf: espesor de la losa
 d: altura útil de la sección
 r: recubrimiento de la armadura
 b: ancho efectivo del ala de la sección
 bw: ancho del alma de la sección
 f'c: resistencia específica a compresión del hormigón
 T: tracción que resiste el acero
 C: compresión que resiste el hormigón

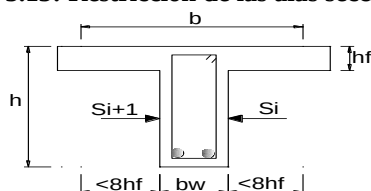
El área de compresión y el acero necesario se determinará con las siguientes expresiones en un proceso de iteraciones:

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot (d - a/2)} \quad a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

Se debe cumplir la condición de diseño: $Mu \leq \phi Mn$

Restricción de las alas:

Figura 3.13: Restricción de las alas sección T



$$\begin{aligned} b &\leq bw + 16 hf \\ b &\leq bw + (Si-1+Si)/2 \\ b &\leq Ln/4 \\ b &\leq bw + 2(h-hf) \end{aligned}$$

Requisitos de cuantía mínima:

$$\rho_{\min} = 0.8 \frac{\sqrt{f'c}}{fy} \quad \text{ó} \quad \rho_{\min} = \frac{14}{fy}$$

Requisitos de cuantía máxima:

La cuantía balanceada será: $\rho_b = \frac{A_s}{b \cdot w \cdot d} \quad \rho_b = \rho'_b + \rho'_f$

Para una sección T $\rho'_b = \beta \cdot 10.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$

Para una sección rectangular: $\rho'_f = \frac{0.85 f'_c (b - b_w) \cdot h_f}{f_y \cdot b \cdot w \cdot d} \quad \rho_b = \rho'_b$

La cuantía máxima quedara: $\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$

3.3.2. DIMENSIONAMIENTO A CORTANTE

Se diseñará la sección como rectangular de ancho de alma b_w , para un cortante a "d" de la cara del apoyo, se muestra el procedimiento de diseño, unidades [kg] y [cm]

Condición de diseño: $V_n = \frac{V_u}{\phi}$

Fuerza cortante que resiste el hormigón: $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$

Requisitos mínimos para el diseño:

1. si $V_n \leq V_c/2$ no necesita refuerzo transversal
2. si $V_n > V_c/2$ y $V_n < V_c$ refuerzo transversal mínimo
3. si $V_n > V_c$ tenemos:

$$V_s \leq 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad \text{entonces } s \leq d/2 \text{ y } s \leq 60 \text{ cm}$$

$$V_s \geq 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad \text{entonces } s \leq d/4 \text{ y } s \leq 30 \text{ cm}$$

$$V_s > 2.12 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad \text{cambiar sección}$$

Fuerza cortante por el acero: $V_s = (V_n - V_c)$

Separación necesaria: $s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$

Separación máxima: $s_{\max} = \frac{A_v \cdot f_y}{3.5 \cdot b_w}$

3.3.3. DIMENSIONAMIENTO A CORTANTE Y TORSIÓN.

Se verificará si la torsión puede despreciarse considerando las aletas (ACI 11.6.1), los cálculos de funcionalidad y resistencia se desprecian las aletas y no se proporciona ningún refuerzo a torsión. Se diseñará la sección como rectangular de ancho de alma b_w . [kg] [cm]

La torsión puede despreciarse: $T_u \leq \phi \cdot 0.27 \cdot \sqrt{f'c} \left(\frac{A^2 c_p}{P_{cp}} \right)$ considera aletas

Verificación de secciones macizas: $\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1.7 \cdot A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.12 \cdot \sqrt{f'c} \right)$

Refuerzo transversal por Torsión: $A_t = \frac{T_u \cdot s}{2 \phi \cdot A_o \cdot f_{yv} \cot 45^\circ}$

Refuerzo a cortante de nuevo calculado: $A_v = \frac{(V_n - V_c)}{f_{yv} d} \cdot s$

Requisitos combinados, cortante y torsión: $A = \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{2 \cdot s}$

Separación máxima de estribos $s < d/2$ o $s < 60 \text{ cm}$

$s < P_h/8$ o $s < 30 \text{ cm}$

Donde:

A_{cp} : área encerrada por el perímetro exterior

P_{cp} : perímetro exterior de la sección transversal

A_{oh} : área encerrada por el eje de la armadura transversal

P_h : perímetro encerrador por el eje de la armadura transversal

A_o : área encerrada por la trayectoria del flujo de corte (0.8 A_{oh})

Requisitos de cuantía mínima:

$$(2A_t + A_v) = 0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}} \geq \frac{3.5 \cdot b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

En proximidades del centro de la luz tanto el corte como la torsión son nulos, y que se asume que varían linealmente hasta llegar al valor máximo en la sección crítica, el punto donde debe comenzar la separación máxima de los estribos se puede determinar por proporcionalidad simple

$$\frac{s.(critica)}{s.(max)} \cdot (L / 2 - d) = A \text{ partir del centro de la luz}$$

$$\text{Armadura de torsión longitudinal (piel):} \quad \frac{A_t}{s} > \frac{1.75 \cdot b_w}{f_{yt}} \quad y \quad A_l = \left(\frac{A_t}{s}\right) \cdot p_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$\text{Armadura longitudinal mínima:} \quad A_{l \min} = \frac{1.33 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) \cdot p_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y}$$

3.3.4. ESBELTEZ EN COLUMNAS.

Factor de reducción ϕ en columnas:

$$\text{Si} \quad P_u > 0.1 \cdot f'_c \cdot A_g \quad \phi = 0.65$$

$$\text{Si} \quad P_u < 0.1 \cdot f'_c \cdot A_g \quad \phi = 0.9 - \frac{2 \cdot P_u}{f'_c \cdot A_g} \geq 0.65$$

Determinación de la esbeltez:

$$\lambda = K \cdot L / r \quad r = 0.3 h \text{ sección Rectangular y } 0.25 h \text{ sección Circular}$$

$$\lambda < 22 \quad \text{columna cota}$$

$$\lambda > 22 \quad \text{columna esbelta}$$

$$\lambda > 100 \quad \text{Análisis de 2do orden}$$

Relación de rigidez en los puntos extremos de la columna:

$$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{col}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{vigas.}}$$

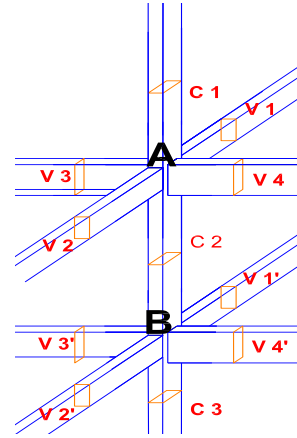
$$\Psi_{Ay} \text{ y } \Psi_{By} \quad \Psi_{Ax} \text{ y } \Psi_{Bx}$$

El valor de K puede ser determinado de las cartas de alineamiento de Jackson y Moreland o utilizar las siguientes ecuaciones sugeridos en los comentarios de la ACI .Miembros a compresión no arriostrados restringidos en cada extremo:

$$\Psi_m < 2 \text{ entonces } k = \frac{20 - \Psi_m}{20} * \sqrt{1 + \Psi_m}$$

$$\Psi_m > 2 \text{ entonces } k = 0.9 * \sqrt{1 + \Psi_m}$$

$$\text{Donde: } \Psi_m = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2}$$



Determinación de momento amplificado:

$$P_u \cdot (e + \Delta) = M_c \quad \frac{M_c}{M_2} = \delta = \text{factor de magnificación}$$

Sólo se considerará la magnificación de momentos por cargas de gravedad ya que son las más apreciables que las cargas de viento

$$M_c = \delta \cdot M_2 = \delta_b \cdot M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s} \quad \text{Donde: } \delta_s = 0$$

$$\text{Excentricidad mínima: } e_{\min} = (1.85 + 0.03 \cdot h)$$

$$\text{Módulo de elasticidad del hormigón: } E_{Ic} = \frac{E_c \cdot I_c / 2.5}{1 + \beta d}$$

$$\text{Donde: } \beta d = \frac{\text{Momento factorado de carga muerta}}{\text{Momento factorado total}} = \frac{M_{du}}{M_u} \leq 1$$

$$\text{Determinación de la carga crítica } P_c: \quad P_c = \frac{\pi^2 \cdot E_{Ic}}{(k \cdot l)^2}$$

Factor de amplificación de momento: $\delta_b = \frac{CM}{1 - \frac{Pu}{\phi P_c}}$ y $M_c = (\delta_b) M_2$

3.3.5. DIMENSIONAMIENTO A FLEXOCOMPRESIÓN

Básicamente una columna con carga concéntrica, se obtendrá la capacidad máxima de la columna sumando la contribución del concreto y del acero, recordando que el hormigón alcanza su máxima resistencia cuando la deformación unitaria es aproximadamente 0.003, para ésta deformación todo el acero ya estará en fluencia. Luego expresamos la resistencia nominal a la carga axial de la columna cómo sigue:

$$P_o = 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g \cdot A_{st}) + A_{st} \cdot f_y$$

Lo anterior es un caso poco probable de tener excentricidad cero, en estructuras reales la excentricidad se da por varias causas, la ACI con objeto de tomar en cuenta éstas excentricidades reduce la resistencia a la carga axial cómo sigue:

$$P_o = 0.80 \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g \cdot A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \quad \text{Para columnas con estribos}$$

Generalmente las columnas se encuentran sometidos a cargas axiales y momentos flectores

Para el diseño de las columnas rectangulares se basara en el dimensionamiento debido a esfuerzos de flexocompresión con flexión biaxial

Un cálculo simple y algo conservador de la resistencia nominal **P_n** se puede obtener a partir de la relación de cargas recíprocas.

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

Donde:

P_n: resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a ambos ejes.

P_o: resistencia nominal a cargas axiales para excentricidad cero.

P_{nx}: resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje x.

P_{ny} : resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje y.

Para columnas circulares el problema de flexión biaxial puede reducirse a uno de flexión uniaxial, componiendo los momentos M_x y M_y vectorialmente:

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

El dimensionamiento se lo puede realizar por de diagramas de interacción, o entrar a los ábacos de la ACI y determinar por tanteos la armadura requerida para secciones rectangulares y secciones circulares.

Con la sección asumida se determina $\frac{M_u}{A_g \cdot h}$ y $\frac{P_u}{A_g}$ con el mayor momento, luego se pasa a determinar el área de acero requerido, posteriormente se pasara a verificar a flexión biaxial si corresponde.

Armadura de Corte:

Si las varillas longitudinales son menores a la N° 10 (32 mm) el refuerzo transversal será cómo mínimo 10 mm mínimo, sin embargo se utilizará cómo mínimo 8 mm

El espaciamiento vertical mínimo será:

$s \leq 16 \phi$ longitudinal

$s \leq 48 \phi$ estribo

$s \leq$ menor dimensión – d

3.3.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS

El canto mínimo de la losa se determinará a través de las expresiones propuéstas por la ACI (ACI 9.5), con motivo de controlar deflexiones.

3.3.6.1. LOSAS MACIZAS CON VIGAS

Si $\alpha_m > 2$ el espesor mínimo estará dado por la expresión:

$$h = \frac{\ln \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9\beta} > 9cm \quad \alpha = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s}$$

Obsérvese que las ecuaciones son válidas para vigas con mayor rigidez que la losa

Si $\alpha m > 0.2$ y < 2 el espesor mínimo estará dado por la expresión:

$$h = \frac{\ln \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha.m - 0.2)} \geq 12.5 \text{ cm} \quad \alpha = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s}$$

Obsérvese que las ecuaciones son válidas para vigas poco rígidas en comparación con la rigidez de la losa (casi al extremo de losas sin vigas)

3.3.6.2. LOSAS SIN VIGAS

El espesor mínimo de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos y que tienen una relación entre lados no mayor que 2, debe estar de acuerdo con lo requerido en la Tabla 3.1 para acero con $f_y = 4200$

CUADRO N° 3.1
ESPEORES MÍNIMOS DE LOSAS SIN VIGAS INTERIORES

Sin ábacos			Sin ábacos		
Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
sin viga de borde	con vigas de borde		sin viga de borde	con vigas de borde	
$L_n / 30$	$L_n / 33$	$L_n / 33$	$L_n / 33$	$L_n / 36$	$L_n / 36$

Fuente: ACI 318-05

Elaboración: PROPIA

3.3.6.3. LOSAS CASETONADAS

Consideraciones para las losas casetonadas:

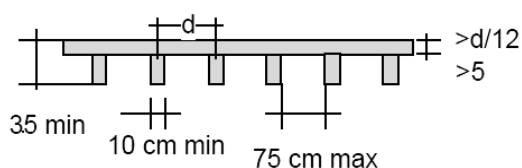
Las losas casetonadas o nervadas consiste en una combinación monolítica de nervaduras regularmente espaciadas, y una losa colocada en la parte superior que actúa en una dirección o en dos direcciones ortogonales.

- El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 10 cm y el peralte no mayor de 3.5 veces su ancho mínimo.
- El espaciamiento libre entre nervios no debe exceder de 75 cm

- Las losas nervadas que no cumplan con las limitaciones anteriores, excepto la segunda, deberán diseñarse como losas y vigas
- El espesor de la losa de concreto sobre rellenos permanentes no será menor de 5 cm ni menor de 1/12 de la distancia libre entre nervaduras.

Se debe suministrar en la losa, acero de refuerzo perpendicular a las nervaduras de acuerdo con lo requerido por flexión, considerando las concentraciones de carga, si las hay, pero no será menor del que se estipula en la sección ACI 7.12 (temperatura y contracción)

Figura 3.14: Requisitos dimensionales de una losa casetonada



Para verificar si el canto de la losa casetonada cumple con las exigencias de altura mínima, se determinará su sección equivalente a la de una losa maciza rectangular, para proceder a verificar con las ecuaciones propuestas para $\alpha_m > 2$, o $0.2 < \alpha_m < 2$.

3.3.7. DIMENSIONAMIENTO A CORTANTE POR PUNZONAMIENTO

El caso de cortante en las losas, éstas deben ser capaces de resistir a corte, transmitida a lo largo de sus bordes. Habitualmente ésta comprobación no resulta crítica, pues rige el punzonamiento

Para los casos en que el punzonamiento exija armadura transversal, dicha armadura se lo calculará como sigue para una sección crítica a $d/2$ de la cara de la columna

El diseño de secciones transversales sujeta a punzonamiento debe estar basado en:

$$V_{pu} \leq \phi V_n$$

Verificación de requerimiento de armadura: $V_c = 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$ y $\frac{V_u}{\phi} - V_c =$

Donde: b_o = perímetro crítico

Si requiere refuerzo se lo hará con barras dobladas a 45° en dos direcciones, la contribución del hormigón a cortante será entonces: $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$

Deberá cumplirse: $V_s = A_v \cdot f_y \cdot \sin \alpha \leq 0.8 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$

El área de acero requerido será: $A_v = \frac{V_s}{f_y \cdot \sin \alpha}$

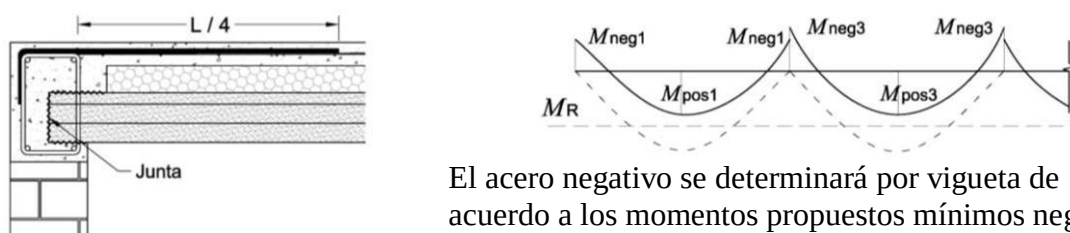
Se verificará a cortante a $\frac{3}{4}$ partes centrales de la longitud inclinada de la barra a 45°, es decir aproximadamente a $\frac{3}{4} d$ más allá de la primera sección crítica

3.3.8. LOSA UNIDIRECCIONAL PREFABRICADA.

En las losas unidireccionales con viguetas semirresistentes con una capa de compresión de 5 cm como mínimo, no se consigue garantizar una continuidad de 100%, la norma ACI propone como un momento negativo mínimo por continuidad de:

$$M_{neg} = \frac{1}{24} \cdot w \cdot L^2 \quad \text{Y} \quad M_{pos} = \frac{1}{12} \cdot w \cdot L^2$$

Figura 3.15.: Acción de las cargas sobre las escaleras.



Armadura de la capa de compresión:

Los fabricantes de las viguetas proponen utilizar una malla de reparto de 6 mm cada 30 cm, o también puede determinarse por cálculo como una losa continua de ancho 1 metro, y diseñarlo a flexión. Se puede también utilizar una malla de elementos finitos.

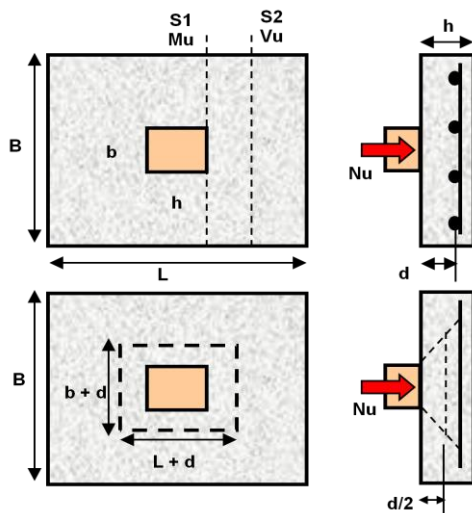
3.3.9. DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS

En base a los resultados del análisis estructural, para combinaciones de servicio, las reacciones en las columnas pasan a ser resistidos por las zapatas, las secciones críticas de diseño se muestra en la figura 3.12

Un primer pre dimensionamiento es como sigue:

$$Az \approx N / \sigma_{adm}$$

Figura 3.12: Secciones críticas de diseño para zapatas



Altura mínima por efectos de punzonamiento (solicitaciones mayoradas)

Debe cumplir: $V_u / \phi = V_c$ a $d/2$ de la cara de la columna

El esfuerzo de corte será: $w_u = N_u / Az$

Cortante de cálculo: $V_u / \phi = 1 / \phi \cdot [N_u - w_u \cdot (h + d) \cdot (b + d)]$ h,b=dim. columna

Cortante del hormigón $V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$

Perímetro crítico $b_o = 2 \cdot (h + d) + 2 \cdot (b + d)$

Se determina d por medio de iteraciones, se asumirá una altura superior por construcción.

Verificación en tensiones admisibles (solicitaciones en servicio)

Esfuerzo máximo y mínimo: $\sigma = \frac{N}{Az} \pm \frac{6 \cdot N \cdot e_y}{B \cdot L^2} \pm \frac{6 \cdot N \cdot e_x}{L \cdot B^2}$ deberá ser menos a σ_{adm}

Estabilidad al deslizamiento: $Csd = \frac{\sum N \cdot \tan \phi_d}{\sum H} \geq 1.5$

Diseño a flexión (solicitaciones mayoradas)

Tensiones mayoradas:
$$\sigma = \frac{Nu}{Az} \pm \frac{6 \cdot Nu \cdot ey}{B \cdot L^2} \pm \frac{6 \cdot Nu \cdot ex}{L \cdot B^2}$$

Momento en la cara de la columna S1:
$$Ms1 \cdot \left[\sigma \cdot s1 \cdot \frac{Lv^2}{2} + (\sigma1 - \sigma \cdot s1) \cdot \frac{Lv^2}{2} \cdot \frac{2}{3} \right] \cdot B$$

Donde: $Lv = (B-b)/2$, luego se pasara al diseño de la misma.

Verificación a cortante: (solicitaciones mayoradas)

Cortante a d de la cara de la columna S2:
$$Vs2 = \left[\frac{(\sigma \cdot s2 + \sigma1)}{2} \cdot (Lv - d) \right] \cdot B$$

Resistencia del hormigón: $Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$ debe verificar que $Vn < Vc$

3.4. DIMENSIONAMIENTO DE ACCESOS

3.4.1. ESCALERAS APOYADAS LONGITUDINALMENTE

Las escaleras armadas longitudinalmente son aquellas que se encuentran apoyadas en los extremos y que llevan el acero principal a lo largo del eje de la escalera y perpendicularmente a las escaleras, por su tipo de apoyo podrían considerarse simplemente apoyadas.

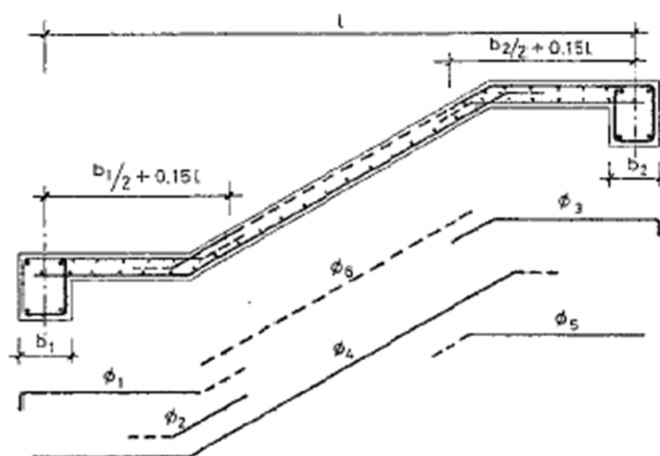
Para el diseño se consideran cargas verticales y con luz proyectada horizontalmente o con la carga perpendicular a la con longitud inclinada. El diseño es igual cual fuera la manera cómo se toman las cargas. Figura 3.12

Figura 3.16.: Acción de las cargas sobre las escaleras.



La obtención de la armadura longitudinal es análoga al de vigas, por otra parte se debe disponer de una armadura de reparto transversal mínima por temperatura. El armado tipo para escaleras es cómo se muestra en la figura 3.13, puede estar apoyado en vigas o muros

Figura 3.17.: Detalle de armado de una escalera longitudinal.



3.4.2. RAMPA DE ACCESO.

Dada la geometría curva que presenta la misma, ésta será analizada estructuralmente a través del programa SAP2000, obteniendo las solicitaciones de momentos y cortantes para el diseño manual y detallado de armado. Una alternativa es separar el acceso de la estructura completa a través de juntas de dilatación

3.5. DISPOSICIONES DE ARMADO.

Longitud de adherencia
$$ld = \frac{db}{3.54} \cdot \frac{fy}{\sqrt{f'c}} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c + ktr}{db} \right)}$$

Donde:

α : factor de ubicación de la barra

β : factor de tratamiento superficial de la barra

γ : factor de diámetro de la barra

λ : factor de agregado ligero

c : recubrimiento o espaciamiento de la barra entre ejes el que sea menor

ktr : índice de refuerzo transversal.

Ecuaciones reducidas para casos específicos

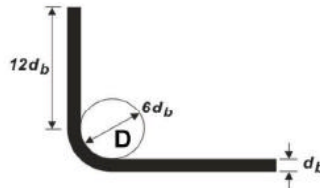
$$ld = \frac{fy}{\sqrt{f'c}} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \lambda}{6.63} \cdot db \quad \text{Para varillas menores a 20 mm corrugado}$$

$$ld = \frac{fy}{\sqrt{f'c}} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \lambda}{4.42} \cdot db \quad \text{Otros casos}$$

Empalme clase A: $1.0 \cdot ld$

Anclaje por gancho estándar más una extensión libre

Doblado de 90° más una extensión de $12 db$ en el extremo libre de la barra o alambre.



CAPITULO IV

ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO

El diseño y cálculo estructural con motivo de estudio de comparación, se realizará para las siguientes alternativas de:

- I) Estructuras con vigas, columnas y losa maciza
- II) Estructura con vigas, columnas y losa unidireccional alivianada
- III) Estructura sin vigas, losa plana o placa plana
- IV) Estructura con vigas y losa casetonada

Las alternativas citadas deben de emplazarse en un rango de aplicación, es decir, características de los apoyos (suelos), resistencia de los materiales para vigas, columnas y losas, carpeta de compresión, éstos valores son descritos a medida que se analiza cada tipo de estructura.

4.1. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

Dada la importancia que tiene la capacidad del suelo en el diseño de la zapatas que a su vez nos indicaran el tipo de apoyo que tendrá la estructura, con motivo académico, la determinación de la misma se lo hace a través de ábacos en función de la clasificación del suelo y del numero de golpes para la penetración, obsérvese anexo III.

Capacidad portante del suelo: **2.8 kg/cm²**

4.2. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LOS MATERIALES

Hormigón:

- | | |
|------------------------------|--|
| ✓ Resistencia característica | $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (vigas, columnas, losa) |
| ✓ Resistencia característica | $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Escaleras) |
| ✓ Resistencia característica | $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$ (Zapatas) |
| ✓ Modulo de elasticidad | $E_c = 15100 \cdot (f'c)^{1/2} = 252670 \text{ kg/cm}^2$ |
| ✓ Peso volumétrico | $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$ |

- ✓ Masa por unidad de volumen $M/V = 245 \text{ kg} \cdot \text{seg}^2/\text{m}^4$
- ✓ Coeficiente de Poisson $\mu = 0.20$

Acero de refuerzo para hormigón:

- ✓ Resistencia característica $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (Grado 60)

4.3. REQUISITOS DIMENSIONALES Y PREDIMENSIONAMIENTO

4.3.1. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA CON LOSA MACIZA

En base a la arquitectura las columnas presentan secciones transversales cuadradas y circulares, las vigas son rectangulares con peralte, y la losa es maciza de canto h .

Columnas:

Considerando que la altura de la columna se encuentra alrededor de 4 m y evitar efectos de esbeltez considerables se asumirá la sección transversal de la columna de diámetro D igual a 35 cm y 30 x 30 cm las columnas rectangulares, luego se verificará si la sección cumple con resistencia y funcionalidad.

Vigas:

El canto de la viga se lo puede determinar de acuerdo a una fracción de su luz, que depende de la sobrecarga, $h = L_n/\alpha$. Ver tabla 4.1 de anexo I; $b = A/20$ (A : menor dimensión paño)

Para una sobrecarga de 300 kg/m^2 , el coeficiente α varía de 12 a 11, siendo entonces:

$L = 5 \text{ m}$ vigas exteriores $h = 41 \text{ cm}$ a 40 cm asumiendo **$h = 40 \text{ cm}$**

$L = 5.2 \text{ m}$ vigas interiores $h = 43 \text{ cm}$ a 47 cm asumiendo **$h = 45 \text{ cm}$**

$A = 5 \text{ m}$ menor dimensión $b = 25 \text{ cm}$ asumiendo **$b = 25 \text{ cm}$** (int y ext)

De acuerdo al diseño de las vigas éstas están sujetas a modificaciones ya sea por sobredimensionamiento o subdimensionamiento.

Losa maciza:

De acuerdo al criterio de la ACI 9.5.3.3 El espesor mínimo h para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados pueden establecerse en función de las rigideces de la losa y viga, α , estableciendo por la siguiente expresión:

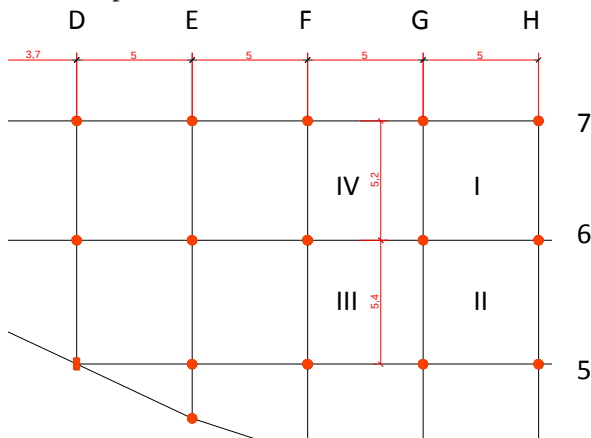
$$\alpha = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s}$$

Se busca un valor promedio de las rigideces de los elementos que rodean el paño, generalmente para losas con vigas α varia de 0.2 a 2.

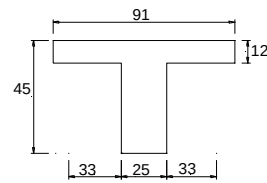
Asumimos como principio canto de la losa $L/180$ siendo, L , el perímetro de la losa más desfavorable.

$h = 2080/180 = 11.5 \approx 12 \text{ cm}$ a continuación se verifica si cumple el canto adoptado

Vista en planta

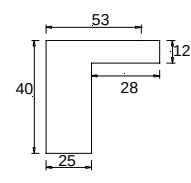


Viga interior



$$I_b = 325886 \text{ cm}^4$$

Viga exterior



$$I_b = 186658 \text{ cm}^4$$

Inercia de las losas con $h = 12 \text{ cm}$

$b = 272.5 \text{ cm}$	$I_s = 39240 \text{ cm}^4$
$b = 262.5 \text{ cm}$	$I_s = 37800 \text{ cm}^4$
$b = 530.0 \text{ cm}$	$I_s = 76320 \text{ cm}^4$
$b = 558.5 \text{ cm}$	$I_s = 80424 \text{ cm}^4$
$b = 500.0 \text{ cm}$	$I_s = 72000 \text{ cm}^4$

Valores de α

EJE	TRAMO	α
5	F-G Y G-H	4.05
6	F-G Y G-H	4.27
7	F-G Y G-H	4.76
F	5-6 Y 6-7	4.53
G	5-6 Y 6-7	4.53
H	5-6 Y 6-7	4.94

Según la norma si $\alpha > 2$ el espesor mínimo estará dado por la expresión:

$$h = \frac{\ln \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9\beta} > 9 \text{ cm}$$

Losa	α	β	$L_n \text{ (cm)}$	$h \text{ (cm)}$
I	4.63	1.05	495	11.9
II	4.45	1.09	515	12.3
III	4.34	1.09	515	12.3
IV	4.52	1.05	495	11.9

El canto asumido para la losa $h = 12 \text{ cm}$ se considera apropiado y no requiere de verificación a deflexión.

4.3.2. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA CON LOSA ALIVIANADA

Como se trata de losa alivianada unidireccional con viguetas semi-resistentes, la resistencia y control de deflexiones en tensiones admisibles viene tabulado para momentos nominales para las viguetas a utilizar.

Se utilizara una altura de losa de 15 cm total, con una capa de compresión de 5 cm y un aligeramiento de plastoformo de 10 cm de espesor. La separación de eje a eje de las viguetas será de 50 cm.

En lo que se refiere a las vigas este tendrá mayor peralte en el sentido de apoyo de las viguetas, las columnas se mantendrán con el pre dimensionamiento de losas macizas.

4.3.3. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA CON PLACA PLANA

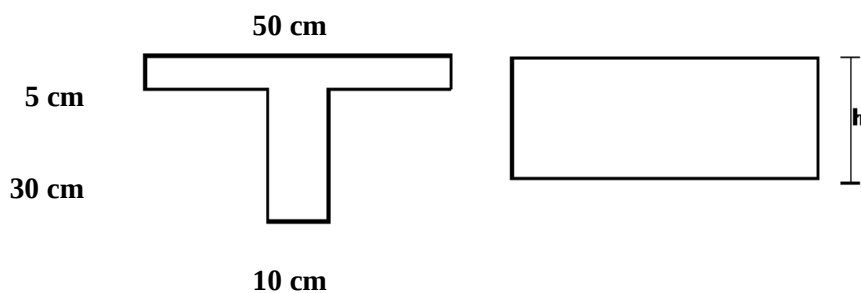
El pre dimensionamiento de la losa se lo realizará de acuerdo a la tabla 4.2 de anexo I, el cual indica que para losas sin vigas interiores y sin ábacos, pero con vigas de borde, el canto de la losa se puede tomar como:

$$h = L_n / 33 \quad h = 5.0/33 = 0.151 \text{ m} \approx 15 \text{ cm}$$

Las vigas exteriores se optaran por una sección de 20 x 30 cm², las columnas se mantendrán como el pre dimensionamiento de losas macizas

4.3.4. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA CON LOSA CASETONADA

Verificación de altura mínima de la losa nervada



$$A = 550 \text{ cm}^2 \quad \text{la inercia de la viga de altura constante}$$

$$\begin{aligned}
 M &= 12625 \text{ cm}^3 && \text{debe ser la misma que la inercia de la viga en T} \\
 YG &= 22.95 \text{ cm} \\
 I &= 64782 \text{ cm}^4 && b \cdot h^3 / 12 = 64782.2 \text{ cm}^4 \\
 &&& b = 50 \\
 &&& h = 25 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Según la norma si $\alpha m > 0.2$ y < 2 el espesor mínimo estará dado por la expresión:

$$h = \frac{\ln \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha \cdot m - 0.2)} \geq 12.5 \text{ cm} \quad \alpha = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s} \quad \text{ACI-9.5.3.3}$$

se verificará en un panel de 10m x 7.6m se utilizara vigas de 25x45cm

$$\begin{aligned}
 b &= 30 \\
 h &= 60 && b && E_{viga} \cdot I_{viga} &= 540000 \text{ cm}^4 \\
 L_{nx} &= 9.7 \text{ m} && 9.7 \text{ m} && E_{losa} \cdot I_{losa} &= 1263021 \text{ cm}^4 \\
 L_{ny} &= 7.3 \text{ m} && 4.7 \text{ m} && E_{losa} \cdot I_{losa} &= 611979 \text{ cm}^4 \\
 f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 && 3.5 \text{ m} && E_{losa} \cdot I_{losa} &= 455729 \text{ cm}^4 \\
 &&& 7.85 \text{ m} && E_{losa} \cdot I_{losa} &= 1022135 \text{ cm}^4 \\
 a_1 &= 0.428 \\
 a_2 &= 0.882 && \alpha m &= 0.756 && \beta &= 1.33 \\
 a_3 &= 1.185 \\
 a_4 &= 0.528 && h &= 26 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

la pre dimensión es razonable, considerando que los demás paños son de menores dimensiones

El aligeramiento será con encontrado perdido de plastoformo y generar un cielo raso más económico, separación entre ejes de nervios de 50 cm y una altura de nervio de 30 cm más una capa de compresión de 5 cm que trabaja conjuntamente con los nervios.

Se observa que las vigas presentan una rigidez αm próximas a 0.2, lo cual indica que se aproxima a un forjado reticular sin vigas el cual junta dos nervios en proximidades de una columna.

La predimensión de las columnas será de 25 x 25 rectangulares y circulares de diámetro 35,40 y 45 cm según la ubicación, las cargas son mayores

4.4. ANÁLISIS DE CARGAS Y COMBINACIONES

4.4.1. ESTIMACIÓN DE CARGAS

4.4.1.1. CARGAS PERMANENTES

➤ **Peso propio**

Losa maciza:

$$\text{Losa } h = 12 \text{ cm} \quad P.P = 0.12 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}^2 \approx 290 \text{ kg/m}^2$$

Losa unidireccional: (m2)

$$2 \text{ viguetas} \cdot 18 \text{ kg/m} = 36 \text{ kg/m}^2$$

$$0.05 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^2 = 120 \text{ kg/m}^2 \quad \text{aligeramiento} = 1 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total} = 157 \text{ kg/m}^2 \approx 160 \text{ kg/m}^2$$

Losa plana o placa plana

$$\text{Losa } h = 15 \text{ cm} \quad P.P = 0.15 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 360 \text{ kg/m}^2$$

La carga muerta se aplica a todos los casos, como sigue:

➤ **Sobre piso y acabado**

$$P_{\text{piso}} = \gamma_{\text{piso}} \cdot \text{espesor} = 2000 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.05 \text{ m} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{c raso}} = \gamma_{\text{yeso}} \cdot \text{espesor} = 1200 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.01 \text{ m} = 12 \text{ kg/m}^2$$

➤ **Carga de muro de tabiquería sobre viga (e=18cm)**

Peso materiales por 1 m² de muro:

$$\text{Cemento} = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Arena} = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ladrillo} = 27.5 \text{ pz/m}^2 \cdot 4.5 \text{ kg/pz} = 123.8 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Revoque} = 1700 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.03 \text{ m} = 51 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{revoque a cada lado})$$

Para una altura de muro de 3.5 m, muro de cierre, aplicados a las vigas de borde se tiene:

$$P_{\text{tabique}} = 244.8 \text{ kg/m}^2 \cdot 3.65 \text{ m} = 857 \text{ kg/m} \quad \text{Ptabique} \approx 860 \text{ kg/m}$$

La carga de 860 kg/m puede ser transformada en kg/m^2 , multiplicando por la longitud de todas las vigas donde se aplica y dividiéndola por todo el área de influencia limitada por las vigas, procediendo se tiene una carga aproximadamente de 120 kg/m^2 .

En el interior de los ambientes no se conoce con exactitud las distribuciones de los muros, por éstos motivos se adicionara una carga de tabiquería móvil, con tal motivo de compensar ésta situación, se tiene entonces un valor de 60 kg/m^2 aplicados a la losa, se asume este valor de acuerdo a que los muros de tabique no completara todo la altura de cierre, por tratarse de divisiones de puéstos por ser mercado

$$P \text{ tabiquería móvil} = 60 \text{ kg/m}^2$$

4.4.1.2. CARGAS VIVAS O ACCIDENTALES

Las cargas consideradas en este punto se lo hará de acuerdo al criterio de la norma MV 101: **Norma Básica de la edificación "NBE-AE-88" Acciones en la edificación (tabla 3.1)**. Ver anexo I tabla 4.3

DESCRIPCIÓN	SOBRECARGA
Salón multifuncional con asientos fijos	300 kg/m^2
comedor	300 kg/m^2
baño	200 kg/m^2
Terraza accesible	150 kg/m^2

Resumen primer piso:

Peso propio	$= 290 \text{ kg/m}^2$	
Sobrepiso y acabado	$= 100 \text{ kg/m}^2$	$P.P = 290 \text{ kg/m}^2$
Acabado de techo	$= 12 \text{ kg/m}^2$	$DL = 170 \text{ kg/m}^2$
Tabiquería exterior	$= 860 \text{ kg/m} \equiv 120 \text{ kg/m}^2$	$LL = 300 \text{ kg/m}^2$
Tabiquería móvil	$= 60 \text{ kg/m}^2$	
Sobrecarga de uso	$= 300 \text{ kg/m}^2$	$\frac{3}{4}(290+172) = 346 \text{ kg/m}^2$
Sobrecarga de baño	$= 200 \text{ kg/m}^2$	$300 \text{ kg/m}^2 < 346 \text{ kg/m}^2$

Resumen terraza accesible

Peso propio	$= 290 \text{ kg/m}^2$	
Sobrepiso y acabado	$= 100 \text{ kg/m}^2$	$P.P = 290 \text{ kg/m}^2$

Acabado de techo	= 12 kg/m ²	DL = 212 kg/m ²
Tabiquería móvil	= 100 kg/m ²	LL = 150 kg/m ²
Sobrecarga de uso	= 150 kg/m ²	
Se considera tabiquería móvil dando la posibilidad de construir nuevos ambientes como oficina		$\frac{3}{4}(290+212) = 376 \text{ kg/m}^2$ $150 \text{ kg/m}^2 < 376 \text{ kg/m}^2$

NOTA: el peso propio puede determinarse automáticamente por el programa SAP2000

Según la NBE-AE-88 las cargas deben ubicarse donde puedan provocar los mayores efectos considerando un porcentaje de la carga viva de acuerdo a la tabla 3.2 de la misma norma, se observa que para menos de tres pisos la reducción es de 0 %. Tabla 4.4 anexo I

El código ACI 13.7.6.2 indica si la carga viva no excede tres cuartos de la carga muerta, se puede suponer que el momento máximo en todas las secciones críticas se obtiene cuando la carga viva mayorada total (más la carga muerta mayorada) actúan en todo el sistema de losa. Para condiciones de carga distintas a las definidas, se puede suponer que el momento máximo positivo mayorado cerca del centro de la luz del panel ocurre con 3/4 del total de la carga viva mayorada colocada sobre el panel y sobre paneles alternos; y se permite suponer que el momento máximo negativo mayorado de la losa en un apoyo se produce con 3/4 del total de la carga viva colocada solamente en los paneles adyacentes.

En nuestro caso la relación de carga viva no supera los $\frac{3}{4}$ partes de la carga muerta, lo cual puede considerarse que los efectos máximos se producirán cuando todos los paños de losa estén completamente cargados.

4.4.1.3. CARGAS DE SISMO

A partir de la norma Boliviana de riesgo sísmico, el cual permite obtener las aceleraciones probables para el departamento de Tarija, el cual indica en el mapa para la ciudad un valor de 0.07 a 0.08 (Ao/g) el equivalente en (cm/s²) de 0.7 a 0.8 respectivamente. Ver Figura 1 de anexo I

Existe una escala donde nos proporciona la importancia del riesgo sísmico, como ser, la escala de Mercalli (ver cuadro 4.5 anexo I), comparando los valores de las aceleraciones, nos describe como una zona débil, Perceptible sólo por algunas personas en reposo, particularmente aquellas que se encuentran ubicadas en los pisos superiores de los edificios.

Los objetos colgantes suelen oscilar. Se puede decir que el diseño sísmico no es justificable a plenitud, por lo que se obviará de su análisis.

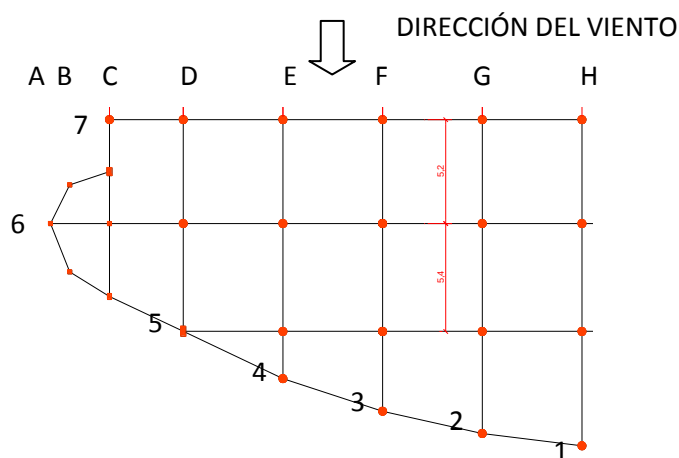
4.4.1.4. CARGAS DE VIENTO

La presión (kg/m^2) que ejerce el viento en la estructura está en función de la velocidad (m/s) de la misma de acuerdo a la siguiente ecuación:
$$w = \frac{v^2}{16}$$

La carga de viento se considerara de acuerdo a la norma NBE-88 que en su tabla 5.1, indica que la presión de viento para edificaciones que se encuentra en altura de 0 a 10 m se considera una velocidad de 28 m/s por ende una presión de 50 kg/m^2 . (Anexo I cuadro 4.6)

Ésta carga distribuída superficialmente será idealizada como una carga puntual aplicada a cada nudo correspondiente en la dirección del viento (de sur a norte), para conseguir esto debemos multiplicar la fuerza de presión por el área de aporte de cada nudo. La NBE-88 en su apartado 5.4 menciona el efecto eólico a través de un coeficiente "c" tanto a barlovento como a sotavento siendo: $P = c \cdot w$

Según su tabla 5.2 (NBE-88) se toma $c = 0.8$ a barlovento y $c = 0.4$ a sotavento. Ver cuadro N° 4.7 de anexo I



Las correspondientes fuerzas se muestran en la siguiente tabla para dirección de viento mostrada para estructuras con losas macizas, alivianada y placa plana:

CUADRO N° 4.1
PRESIÓN DE VIENTO

	PRIMER PISO (kg)		TERRAZA (kg)	
EJE	Fuerza a Barlovento	Fuerza a Sotavento	Fuerza a Barlovento	Fuerza a Sotavento
A	107	-	53	-
B	257	128	126	63
C	487	244	239	120
D	744	372	365	183
E	855	428	420	210
F	855	428	420	210
G	855	428	420	210
H	428	214	210	105

Para losas casetonadas se tiene la siguiente tabla:

	PRIMER PISO (kg)		TERRAZA (kg)	
EJE	Fuerza a Barlovento	Fuerza a Sotavento	Fuerza a Barlovento	Fuerza a Sotavento
A	107	-	53	-
B	257	128	126	63
C	487	244	239	120
D	1171	372	575	183
E	-	428	-	210
F	1710	428	840	210
G	-	428	-	210
H	855	214	420	105

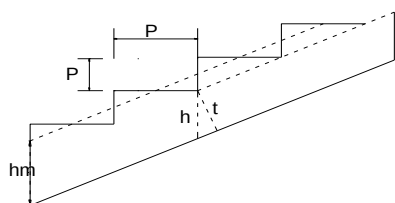
4.4.1.5. CARGAS POR LA RAMPA DE ACCESO

El modelo de la rampa como si fuera una viga de ancho 1.5 m, el mismo que se fue incrementando el ancho hasta 2.4 m, el modelo se lo realizó por elementos finitos en el programa SAP2000, no se transmitirán esfuerzos a la estructura ya que funcionará con juntas de dilatación (no siendo monolítico)

Las cargas en la rampa son determinadas para una sobrecarga viva de **400 kg/m²** que idealizado a carga lineal es 600 kg/m (multiplicado por el ancho de la viga) La carga muerta se estimó de **100 kg/m²** que idealizada linealmente es 150 kg/m, el peso propio lo determina automáticamente el programa de acuerdo a la sección de 15*150 cm con un peso específico del hormigón de 2400 kg/m³.

4.4.1.6. METRADO DE CARGA DE ESCALERA

La escalera cuenta con tres tramos con dos descansos para salvar una altura de 4.35 m y 4.2 m, tiene un ancho (ámbito) de 2 m, la huella es de 30 cm, contrahuella 18 cm; los escalones serán vaciados juntamente con el hormigón por lo que se determinará su peso con un espesor equivalente de la losa más la mitad de la contrahuella. En los descansos sólo se determinamos con el espesor neto de la losa.



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

$$CP = 18\text{ cm}$$

$$\text{Espesor losa } t = 15\text{ cm}$$

$$\text{Espesor equivalente } hm = 26.5\text{ cm}$$

Cargas idealizadas por metro:

$$\text{Peso propio } 2400\text{ kg/m}^3 \cdot 0.265\text{ m} \cdot 2\text{ m} = 1272\text{ kg/m}$$

$$\text{Acabado } 50\text{ kg/m}^2 \cdot 2\text{ m} = 100\text{ kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga } 300\text{ kg/m}^2 \cdot 2\text{ m} = 600\text{ kg/m}$$

Cargas en descanso:

$$\text{Peso propio } 2400\text{ kg/m}^3 \cdot 0.15\text{ m} \cdot 2\text{ m} = 720\text{ kg/m}$$

$$\text{Acabado } 50\text{ kg/m}^2 \cdot 2\text{ m} = 100\text{ kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga } 300\text{ kg/m}^2 \cdot 2\text{ m} = 600\text{ kg/m}$$

4.4.2. ÉSTADOS DE COMBINACIÓN DE CARGAS

Los estados de combinación de cargas para controlar deformación y dimensionamiento de zapatas son:

$$C\ 1 = D$$

$$C\ 2 = D + L$$

$$C\ 3 = D + L + W$$

Los estados de combinación de carga para diseño de resistencia de los elementos de hormigón armado son los siguientes según ACI - 9.2:

$$U 1 = 1.4 D \quad (ACI 9-1)$$

$$U 2 = 1.2 D + 1.6 L \quad (ACI 9-2)$$

$$U 3 = 1.2 D \pm 0.8 W \quad (ACI 9-3)$$

$$U 4 = 1.2 D + 1 L \pm 1.6 W \quad (ACI 9-4)$$

$$U 5 = 0.9 D \pm 1.6 W \quad (ACI 9-6)$$

Diseñaremos para la situación más desfavorable, por lo que se obtendrá una envolvente de los efectos máximos tanto para estados de servicio como resistencia última.

4.5. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO

La estructura del edificio está formada por un sistema de pórticos tridimensionales formado por vigas y columnas, el sistema de piso se basa en losas macizas de hormigón armado que trabajan en dos direcciones y que aporta rigidez flexional a las vigas.

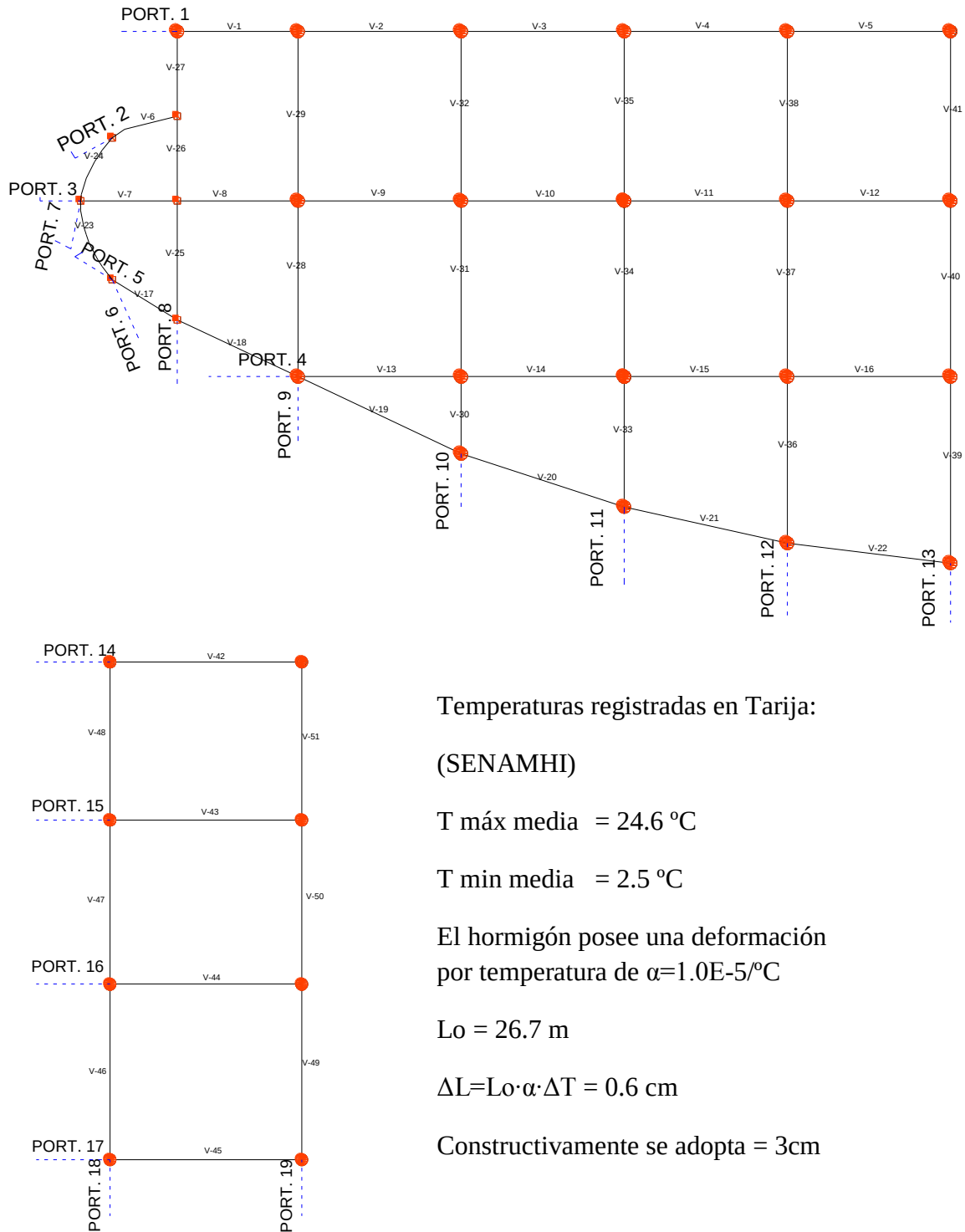
Se procedió a elaborar un modelo estructural bastante realista a través del programa SAP2000, el cual permite introducir las propiedades de material, secciones, cargas, formás geométricas, combinaciones de cargas.

El funcionamiento del mismo se basa en el análisis de elementos finitos, se deberá tomar importancia a la discretización de cada elemento siendo coincidente con cada nudo de división de los elementos, tanto para áreas (Shell) como para barras (frames).

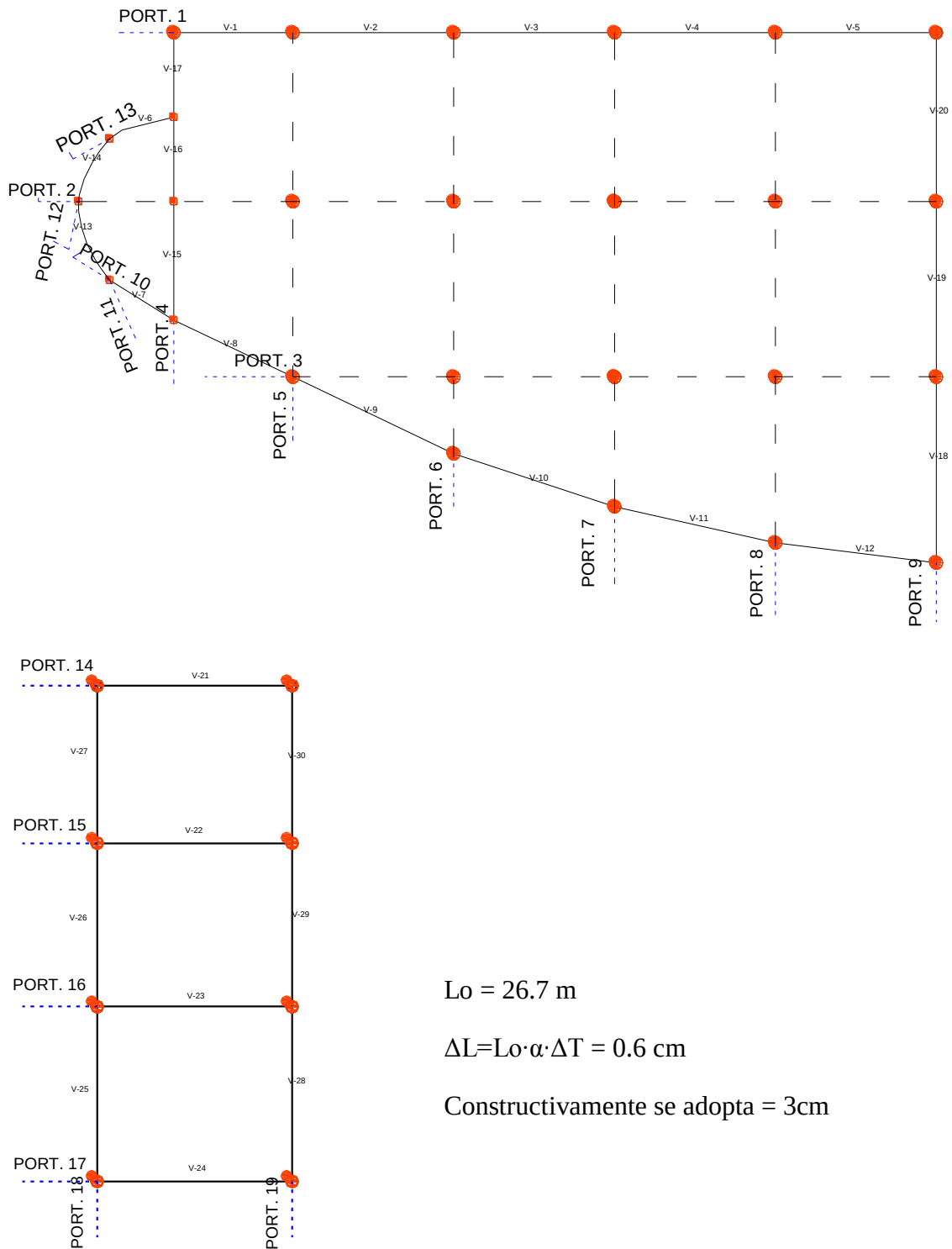
Se define como tipo de apoyo empotrado, también se considero vigas de atado o arriostre en la base de la columna (nivel + 0.00 m)

Los planos se dividieron en pórticos como se muestra a continuación vistas en planta:

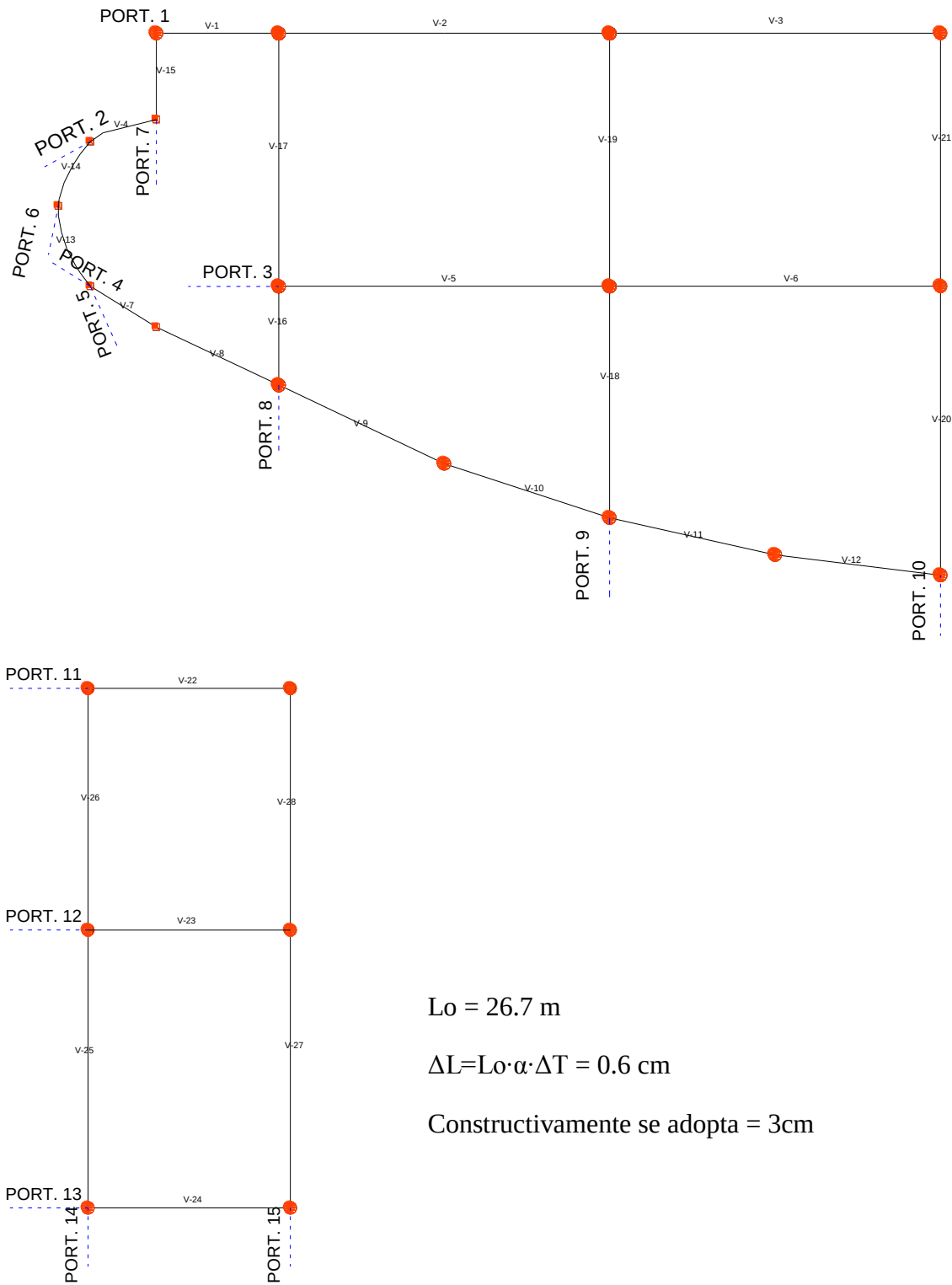
Estructura con losa maciza, y losa alivianada unidireccional: Vista de pórticos y número de vigas.



Estructura con losa plana o placa plana: Vista de pórticos y número de vigas.



Estructura con losa casetonada: Vista de pórticos y número de vigas.

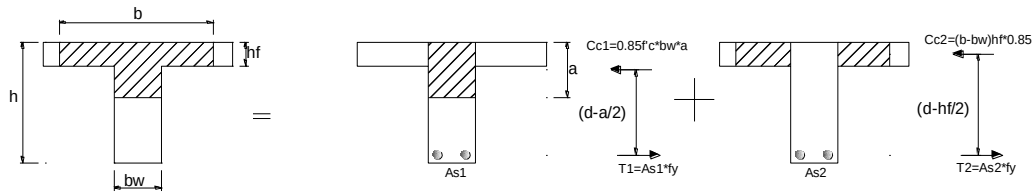


4.5.1. DISEÑO DE VIGAS

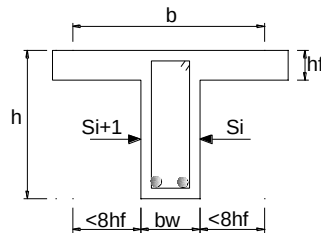
4.5.1.1. DISEÑO A FLEXIÓN

VIGA DE SECCIÓN "T"

- Tres casos:
- 1.- $c \leq hf$ se analiza como sección rectangular de ancho b
 - 2.- $a \leq hf$ se analiza como sección rectangular de ancho b
 - 3.- $c \geq hf$ Análisis como viga T



ejemplo con viga N° 29 primer piso (portico 9) losa maciza
Condiciones para "b"



$$\begin{aligned}
 b &\leq bw + 16 hf \\
 b &\leq bw + (Si-1+Si)/2 \\
 b &\leq Ln/4 \\
 b &\leq bw + 2(h-hf)
 \end{aligned}$$

A) Diseño de la sección

Datos:

$$Mu = 4457 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$b = 81 \text{ cm}$$

$$bw = 25 \text{ cm}$$

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

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 3.9 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9$$

$$\text{coef. } p_{\max} = 0.75$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$d = 36.1 \text{ cm}$$

Se supondrá que la sección trabaja como sección rectangular para luego verificar.

Considerando que actúa como sección rectangular

Bloque de compresión

$$A = 3.30 \text{ cm}^2$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot (d - a/2)}$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$a = 0.72 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 a &< hf \\
 0.72 &< 12
 \end{aligned}$$

Diseño como sección rect b- Cuantía mínima (ρ_{min})

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.8 \cdot \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.00333$$

$$\rho_{min} = 0.0032$$

$$\rho_{min} = 0.00333$$

$$A_s = 3.30 \text{ cm}^2$$

Comparación de cuantía calculada"

ok conforme

$$\rho > \rho_{min} \quad 0.0037 \quad > \quad 0.0033$$

				N°3	N°4	N°5
D	plg	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8
D	mm	6	8	10	12	16
Area	mm ²	28.00	50.00	79	113	201
Barras	N°o	12	7	5	3	2
Espa.	cm	1.5	2.6	3.7	6.1	9.2

Definir Armadura y verificar recubrimiento

$$\text{estribo } \phi v = 0.8 \text{ cm}$$

$$\text{longit. } \phi L = 1.2 \text{ cm}$$

$$r = r h^o + \phi v + \phi L / 2$$

$$3 \quad \phi L \quad 1.2 \quad r = 3.9 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

Cuantía balanceada (ρ_b)

$$\rho_b = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

Donde:

$$\rho^b = \beta 1.085 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho^b = 0.060$$

$$\rho^f = \frac{0.85 f'c \cdot (b - b_w) \cdot h_f}{f_y} \cdot \frac{1}{b_w \cdot d}$$

$$\rho^f = 0.042$$

$$\rho_b = \rho^b + \rho^f \quad \rho_b = 0.102$$

- Cuantía máxima (ρ_{max})

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b \quad \rho_{max} = 0.0768$$

$$\text{- Comparación de cuantías} \quad \rho < \rho_{max} \quad 0.004 \quad < \quad 0.0768$$

ok conforme

4.5.1.2. DISEÑO A CORTANTE.

Se diseñara la sección como rectangular de ancho de alma b_w
Cortante a "d" de la cara del apoyo

Datos:

$$\begin{aligned} V_u &= 8478 \text{ kg} \\ h &= 40 \text{ cm} & d &= 36.1 \text{ cm} \\ b_w &= 25 \text{ cm} \\ f'_c &= 280 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ r &= 3.9 \text{ cm} \\ D &= 8 \text{ mm} & 0.5 & \text{ cm}^2 \\ \phi &= 0.75 & & \text{ cortante} \end{aligned}$$

Fuerza cortante que resiste el hormigón:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad V_c = 8869 \text{ kg}$$

Tres requisitos mínimos para el diseño:

- 1.- si $V_n \leq V_c/2$ no necesita refuerzo transversal
- 2.- si $V_n > V_c/2$ y $V_n < V_c$ refuerzo transversal mínimo
- 3.- si $V_n > V_c$ tenemos:

$$\begin{aligned} V_s &\leq 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\ V_s &\geq 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\ V_s &> 2.12 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \end{aligned}$$

entonces $s \leq d/2$ y $s \leq 60 \text{ cm}$
entonces $s \leq d/4$ y $s \leq 30 \text{ cm}$
cambiar sección

Calculo de V_n

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_n = 11304 \text{ kg}$$

Comparación:

$$\begin{array}{cc} V_n & V_c \\ 11304 & > & 8869 \end{array}$$

Calculo de $V_s = (V_n - V_c)$

$$V_s = 2435 \text{ kg}$$

$$V_s \leq 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$3300 \text{ kg} < 16008 \text{ kg} \quad s < 15 \text{ cm}$$

$$V_s > 2.12 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$3300 \text{ kg} < 32016 \text{ kg}$$

diseño por corte usando varillas de 8 mm mínimo según ACI

separación:

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

$$\begin{aligned} A_v &= 1 \text{ cm}^2 \\ s &= 45.94 \text{ cm} \\ s_{\max} &= 48 \text{ cm} \end{aligned}$$

separación máxima

$$s_{\max} = \frac{A_v \cdot f_y}{3.5 \cdot b_w}$$

Usar: ϕ 8 mm c/ 15

la armadura de corte se ubica a $L/3$ de la viga en los extremos, siendo menores en centro luz. El diseño a torsión se da con mayor intensidad en las vigas de borde

4.5.1.3. DISEÑO A CORTANTE Y TORSIÓN

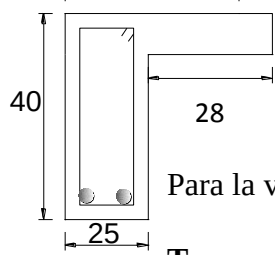
Se diseñara la sección como rectangular de ancho de alma b_w y se verifica como sección L. Torsión a "d" de la cara del apoyo

Datos:

Vu= 6684 kg
Tu= 1117 kg·m
h= 40 cm **d=** 37.1 cm
b= 53 cm **L=** 5 m
bw= 25 cm
hf= 12 cm
f'c= 280 kg/cm²
fy= 4200 kg/cm²
r= 2.9 cm
D= 8 mm 0.5 cm²
φ= 0.75 torsion

ejemplo con viga N° 5 primer piso (pórtico 1) losa maciza

De acuerdo al código ACI 318-05 la torsión puede despreciarse si:



hf

$$Tu \leq \phi 0.27 \cdot \sqrt{f'c} \left(\frac{A^2_{cp}}{P_{cp}} \right) (kg \cdot cm)$$

Para la viga efectiva L

Tu 1117 > 325.2 kg·m no cumple

Acp= 25x40 + 25x12 = 1336 cm²

Pcp= 40x2 + 53 + 28+25 = 186 cm

verificación de secciones solidas o macizas

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{Tu \cdot Ph}{1.7 \cdot A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.12 \cdot \sqrt{f'c} \right)$$

Vu= 6684 kg

Aunque para verificar si la torsión podía despreciarse, Acp se calculó considerando las aletas (ACI 11.6.1) los cálculos de funcionalidad y resistencia desprecian las aletas y no se proporciona ningún refuerzo a torsión en las mismas.

$$b \cdot w \cdot d = 927.5 \text{ cm}^2$$

considerando recubrimiento de :

$$r = 2.9$$

cm hasta el centro de las barras de los estribos en todas las caras

xo=	19.2	cm	$\sqrt{\left(\frac{Vu}{b \cdot w \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \cdot Ph}{1.7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} = 17.799 \text{ kg/cm}^2$
yo=	34.2	cm	
Aoh=	656.6	cm ²	
Ao=	558.1	cm ²	
Ph=	106.8	cm	
Vc=	8004	kg	$\phi \left(\frac{Vc}{b \cdot w \cdot d} + 2.12 \cdot \sqrt{f'c} \right) = 33.078$
			17.8 < 33.08 correcto

refuerzo transversal por torsión:

$$At = \frac{Tu \cdot s}{2 \phi \cdot Ao \cdot f_{yv} \cot 45^\circ}$$

$$At/s = 0.032 \text{ cm}^2 \text{ por cada cm para una rama vertical}$$

refuerzo a cortante de nuevo calculado

$$Av = \frac{(Vn - Vc)}{f_{yv} \cdot d} \cdot s$$

$$Av/s = 0.006 \text{ cm}^2 \text{ por cada cm para una rama vertical}$$

Requisitos combinados de cortante y torsión

$$\frac{At}{s} + \frac{Av}{2 \cdot s} = 0.035 \text{ cm}^2/\text{cm}/\text{rama}$$

para cortante se dispuso barras 8 mm la separación mínima es:
s= 14.49 cm

Separación máxima de estribos

Cortante:	s < d/2	o	s < 60 cm	$\left. \begin{array}{l} d/2 = 18.55 \text{ cm} \\ Ph/8 = 13.35 \text{ cm} \end{array} \right\}$
Torsión:	s < Ph/8	o	s < 30 cm	

usar una separación mínima de: 13 cm
y una separación máxima de : 15 cm

$$(2At + Av) = 0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b \cdot w \cdot s}{f_{yt}} \geq \frac{3.5 \cdot b \cdot w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$1.005 > 0.31 \text{ cm}^2$$

2·A cumple lo dispuesto!!!

Debido a que en el centro de la luz tanto el corte como la torsión son nulos, y

4.5.2 DISEÑO DE COLUMNAS

4.5.2.1 DISEÑO DE COLUMNAS ESBELTAS.

COLUMNA N° 1 PRIMER PISO-TERRAZA losa alivianada

Datos:

Pu=	3744	kg
L=	3.9	m
h=	25	cm
b=	25	cm
f'c=	280	kg/cm ²
fy=	4200	kg/cm ²
r=	2.5	cm
φ=	0.85	

$$\text{si } Pu > 0.1 \cdot f'c \cdot Ag$$

$$\phi = 0.65$$

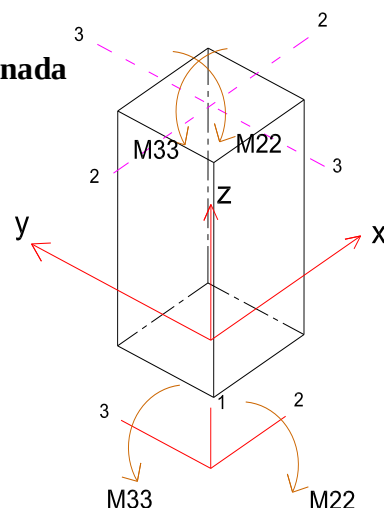
$$\text{si } Pu < 0.1 \cdot f'c \cdot Ag$$

$$\phi = 0.9 - \frac{2 \cdot Pu}{f'c \cdot Ag} \geq 0.65$$

columnas estribadas

ACI 7.7.2

$$\text{coef. } p_{\max} = 0.08$$



M1 = 420 kg·m Mu en la parte superior del soporte eje 33
 M2 = -436 kg·m Momento mayorado en la parte inferior del soporte eje 33

M1 = 549 kg·m Mu en la parte superior del soporte eje 22
 M2 = -462 kg·m Momento mayorado en la parte inferior del soporte eje 22

Verificación de la esbeltez

Vigas que intervienen en el punto A (cabeza del pilar)

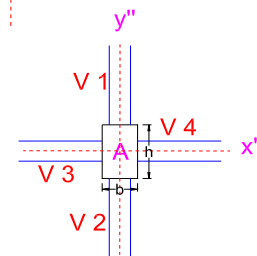
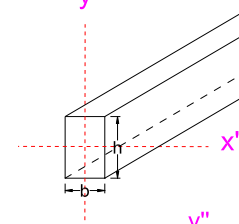
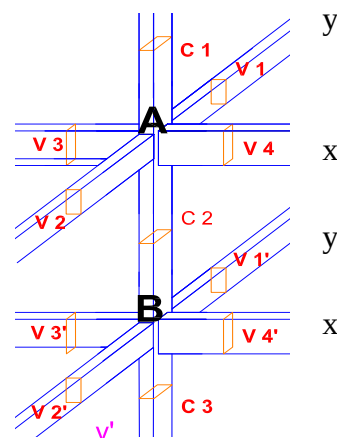
Viga	b cm	h cm	Ix' cm ⁴	Iy' cm ⁴	L m
V1 :	20	30	45000	20000	2.6
V2 :	20	30	45000	20000	3
V3 :	0	0	0	0	0
V4 :	20	30	45000	20000	2.4

Vigas que intervienen en el punto B (base del pilar)

Viga	b cm	h cm	Ix' cm ⁴	Iy' cm ⁴	L m
V1' :	20	30	45000	20000	2.6
V2' :	20	30	45000	20000	3
V3' :	0	0	0	0	0
V4' :	20	30	45000	20000	2.4

Columna que interviene en el punto A (cabeza del pilar)

Colum.	b cm	h cm	Ix'' cm ⁴	Iy'' cm ⁴	L m
C1 :	0	0	0	0	0
C2 :	25	25	32552	32552	4.2
C3 :	25	25	32552	32552	4.2



eje-eje
eje-eje

Radio de giro de la columna de estudio

r = 0.3 h secc. Rectangular $r_x'' = 7.5 \text{ cm}$

y 0.25 h secc. Circular $r_y'' = 7.5 \text{ cm}$

Relación de rigidez en los puntos A y B extremos del pilar.

$$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{col}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{vigas.}}$$

Ψ_{Ay}	0.234	}	$\Psi_m =$	0.35	$K_y =$	1.14
Ψ_{By}	0.468					
Ψ_{Ax}	0.191	}	$\Psi_m =$	0.29	K_x	1.12
Ψ_{Bx}	0.381					

El valor de K puede ser determinado de las cartas de alineamiento de Jackson y Moreland o utilizar las siguientes ecuaciones sugeridos en los comentarios de la ACI Miembros a compresión no arriostrados restringidos en cada extremo:

$$\Psi_m < 2 \text{ entonces } k = \frac{20 - \Psi_m}{20} \cdot \sqrt{1 + \Psi_m} \quad \Psi_m > 2 \text{ entonces } k = 0.9 \cdot \sqrt{1 + \Psi_m}$$

donde: $\Psi_m = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2}$

Relación de esbeltez

k < 22 columna corta $\lambda_x'' = 58.1$ Diseño como columna esbelta

k > 22 columna esbelta

k > 100 Análisis de 2do orden $\lambda_y'' = 59.4$ Diseño como columna esbelta

DISEÑO COMO COLUMNA ESBELTA

$$P_u \cdot (e + \Delta) = M_c$$

$$\frac{M_c}{M_2} = \delta \text{ factor de magnificación} \quad M_2 > M_1 \quad \begin{matrix} M_2/M_1 & (+) \text{ curvatura simple} \\ M_2/M_2 & (-) \text{ curvatura doble} \end{matrix}$$

Sólo se considerara la magnificación de momentos por cargas de gravedad ya que son las más apreciables que las cargas de viento

$$M_c = \delta \cdot M_2 = \delta b \cdot M_{2b} + \delta s \cdot M_{2s}$$

$$\delta_s = 0$$

excentricidad mínima

$$e_{\min} = (1.85 + 0.03 \cdot h)$$

$e_{\min}$

y	M1 = 420kg-m	ex = M2/Pu	ex = 11.6	>	2.6cm
	M2 = -436kg-m	usar: M2 = -436 kg-m			

x	M1 = -462kg-m	ey = M2/Pu	ey = 14.7	>	2.6cm
	M2 = 549kg-m	usar: M2 = 549kg-m			

Módulo de elasticidad del hormigón

$$E_c = 15000 \cdot \sqrt{f_c'} = 250998 \text{ Kg/cm}^2$$

Valor aproximado de E_c para la columna por la siguiente expresión:

$$EI_c = \frac{E_c I_c / 2.5}{1 + \beta d}$$

E_c : módulo de elasticidad del hormigón

I_c : momento de inercia de la columna

βd : es igual a la siguiente expresión

$$\beta d = \frac{\text{Momento. factorado. de carga muerta}}{\text{Momento. factorado. total}} = \frac{M_{du}}{M_u} \leq 1$$

$$M_{du} = 350 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad (1.4 \text{ D})$$

$$M_u = 549 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\beta d = 0.64$$

$$I_x'' = 32552 \text{ cm}^4$$

$$I_y'' = 32552 \text{ cm}^4$$

$$EI_{cx} = 2E+09 \text{ Kg}\cdot\text{cm}^2$$

$$EI_{cy} = 2E+09 \text{ Kg}\cdot\text{cm}^2$$

Determinación de la carga crítica P_c

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI_c}{(k \cdot l)^2}$$

$$k_y = 1.14$$

$$k_x = 1.12$$

$$l = 3.9 \text{ m}$$

$$P_{c y} = 99307 \text{ kg}$$

$$P_{c x} = 103644 \text{ kg}$$

$$P_{c y} = 99 \text{ tn}$$

$$P_{c x} = 104 \text{ tn}$$

Determinación del coeficiente CM:

$CM = 0,60 + 0,40 \cdot M_1/M_2 \geq 0,40$ siendo M_2 el momento numérico mayor

$M_1/M_2 > 0$ para simple curvatura

$$CM_y = 1$$

para otras condiciones $CM=1$

$$CM_x = 1$$

Factor

$$\delta b = \frac{CM}{1 - \frac{P_u}{\phi \cdot P_c}}$$

$$\delta b_y = 1.05$$

$$\delta \text{ adoptado} = 1.05$$

$$\delta b_x = 1.04$$

$$\delta \text{ adoptado} = 1.04$$

Momento

$$M_{cy} = -456 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$e_x = 12.2 \text{ cm}$$

$$M_c = (\delta b) M_2$$

$$M_{cx} = 573 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$e_y = 15.3 \text{ cm}$$

$$P_u = 3744 \text{ kg}$$

se determinará de manera aproximada el área de acero para la sección de la columna con el momento mayor, para luego verificar con la fórmula de Bresler flexión biaxial

Para entrar en los gráficos de la cuantía necesaria de la ACI se determina:

Ver figura 2 de anexo I

$$\frac{M_u}{A_g \cdot h} = 3.7 \text{ Kg/cm}^2 \approx 0.05 \text{ Klb/pulg}^2 \quad \gamma = \frac{h - 2 \cdot r - \phi_{long} - 2 \cdot \phi_{est}}{h} =$$

$$\frac{P_u}{A_g} = 5.99 \text{ Kg/cm}^2 \approx 0.09 \text{ Klb/pulg}^2 \quad 0.69 \approx 0.75$$

$$r = 2.5 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

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

$$\phi_{est} = 8 \text{ mm}$$

Entrando con los tres parámetros se tiene la cuantía

$$\rho_{necesaria} = 0.01$$

$$\rho_{máx} = 0.08$$

$$\rho_{mín} = 0.01$$

$$\rho_{adoptada} = 0.01$$

$$A_s = 6.25 \text{ cm}^2$$

Tanteo del diámetro y el N° de barras

Ø diámetro en mm 12

N° de barras 4

Área de aceros realAs = 4.5 cm²

ρ = 0.01

verificación de flexión Biaxial

flexión respecto al eje y ábacos $\frac{\phi P_{nyo}}{A_g} = 0.7$ Klb/pulg $\phi P_{nyo} = 30.8$ tn
 ex/b = 0.49

flexión respecto al eje x ábacos $\frac{\phi P_{nxo}}{A_g} = 0.6$ Klb/pulg $\phi P_{nxo} = 26.4$ tn
 ey/h = 0.61

$\frac{\phi P_o}{A_g} = 2.8$ Klb/pulg $\phi P_o = 123.0$ tn

de la formula de Bresler

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

$$\phi P_n = 10.8 \text{ tn} > P_u = 3.7 \text{ tn}$$

ok!! Cumple

Armadura de Corte

Si las varillas longitudinales son menores a la N° 10 (32 mm) el refuerzo transversal será como mínimo 10 mm mínimo, sin embargo se utilizara como mínimo 8 mm

el espaciamiento vertical mínimo será:

$$s \leq 16 \phi_{\text{long}} = 19.2 \text{ cm}$$

$$s \leq 48 \phi_{\text{est}} = 38.4 \text{ cm}$$

$$s \leq \text{menor dim} - d = 20 \text{ cm}$$

se elije: ϕ 8 mm c/ 18 cm

DISEÑO DE COLUMNAS CIRCULARES

Losa casetonada

C7 = C11

COLUMNA N° 11 BASE-PRIMER PISO

Datos:

Pu=	106424	kg
L=	3.85	m
D=	40	cm
f'c=	280	kg/cm ²
fy=	4200	kg/cm ²
r=	2.5	cm
φ=	0.65	
coef. ρmax=	0.08	

libre

ACI 7.7.2

estribadas

M1 = 1189 kg-m Mu en la parte superior

M2 = -1270 kg-m Mu en la parte inferior

M1 = 9359 kg-m Mu en la parte superior

M2 = -3207 kg-m Mu en la parte inferior

Verificacion de la esbeltez**Vigas que intervienen en el punto A (cabeza del pilar)**

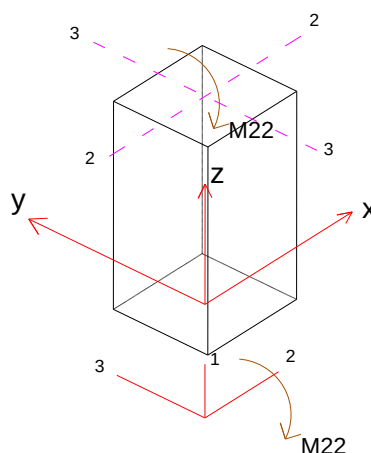
Viga	b cm	h cm	Ix' cm ⁴	Iy' cm ⁴	L m
V1 :	0	0	0	0	0
V2 :	30	50	312500	112500	7.6
V3 :	30	50	312500	112500	10
V4 :	30	50	312500	112500	10

Vigas que intervienen en el punto B (base del pilar)

Viga	b cm	h cm	Ix' cm ⁴	Iy' cm ⁴	L m
V1' :	0	0	0	0	0
V2' :	30	40	160000	90000	7.6
V3' :	30	40	160000	90000	10
V4' :	30	40	160000	90000	10

Columna que interviene en el punto A (cabeza del pilar)

Colum.	D cm	Ix'' cm ⁴	Iy'' cm ⁴	L m
C1 :	40	125664	125664	4.2
C2 :	40	125664	125664	4.15
C3 :				

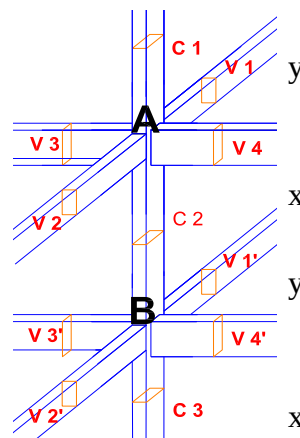
Radio de giro de la columna de estudio

eje 33

eje 33

eje 22

eje 22



r = 0.3 h secc. Rectangular $r_x'' = 10$ cm
 y 0.25 h secc.
 Circular $r_y'' = 10$ cm

Relación de rigidez en los puntos A y B extremos del pilar.

$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{col}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{vigas.}}$	Ψ_{Ay} 0.779	$\Psi_m =$ 0.735	$K_y =$ 1.27
	Ψ_{By} 0.691		
	Ψ_{Ax} 0.946	$\Psi_m =$ 0.861	K_x 1.31
	Ψ_{Bx} 0.775		

El valor de K puede ser determinado de las cartas de alineamiento de Jackson y Moreland o utilizar las siguientes ecuaciones sugeridos en los comentarios de la ACI

Miembros a compresión no arriostrados restringidos en cada extremo:

$\Psi_m < 2$ entonces $k = \frac{20 - \Psi_m}{20} \cdot \sqrt{1 + \Psi_m}$ $\Psi_m > 2$ entonces $k = 0.9 \cdot \sqrt{1 + \Psi_m}$

donde: $\Psi_m = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2}$

Relación de esbeltez

$k < 22$ columna cota $\lambda_x'' = 50.26$ Diseño como columna esbelta

$k > 22$ columna esbelta

$k > 100$ Análisis de 2do orden $\lambda_y'' = 48.85$ Diseño como columna esbelta

DISEÑO COMO COLUMNA ESBELTA

$$P_u \cdot (e + \Delta) = M_c$$

$\frac{M_c}{M_2} = \delta$ factor de magnificación $M_2 > M_1$ M_2/M_1 (+) curvatura simple
 M_2/M_2 (-) curvatura doble

Solo se considerara la magnificación de momentos por cargas de gravedad ya que son las más apreciables que las cargas de viento

$$\delta_s = \frac{M_c = \delta \cdot M_2 = \delta_b \cdot M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s}}{0}$$

excentricidad mínima

$$e_{min} = (1.85 + 0.03 \cdot h)$$

e_{min}

y	$M_1 = 1189$ kg-m	$e_x = M_2/P_u$	$e_x = 1.2$	<	3.05 cm
	$M_2 = -1270$ kg-m	usar: $M_2 = -3246$ kg-m			
x	$M_1 = -3207$ kg-m	$e_y = M_2/P_u$	$e_y = 8.8$	>	3.05 cm
	$M_2 = 9359$ kg-m	usar: $M_2 = 9359$ kg-m			

Módulo de elasticidad del hormigón $E_c = 15000 \cdot \sqrt{f_c'} = 250998$ Kg/cm²

$$EI_c = \frac{E_c \cdot I_c / 2.5}{1 + \beta d}$$

E_c : módulo de elasticidad del hormigón

I_c : momento de inercia de la columna

βd : es igual a la siguiente expresión

$$\beta_d = \frac{\text{Momento.factorado.de.carga.muerta}}{\text{Momento.factorado.total}} = \frac{M_{du}}{M_u} \leq 1$$

$$M_{du} = 1506 \text{ kg-m} \quad (1.4 \text{ D})$$

$$M_u = 9359 \text{ kg-m}$$

$$\beta_d = 0.16$$

$$I_x'' = 125664 \text{ cm}^4$$

$$I_y'' = 125664 \text{ cm}^4$$

$$E_{Icx} = 1.1E+10 \text{ Kg}\cdot\text{cm}^2$$

$$E_{Icy} = 1.1E+10 \text{ Kg}\cdot\text{cm}^2$$

Determinación de la carga crítica P_c

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot E_{Ic}}{(k \cdot l)^2}$$

$$k_y = 1.27$$

$$k_x = 1.31$$

$$l = 3.85 \text{ m}$$

$$P_c y = 449571.69 \text{ Kg}$$

$$P_c x = 424645.46 \text{ Kg}$$

$$P_c y = 450 \text{ ton}$$

$$P_c x = 425 \text{ ton}$$

Determinación del coeficiente CM:

CM = 0,60 + 0,40 · M1/M2 ≥ 0,40 siendo M2 el momento numérico mayor

M1/M2 > 0 para simple curvatura

$$CM_y = 1$$

para otras condiciones Cm=1

$$CM_x = 1$$

Factor de amplificación del momento

$$\delta_b = \frac{CM}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}}$$

$$\delta_b y = 1.57$$

$$\delta_{adoptado} = 1.57$$

$$\delta_b x = 1.63$$

$$\delta_{adoptado} = 1.63$$

Momento de diseño amplificado

$$M_c = (\delta_b) M_2$$

$$M_{cy} = -5105 \text{ kg-m}$$

$$e_x = 4.8 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = 15232 \text{ kg-m}$$

$$e_y = 14.3 \text{ cm}$$

$$P_u = 106424 \text{ kg}$$

Puesto que se trata de una columna circular, el problema de flexión biaxial puede

reducirse a uno de flexión uniaxial, componiendo los momentos M_x y M_y vectorialmente

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

$$M_u = 16065 \text{ kg-m}$$

Para entrar en los gráficos de la cuantía necesaria de la ACI se determina:

$$\frac{M_u}{A_g h} = 32.0 \text{ Kg/cm}^2 \approx$$

$$0.45 \text{ Klb/pulg}^2$$

$$\gamma = \frac{h - 2r - \phi_{long} - 2\phi_{est}}{h} =$$

$$\frac{P_u}{A_g} = 84.7 \text{ Kg/cm}^2 \approx$$

$$1.20 \text{ Klb/pulg}^2$$

$$0.8 \approx 0.9$$

$$r = 2.5 \text{ cm}$$

Entrando con los tres parámetros se tiene la cuantía

$$D = 40 \text{ cm}$$

$$\rho_{necesaria} = 0.020$$

$$\phi_{long} = 20 \text{ mm}$$

$$\rho_{máx} = 0.08$$

$$A_s = 25.1 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{est} = 8 \text{ mm}$$

$$\rho_{mín} = 0.01$$

$$\rho_{adoptada} = 0.02$$

Tanteo del diámetro y el N° de barrasØ diámetro en mm **20**N° de barras **8****Area de aceros real**As = 25.1 cm²

ρ = 0.020

Armadura de Corte

si las varillas longitudinales son menores a la No10 (32 mm) el refuerzo transversal será como mínimo 10 mm, sin embargo se utilizara como mínimo 8 mm

el espaciamiento vertical mínimo sera:s ≤ 16 ϕ_{long} = 32 cms ≤ 48 ϕ_{est} = 38.4 cm

s ≤ menor dim - d = 35 cm

se elije:	ϕ	8	mm	c/	30	cm
-----------	---	---	----	----	----	----

4.5.3. DISEÑO DE LOSAS

Las losas macizas se diseñaron a flexión para una franja de un metro de ancho, no es crítico el cortante.

Para las losas planas sin vigas se diseña para franjas de columna de 2.5 m y franjas centrales de 2.5 a 3 m, disponiéndose la armadura según los requerimientos mínimos de la ACI. El diseño a punzonamiento se realizó como sigue:

4.5.3.1. DISEÑO A CORTANTE POR PUNZONAMIENTO.

Datos:

h=	15	cm
D=	35	cm
f'c=	280	kg/cm ²
fy=	4200	kg/cm ²
r=	2.6	cm
D+CM=	530	kg/m ²
LL=	300	kg/m ²
φ=	0.75	

columna N° 20 (desfavorable)

sección crítica a d/2 de la cara de la columna

$$b_o = \pi \cdot (D + d)$$

$$b_o = 149 \text{ cm}$$

$$A_o = \frac{\pi}{4} (D + d)^2$$

$$A_o = 1765 \text{ cm}^2$$

$$q_u = 1.2(D + CM) + 1.6 \text{ LL} = 1.116 \text{ tn/m}^2$$

Vu en función del área tributaria: 5 m x 5.3 m

$$V_u = q_u \cdot (5 \cdot 5.3 - 0.172) = 29.4 \text{ tn}$$

Verificación de requerimiento de armadura:

$$V_c = 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = 33.99 \text{ tn}$$

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

$$5.182 \text{ tn}$$

requiere de armadura por punzonamiento

con barras dobladas a 45° en dos direcciones, la contribución del hormigón a cortante cuando se suministra refuerzo es:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = 16.38 \text{ tn}$$

cortante que resistirá el acero:

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

$$V_s = 22.79 \text{ tn}$$

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \leq 0.8 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$22.79 < 24.72 \text{ tn} \quad \text{ok}$$

El área de acero requerido es de :

$$A_v = \frac{V_s}{f_y \sin \alpha}$$

$$A_v = 7.67 \text{ cm}^2$$

Barras de : 16 mm N°= 3.8 barras

Disponer cuatro barras de 16 mm, dos en cada dirección dobladas a 45° con longitud de desarrollo completa en la parte superior

verificación a 3/4 partes centrales de la longitud inclinada de la barra a 45°, es decir aproximadamente a ¾ d más allá de la primera sección crítica:

$$d/2 + 3/4 \cdot d = 15.5 \text{ cm} \quad b_o = 207.3 \text{ cm} \\ A_o = 3421 \text{ cm}^2$$

$$V_u = q_u \cdot (5 \cdot 5.3 - 0.342) = 29.19 \text{ tn}$$

Verificación de requerimiento de armadura:

$$V_c = 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = 47.32 \text{ tn}$$

$$\frac{V_u}{\phi} - V_c = -8.4 \text{ tn} \quad \text{no requiere armadura por punzonamiento}$$

En las losas casetonadas se diseñó cada nervio a flexión, para el efecto de cortante por punzonamiento en las áreas cercanas a la columna dejando un macizado para simular un ábaco, esto por recomendaciones de la norma. También se observó que los mayores momentos se producen en la dirección larga, por ésta razón en el armado de la misma y diseño se dio mayor altura útil, tanto para momentos positivos como negativos.

Para las losas alivianadas unidireccionales, al existir un momento negativo mínimo debemos determinar la cantidad de acero a disponer como sigue:

4.5.3.2. DISEÑO DE REFUERZO NEGATIVO DE VIGUETAS

No se garantiza una continuidad del 100% de las viguetas, según la ACI recomienda como momento negativo mínimos de:

$$M(-) = q \cdot L^2 / 24 \quad \text{y} \quad M(+) = q \cdot L^2 / 12$$

Se observa los valores dentro de éstos rangos

Momentos en los paños exteriores

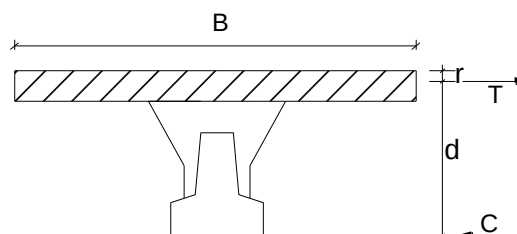
Paño N° 1, 7	M(-)=	143 kg·m
Paño N° 2	M(-)=	281 kg·m
Paño N° 6, 12, 16	M(-)=	534 kg·m
Paño N° 17, 18, 19	M(-)=	833 kg·m

Momento en Paños interiores

Eje P-9	M(-)=	533 kg·m
Eje P-10	M(-)=	522 kg·m
Eje P-11	M(-)=	531 kg·m
Eje P-12	M(-)=	532 kg·m

DATOS:

$f'_c =$	210 kg/cm ²	carpeta
$f'_c =$	350 kg/cm ²	vigueta
$f_y =$	4200 kg/cm ²	
$d =$	13 cm	
$B =$	50 cm	real
$E_1 =$	218.82 tn/cm ²	carpeta
$E_2 =$	282.495 tn/cm ²	vigueta
$\phi =$	0.9	flexión

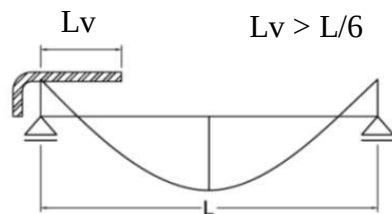


homogenizar sección

$$n = E_1/E_2 = 0.77$$

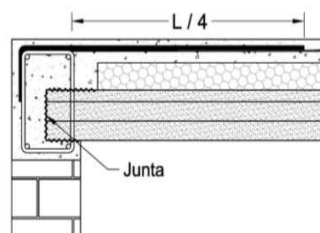
$$B = 38.7 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2)}$$

si $a = d/10$  $L_v > L/6$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (0.9 \cdot d)}$$

Aproximado

**Cálculo de Armadura****Área de acero en los paños exteriores**

			Cantidad		
			$\phi 8\text{mm}$	$\phi 10\text{mm}$	$\phi 12\text{mm}$
Paño N° 1, 7	M(-)=	0.32 kg·m	0.6	0.4	0.3
Paño N° 2	M(-)=	0.64 kg·m	1.3	0.8	0.6
Paño N° 6, 12, 16	M(-)=	1.21 kg·m	2.4	1.5	1.1
Paño N° 17, 18, 19	M(-)=	1.88 kg·m	3.8	2.4	1.7

Área de acero en paños interiores

			$\phi 8\text{mm}$	$\phi 10\text{mm}$	$\phi 12\text{mm}$
Eje P-9	M(-)=	1.21 kg·m	2.4	1.5	1.1
Eje P-10	M(-)=	1.18 kg·m	2.4	1.5	1.04
Eje P-11	M(-)=	1.20 kg·m	2.4	1.5	1.1
Eje P-12	M(-)=	1.20 kg·m	2.4	1.5	1.1

Diámetro de barra a utilizar

Paño N° 1, 7	1	φ	8 mm		
Paño N° 2	1	φ	10 mm		
Paño N° 6, 12, 16	2	φ	10 mm		
Paño N° 17, 18, 19	1	φ	12 mm	+	φ 8 mm
Eje P-9	2	φ	10 mm		
Eje P-10	1	φ	10 mm	+	φ 8 mm
Eje P-11	2	φ	10 mm		
Eje P-12	2	φ	10 mm		

4.5.4. DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

El diseño de las zapatas se los realizará como aisladas, no existe límite de propiedad a los rededores de la zona de construcción.

La presión admisible total del suelo de fundación es de 2.8 kg/cm^2 (σ_t), la zapata se ubicara a 2 m de profundidad, el suelo tiene una densidad promedio de 2100 kg/m^3 (γ_m), la sobrecarga sobre la planta baja es de aproximadamente (S/C) 300 kg/m^2 . Se debe de recalculer el esfuerzo neto (σ_n) del terreno para el cual se dimensionará la zapata para las cargas de servicio de la estructura:

Queda: $\sigma_n = \sigma_t - hf \cdot \gamma_m - S/C$
 $\sigma_n = 2.8 \text{ kg/cm}^2 - 2 \text{ m} \cdot 2100 \text{ kg/m}^3 - 300 \text{ kg/m}^2 = 2.35 \text{ kg/cm}^2$

Columna circular

Diseño de zapata Nº 20

Datos: Estado de Servicio

N=	52566	kg
Mx=	882	kg·m
My=	283	kg·m
σ_{adm} =	2.35	kg/cm ²
f'c=	180	kg/cm ²
f _y =	4200	kg/cm ²
r=	6	cm

Cargas Mayoradas		
N _u =	64712	kg
M _{ux} =	1381	kg·m
M _{uy} =	372	kg·m
ϕ =	0.75	cortante y punz
ϕ =	0.9	flexión
ϕ =	0.65	compresión

Estructura con losa maciza

Predimensionamiento

$A_z \approx N / \sigma_{adm} = 22369 \text{ cm}^2 \rightarrow 149 \text{ cm} \times 149 \text{ cm}$
 zapata B= 160 cm L= 160 cm
 columna D= 40 cm

Verificar "hz" canto de la zapata cargas mayoradas

$$V_u / \phi = V_c$$

por punzonamiento a d/2 de la cara columna

$$w_u = N_u / A_z = 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

A_{zd} = Área critica con (D+d) de diámetro

$$V_u / \phi = 1 / \phi \left[N_u - w_u \cdot (A_{zd}) \right] \quad \text{por iteraciones:}$$

$$V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \quad V_u / \phi - V_c = 0$$

$$b_o = \Pi \cdot (D + d)^2$$

$\phi = 0$
 $b_o = 206.0 \text{ cm}$
 $d = 25.57 \text{ cm}$

$$h_z = 31.57 \text{ cm}$$

asumir $h_z = 35 \text{ cm}$
 $d = 29 \text{ cm}$

Peralte mínimo por encima del refuerzo mayor a 15 cm

Verificación de tensiones admisibles (Cargas de Servicio)

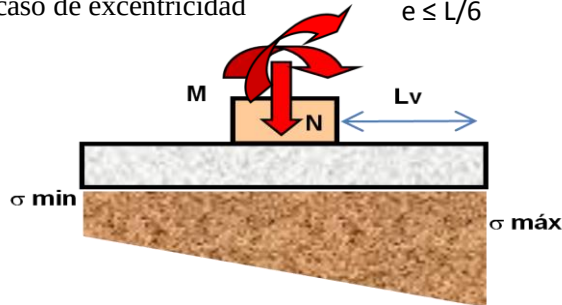
excentricidad generada

momento M_x :	$M_x =$	882 kg-m	$e_y =$	1.7 cm
momento M_y :	$M_y =$	283 kg-m	$e_x =$	0.5 cm

caso de excentricidad

$$e \leq L/6$$

ok!!



$$\sigma = \frac{N}{Az} \pm \frac{6 \cdot N \cdot e_y}{B \cdot L^2} \pm \frac{6 \cdot N \cdot e_x}{L \cdot B^2}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\min} &= 1.88 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{\max} &= 2.22 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}}, \text{ ok} \end{aligned}$$

Diseño a Flexión y verificación a cortante (Cargas mayoradas)

Se trabaja con tensiones imaginarias solo para el diseño

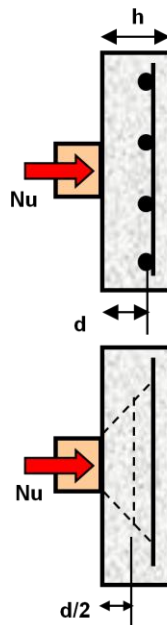
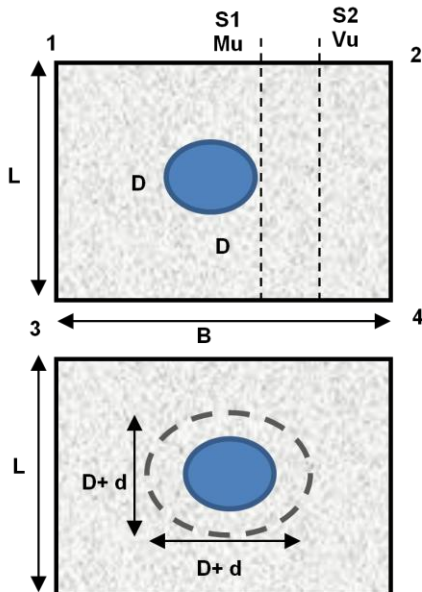
$$\sigma = \frac{Nu}{Az} \pm \frac{6 \cdot Nu \cdot e_y}{B \cdot L^2} \pm \frac{6 \cdot Nu \cdot e_x}{L \cdot B^2}$$

excentricidad por M_{ux} :	$M_{ux} =$	1381 kg-m	$e_y =$	2.1 cm
excentricidad por M_{uy} :	$M_{uy} =$	372 kg-m	$e_x =$	0.6 cm

$$\begin{aligned} L_v &= 60 \text{ cm} \\ \sigma_{u1} &= 2.78 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{u2} &= 2.27 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{u3} &= 2.68 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{u4} &= 2.38 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

tensión en la cara de la columna (flexión) S1

tensión a "d" de la cara de la columna (cortante) S2



no se toma en cuenta el P.P. de la zapata

$$\begin{aligned} \sigma_{s1} &= 2.59 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{s2} &= 2.69 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

momento S1

$$M_{s1} = \left[\sigma_{s1} \cdot \frac{L_v^2}{2} + (\sigma_1 - \sigma_{s1}) \cdot \frac{L_v^2}{2} \cdot \frac{2}{3} \right] \cdot B$$

cortante S2

$$V_{s2} = \left[\frac{(\sigma_{s2} + \sigma_1)}{2} \cdot (L_v - d) \right] \cdot B$$

$$Ms1 = 7834.8 \text{ kg-m} = Mu$$

$$Vs2 = 13565 \text{ kg} = Vu$$

FLEXIÓN

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot (d - a/2)}$$

$$\phi s =$$

$$n = As / A\phi =$$

$$s =$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$12 \text{ mm}$$

$$8 \text{ barras}$$

$$21 \text{ cm}$$

$$As = 7.31 \text{ cm}^2$$

$$a = 1.25 \text{ cm}$$

$$Asmin = 0.0018 \cdot B \cdot d$$

$$As = 8.35 \text{ cm}^2$$

$$\phi \quad 12 \text{ mm} \quad c/ \quad 20$$

a lo ancho de B

En la otra dirección hay menor esfuerzo, se armara con las mismas barras constructivamente

CORTANTE

$$Vn = Vu / \phi$$

$$Vn = 18086.5 \text{ kg}$$

y

$$Vc = 32993.6 \text{ kg}$$

$$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$Vn < Vc \text{ ok!!}$$

Transferencia de fuerza a la interface de la columna y cimentación (Refuerzo de transferencia)

resistencia al aplastamiento sobre la columna

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$Pn = 99.5569 \text{ tn}$$

$$Pu = 64712 \text{ kg}$$

resistencia al aplastamiento en la columna

$$Pnb = 0.85 \cdot f'c \cdot A1$$

$$Pnb = 299.08 \text{ tn}$$

$$Pn < Pnb \text{ conforme}$$

resistencia al aplastamiento en el hormigón de la cimentación

donde

$$Pnb = 0.85 \cdot f'c \cdot Ao$$

:

$$Ao = \sqrt{\frac{A2}{A1}} \cdot A1 \leq 2A1$$

y

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 2$$

$$A2 = L \cdot Xo$$

$$A1 = b \cdot h$$

A2 = geométricamente similar y concéntrica con el área cargada A1

$$Xo = B \text{ (diámetro)}$$

$$Pnb = 384.531 \text{ tn}$$

$$Xo = 160 \text{ cm}$$

$$Pnb > Pn \text{ ok Asmin!}$$

$$A1 = 1257 \text{ cm}^2$$

$$A2 = 20106 \text{ cm}^2$$

$$Asmin = 0.005 Ao$$

$$Ao = 2 A1$$

$$Asmin = 12.57 \text{ cm}^2$$

$$6 \quad \phi \quad 16 \text{ mm}$$

DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

Dos columnas circulares en una zapata, estructura con losa casetonada
se sumaran los efectos de las dos columnas, las fuerzas horizontales se contrarrestan

Columna circular

Estructura con losa casetonada

Diseño de zapata Nº 15 y 18

Datos: Estado de Servicio

N1=	40894	kg
N2=	27254	kg
Mx=	1434	kg·m
My=	1655	kg·m
σadm=	2.35	kg/cm ²
f'c=	180	kg/cm ²
fy=	4200	kg/cm ²
r=	6	cm

Cargas Mayoradas

Nu1=	51681	kg
Nu2=	35544	
Mux=	3155	kg·m
Muy=	2499	kg·m
φ=	0.75	cortante y punz
φ=	0.9	flexión
φ=	0.65	compresión

Predimensionamiento

$$Az \approx N / \sigma_{adm} = 17402 \text{ cm}^2 \rightarrow 180 \text{ cm} \times 97 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{lcl} \text{zapata} & B = & 220 \text{ cm} \\ \text{columna} & & \end{array} \quad \begin{array}{lcl} \text{x-x} & & \text{y-y} \\ L = & 180 \text{ cm} \\ D = & 40 \text{ cm} \end{array}$$

Verificar "hz" canto de la zapata cargas mayoradas

$$Vu / \phi = Vc$$

por punzonamiento a d/2 de la cara columna

$$wu = Nu / Az = 1.3 \text{ kg/cm}^2$$

Azd = Área crítica con (D+d) de diámetro

$$Vu / \phi = 1 / \phi \cdot [Nu - wu \cdot (Azd)] \quad \text{por iteraciones:}$$

$$Vc = 1.06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d \quad Vu / \phi - Vc = 0$$

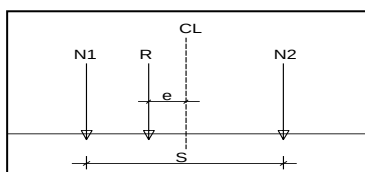
$$bo = \pi \cdot (D + d)^2$$

$$\begin{array}{lcl} bo = & 230.2 \text{ cm} \\ d = & 33.28 \text{ cm} \end{array}$$

$$hz = 39.28 \text{ cm}$$

$$\text{asumir} \quad \boxed{hz = 40 \text{ cm}} \quad d = 34 \text{ cm}$$

Excentricidad por diferencia de cargas ex



servicio

$$R = 68148 \text{ kg}$$

$$S = 40 \text{ cm}$$

$$ex = 4.00 \text{ cm}$$

$$ex = \frac{N1 \cdot S}{R} - \frac{S}{2}$$

resistencia

$$Ru = 87225 \text{ kg}$$

$$eux = 3.700 \text{ cm}$$

Verificación de tensiones admisibles (Cargas de Servicio)

excentricidad por momento

$$Mx = 1434 \text{ kg·m}$$

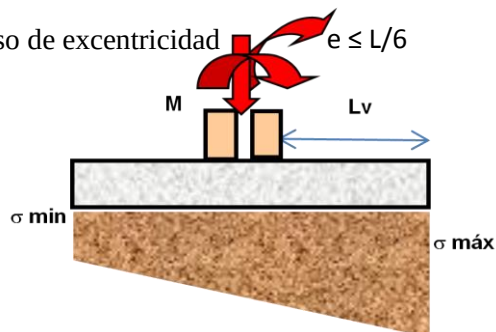
$$ey = 2.1 \text{ cm}$$

$$My = 1655 \text{ kg·m}$$

$$ex = 2.4 \text{ cm}$$

$$exT = 6.4 \text{ cm}$$

caso de excentricidad $e \leq L/6$



ok!!

$$\sigma = \frac{N}{Az} \pm \frac{6 \cdot N \cdot ey}{B \cdot L^2} \pm \frac{6 \cdot N \cdot ex}{L \cdot B^2}$$

$$\sigma_{min} = 1.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 2.14 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm}, \text{ ok}$$

Diseño a Flexión y verificación a cortante (Cargas mayoradas)

Se trabaja con tensiones imaginarias solo para el diseño

$$\sigma = \frac{Nu}{Az} \pm \frac{6Nu_{ey}}{BL^2} \pm \frac{6Nu_{ex}}{L \cdot B^2}$$

Mux= 3155 kg-m

euy= 3.6 cm

Muy= 2499 kg-m

eux= 2.9 cm

euxT= 6.6 cm

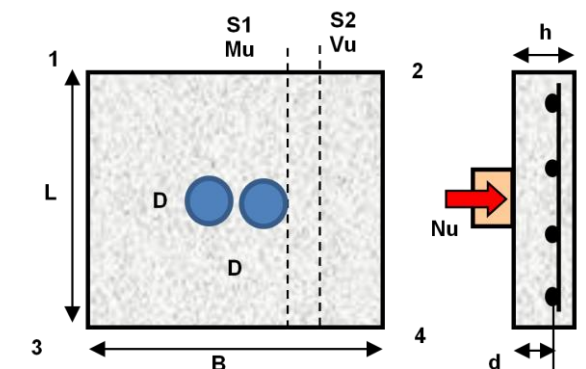
$$\begin{aligned} \sigma_{u1} &= 2.86 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{u2} &= 1.54 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{u3} &= 2.07 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{u4} &= 2.33 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

tensión en la cara de la columna (flexión) S1

tensión a "d" de la cara de la columna (cortante) S2

$$\sigma_{s1} = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \frac{(L - Lv)}{L}$$

$$\sigma_{s2} = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \frac{(L - Lv + d)}{L}$$



no se toma en cuenta el P.P. de la zapata

$$\sigma_{s1} = 2.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s2} = 2.60 \text{ kg/cm}^2$$

momento S1

$$Ms1 = \left[\sigma_{s1} \cdot \frac{Lv^2}{2} + (\sigma_1 - \sigma_{s1}) \cdot \frac{Lv^2}{2} \cdot \frac{2}{3} \right] \cdot B$$

cortante S2

$$Vs2 = \left[\frac{(\sigma_{s2} + \sigma_1)}{2} \cdot (Lv - d) \right] \cdot B$$

Ms1= 14507.2 kg-m = Mu

Vs2= 21626 kg = Vu

FLEXIÓN

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot (d - a/2)}$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

As= 11.53 cm²

a= 1.44 cm

Asmin=0.0018*B*d

As= 11.53 cm²

$$\phi s = 12 \text{ mm}$$

n=As/Aφ= 11 barras

s= 20 cm

φ	12 mm	c/	20
---	-------	----	----

a lo ancho de L

En la otra dirección se verifica que requiere de armadura mínima:

φ 12 mm c/ 17 cm

CORTANTE

Vn = Vu/φ

Vn= 28835.3 kg y

Vc= 53188 kg

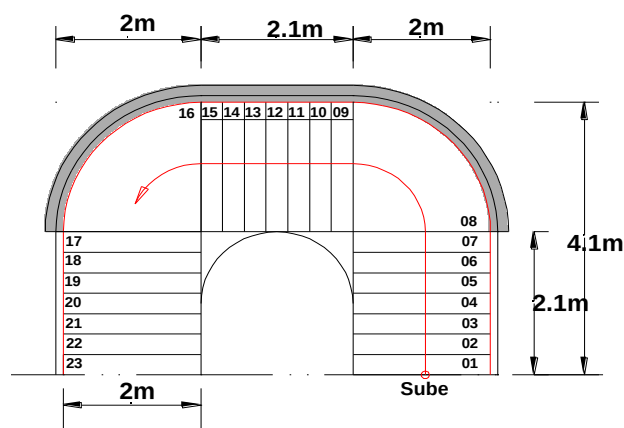
$$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Vn < Vc ok!!

4.5.5. DISEÑO DE ACCESOS.

4.5.5.1 DISEÑO DE ESCALERAS.

Cargas mayoradas tramos

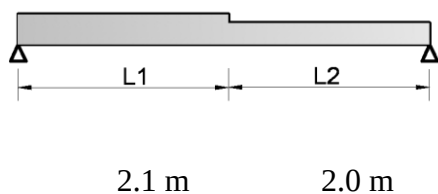


Con muro portante de albañilería

$P = 0.3 \text{ m}$ (huella)

$CP = 0.18 \text{ m}$ (contrahuella)

Diseño del primer tramo $L = 4.1 \text{ m}$



$$\begin{aligned} R1 &= 5.02 \text{ tn} \\ R2 &= 4.34 \text{ tn} \\ V_x &= R1 - W_{u1} \cdot X_o = 0 \\ X_o &= 1.9 \text{ m} \\ M_{\max} &= 4.83 \text{ tn} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Momentos de diseño

Si los apoyos son vigas y/o zapatas

$$(+)\text{Mdiseño} = \alpha(+)\text{Mmax}$$

$$\alpha = 1.0, 0.9, 0.8$$

$$(-)\text{Mdiseño} = 1/3 (+)\text{Mdiseño}$$

$$(-)\text{Mdiseño} = 1/2 (+)\text{Mdiseño}$$

apoyos monolíticos poco rígidos

apoyos monolíticos rígidos

$$(+)\text{Mdiseño} = 0.9 \quad (+)\text{Mmax} = 4.35 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$(-)\text{Mdiseño} = 1/2 \quad (+)\text{Mdiseño} = 2 \frac{1}{6} \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Cargas mayoradas:

tramo con escalones:

$$PP = 1.272 \text{ tn/m}$$

$$Acab = 0.1 \text{ tn/m}$$

$$S/C = 0.6 \text{ tn/m}$$

descanso:

$$PP = 0.72 \text{ tn/m}$$

$$Acab = 0.1 \text{ tn/m}$$

$$S/C = 0.6 \text{ tn/m}$$

$$1.2D + 1.6L$$

$$W_{u1} = 2.61 \text{ tn/m}$$

$$W_{u2} = 1.94 \text{ tn/m}$$

Diseño de Armadura por momento positivo

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y (d - a / 2)}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

Datos:

Mu=	4.35	tn·m	β1=	0.85	
t =	15	cm	d=	11.8	cm
b=	200	cm			
f'c=	210	kg/cm ²	A=	10.28	cm ²
fy=	4200	kg/cm ²	a=	1.21	cm
r=	3.2	cm			
φ=	0.9				
coef. pmax=	0.75		Amin=0.0018·b·d=	4.248	cm ²
			Amax=	37.613	cm ²
			barra= 12	mm = 1.13	cm ²
			Nº= 10	barras	
			s = (b-4cm-1.2cm)/N-1 =	21.644	= 20 cm
			usar:	10 φ 12 mm c/ 20 cm	

ok cumple**Diseño de Armadura por momento negativo**

$$(-)A_s = 1/2 \quad (+)A_s = 5.14 \text{ cm}^2 \quad \text{ok mayor que } A_{smin}$$

$$A_s = 5.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{barra} = 10 \text{ mm} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ = 7 \text{ barras}$$

$$s = (b-4\text{cm}-1.2\text{cm})/N-1 = 31 = 30 \text{ cm}$$

$$\text{usar: } 7 \phi 10 \text{ mm c/ 30 cm}$$

Diseño de Armadura transversal por temperatura

$$A_{st} = 0.0018 \cdot 100 \cdot t = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{barra} = 10 \text{ mm} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{separación } s = A_\phi / A_{st} = 0.29 \text{ cm} = \text{dos capas} = 59 \text{ cm}$$

$$\text{separación máxima} = 2 \cdot t = 30 \text{ cm}$$

$$\text{separación máxima} = 45 \text{ cm}$$

$$\text{usar} = \phi 10 \text{ mm c/ 30 cm}$$

Diseño del segundo tramo L= 6.1 m

2.0 m 2.1 m 2.0 m

$$R1 = 6.62 \text{ tn}$$

$$R2 = 6.62 \text{ tn}$$

$$V_x = R1 - W_{u1} \cdot X_o = 0$$

$$X_o = 3.1 \text{ m}$$

$$M_{max} = 10.80 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$(+) M_{diseño} = 0.9 \quad (+) M_{max} = 9.72 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$(-) M_{diseño} = 1/2 \quad (+) M_{diseño} = 4.86 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Diseño de Armadura por momento positivo

Datos:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

Mu=	9.72	tn·m	β1=	0.85	
t =	15	cm	d=	11.8	cm
b=	200	cm			
f'c=	210	kg/cm ²	A=	24.87	cm ²
fy=	4200	kg/cm ²			
r=	3.2	cm	a=	2.93	cm
φ=	0.9		Amin=0.0018·b·d=	4.248	cm ²
coef. ρmax=	0.75		Amax=	37.61	cm ² ok
cumple			barra=	16	mm = 2.01 cm ²
			Nº=	13	barras
			s = (b-4cm-1.2cm)/N-1 =	16.2	= 16 cm
			usar:	13 φ 16 mm c/ 16 cm	

Diseño de Armadura por momento negativo

	(-)As =	1/2	(+)As=	12.44	cm ²	ok mayor que Asmin
	As=	12.44			cm ²	
barra=	12	mm =	1.13		cm ²	
Nº=	12	barras				
s = (b-4cm-1.2cm)/N-1 =			16.727	=	15	cm
			usar:	12 φ 12 mm c/ 15 cm		

Diseño de Armadura transversal por temperatura

Ast = 0.0018 · 100 · t =	2.7	cm ² /m			
barra=	10	mm =	0.79	cm ²	
separación s= Aφ/Ast =	0.29	cm =	dos capas =	59	cm
separación máxima = 2·t =	30	cm			
separación máxima =	45	cm			
usar=	φ 10 mm c/ 30 cm				

Verificación por cortante:

huella P=	30	cm	
contrahuella CP=	18	cm	
Vud = R1-Wu2·d =	6.40	tn	
Vud·cosθ =	5.48	tn	
cortante φ=	0.75		

$$\cos\theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$$

$$\cos\theta = 0.8575$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$V_n = 7.312 \text{ tn}$$

$$V_c = 18.13 \text{ tn}$$

ok $V_c > V_n$ cumple

Carga de servicio sobre el apoyo (primer tramo)

$$W = W_D + W_L$$

$$w_1 = 1.972 \text{ tn/m}$$

$$w_2 = 1.42 \text{ tn/m}$$

$$R_1 = 3.773 \text{ tn}$$

Utilizando una base de fundación de: 40 cm x 200 cm

$$A = 8000 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{P}{A}$$

$$\sigma_1 = 0.47 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_1 < \sigma_{adm}$ cumple

Generalmente no se necesita una zapata ancha

4.5.5.2 DISEÑO DE RAMPA DE ACCESO.

Rampa compuésa por cinco tramos como losa

Diseño por momento positivo (primer tramo)

Datos:

Mu =	3253	kg-m/m	diseño para 1m de franja
Vu =	2120	kg/m	β1 = 0.85
b =	150	cm	coef. ρmax= 0.75
f'c =	280	kg/cm ²	
fy =	4200	kg/cm ²	
r =	3.2	cm	
φ =	0.75		cortante
φ =	0.9		flexión

Cuantía balanceada (pb)	$\rho_b = \beta_1 \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$	pb =	0.0283
--------------------------------	---	-------------	--------

Cuantía máxima (ρmax)	$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$	ρmax =	0.021
------------------------------	-----------------------------	---------------	-------

Cuantía mecánica (w)	$w = \rho \frac{f_y}{f'_c}$	w =	0.319
-----------------------------	-----------------------------	------------	-------

Según ρmax

Canto útil necesario (d)	$Mu = \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot w \cdot (1 - 0.59 \cdot w)$	despejar "d"	mínimo
---------------------------------	---	--------------	--------

d = 7.06 cm	h = 10.3 cm	menor a	h = 15 cm
--------------------	--------------------	---------	------------------

Recálculo del canto útil	d = 11.8 cm
---------------------------------	--------------------

Armadura necesaria	asumiendo "a"	verificando "a"
---------------------------	---------------	-----------------

$As = \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2)}$		
$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$		
As = 7.74 cm ²	ρmax = 0.021	a = 1.366 cm As = 7.741 cm ² ρmin = 0.018

- Comparación de cuantías	ρ > ρmin	0.004 >	0.0018	ok conforme
	ρ < ρmax	0.004 <	0.021	ok conforme

Armadura longitudinal para toda la base

As = 11.61 cm ²	Nº = 11 barras
φL = 12 mm	c/ = 14.5 cm = 15 cm
	usar: 11 φ 12 mm c/ 15 cm

Verificación a cortante

Fuerza cortante que resiste el hormigón para 1 m de base

$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$	Vc = 10.46 tn/m
--	------------------------

$$V_n = 2.83 \text{ tn/m} \quad V_n < V_c \quad \text{ok cumple}$$

Se dispondrá armadura de reparto transversal

No se considera torsión en este tramo por ser despreciable

Diseño por momento negativo (primer tramo)

Datos:

$$\begin{aligned} \mu &= 6922 \text{ kg-m/m} && \text{diseño para 1m de franja} \\ b &= 150 \text{ cm} && \beta_1 = 0.85 \\ f'_c &= 280 \text{ kg/cm}^2 && \text{coef. } \rho_{\max} = 0.75 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ r &= 3.2 \text{ cm} \\ \phi &= 0.9 && \text{flexion} \end{aligned}$$

$$\text{Cuantía balanceada (pb)} \quad \rho_b = \beta_1 \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad \rho_b = 0.0283$$

$$\text{Cuantía máxima (pmax)} \quad \rho_{\max} = 0.75 \rho_b \quad \rho_{\max} = 0.021$$

$$\text{Cuantía mecánica (w)} \quad \omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} \quad \omega = 0.319$$

según pmax

$$\text{Canto útil necesario (d)} \quad \mu = \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot \omega \cdot (1 - 0.59 \cdot \omega) \quad \text{despejar "d"} \quad \text{mínimo}$$

$$d = 10.30 \text{ cm} \quad h = 13.5 \text{ cm} \quad \text{menor a} \quad h = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Recálculo del canto útil} \quad d = 11.8 \text{ cm}$$

$$\text{Armadura necesaria} \quad \text{asumiendo "a"} \quad \text{verificando "a"}$$

$$A_s = \frac{\mu}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$A_s = 17.92 \text{ cm}^2 \quad \rho_{\max} = 0.02 \quad \begin{matrix} a = 3.16 \text{ cm} \\ A_s = 17.92 \text{ cm}^2 \\ \rho_{\min} = 0.0018 \end{matrix}$$

$$\begin{aligned} \text{- Comparación de cuantías} \quad & \rho > \rho_{\min} \quad 0.010 > 0.0018 \quad \text{ok conforme} \\ & \rho < \rho_{\max} \quad 0.010 < 0.021 \quad \text{ok conforme} \end{aligned}$$

Armadura longitudinal para toda la base

$$\begin{aligned} A_s &= 26.88 \text{ cm}^2 && N^\circ = 14 \text{ barras} \\ \phi L &= 16 \text{ mm} && c/ = 11.1 \text{ cm} = 11 \text{ cm} \\ \phi t &= 10 \text{ mm} && \text{usar: } 14 \phi 16 \text{ mm } c/ 11 \text{ cm} \end{aligned}$$

Armadura transversal por temperatura

$$A_{st} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 4.05 \text{ cm}^2 \quad \text{por 1 m de ancho a lo largo}$$

$$s = A_\phi / A_{st} = 0.194 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

usar: ϕ 10 c/ 20 cm

arriba y abajo

Separación menor a 5 veces $h = 75$ cm y menor a 45 cm

ok

Efecto de torsión sobre el último tramo curvo

Datos:

Tu= 1010 kg-m/m = 2323 kg·m tramo central de la viga curva**Vu**= 550 kg/m = 1265 kg**h**= 15 cm**b**= 230 cm **d**= 12.4 cm centro de la barra longitudinal**f'c**= 280 kg/cm²**fy**= 4200 kg/cm²**r**= 2.5 cm estribo a estribo**D**= 12 mm 1.13 cm²**φ**= 0.75 torsion

De acuerdo al código ACI 318-05 la torsión puede despreciarse si:

$$Tu \leq \phi \cdot 0.27 \cdot \sqrt{f'c} \left(\frac{A^2 cp}{Pcp} \right) (kg \cdot cm)$$

Acp= 230 x 15 = 3450 cm²**Pcp**= 230x2 + 15x2= 490 cm**Tu**

2323 > 823 kg·m no cumple

Verificación de secciones solidas o macizas

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw d} \right)^2 + \left(\frac{Tu \cdot Ph}{1.7 \cdot A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bw d} + 2.12 \cdot \sqrt{f'c} \right)$$

Vu= 1265 kg**b·d**= 2852 cm²Recubrimiento de: **r**= 2.5

cm hasta el centro de las barras de los estribos en todas las caras

	xo = 225 cm	$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw d} \right)^2 + \left(\frac{Tu \cdot Ph}{1.7 \cdot A_{oh}^2} \right)^2} = 5.534 \text{ kg/cm}^2$
	yo = 10 cm	
	Aoh = 2250 cm ²	$\phi \left(\frac{Vc}{bw d} + 2.12 \cdot \sqrt{f'c} \right) = 33.26 \text{ kg/cm}^2$
fisurado	Ao = 1913 cm ²	
	Ph = 470 cm	$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$
cortante	Vc = 25293 kg	
	5.534 < 33.3	correcto

Refuerzo transversal por torsión:

$$At = \frac{Tu \cdot s}{2 \phi \cdot Ao \cdot fy \cdot \cot 45^\circ}$$

At/s= 0.019cm² por cada cm para una rama vertical

Refuerzo a cortante de nuevo calculado

$$A_v = \frac{(V_n - V_c)}{f_{yv} d} s$$

$A_v/s = 0$ s
cm² por cada cm para una rama vertical

Requisitos combinados de cortante y torsión

$$\frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{2 \cdot s} =$$

0.019 cm²/cm/rama

intentar con barras de diámetro: 12 mm la separación mínima es:
s= 58.66 cm

Separación máxima de estribos

Temperatura $s < 5h$ o $s < 45$ cm $5 \cdot h = 75$ cm
Torsión: $s < Ph/8$ o $s < 30$ cm $Ph/8 = 58.75$ cm

Usar una separación mínima de: 30 cm
y una separación máxima de : 30 cm

$$(2A_t + A_v) = 0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq \frac{3.5 \cdot b_w s}{f_{yt}}$$

1.57 > 5.75 cm²
2 · A **no cumple**

$A_{st} = 6.21$ cm² por temperatura ϕ 10 mm c/ 12 cm
pero si se dispondría en dos capas sería ϕ 10 mm c/ 24 cm, se opta por la armadura mínima por torsión:

$\phi = 12$ mm $A = 2.26$ cm² $s = 11$ cm
usar barras transversales arriba y debajo : ϕ 12 mm c/ 10 cm
dispuestos en u

Armadura de torsión longitudinal

$$A_l = \left(\frac{A_t}{s} \right) \cdot p_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$A_{l \min} = \frac{1.33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) \cdot p_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y}$$

9.06 cm² 9.2 cm² usar: 9.2 cm²

$A_l = 9.2$ cm² 12 mm N°= 9 barras

Armadura longitudinal combinada

Por flexión se dispuso: 5 barras de 12 mm positivo
5 barras de 12 mm negativo

N°T= 19 disponemos 10 barras abajo y 9 barras arriba

Usar: 10 ϕ 12 mm c/ 23.0 cm parte inferior

9 ϕ 12 mm c/ 25.0 cm parte superior

Los resultados del análisis estructural y diseño de los componentes de hormigón armado se encuentran en el Anexo IV, el cual ésta subdividido por tipo de estructura de losa.

Los planos de detalles estructurales, resultado del diseño se encuentran en Anexo VI con los planos arquitectónicos.

La parte técnica del proyecto, que es básicamente las suposiciones de diseño ya fueron vistos páginas atrás, en un proyecto de ingeniería la mayoría requiere de un análisis de costo y tiempo, variables de mayor importancia en el análisis de un proyecto, el mismo se presenta en el anexo II. Los cálculos métricos y precios unitarios en anexo V

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Las conclusiones de este trabajo se han formulado de acuerdo a las siguientes categorías:

- ✓ Análisis y diseño estructural
- ✓ Presupuesto
- ✓ Cronograma de ejecución
- ✓ Alternativa seleccionada

5.1.1. RESPECTO AL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

- Los planteamientos propuestos en la arquitectura fueron acogidos sin modificaciones para realizar el análisis estructural de las estructuras con losa maciza, losa alivianada unidireccional y losa plana sin vigas. Sin embargo se realizaron modificaciones a la disposición estructural para justificar el emplazamiento de losas casetonadas, no se altero la forma de la arquitectura, sino mas bien abarcar luces mas diáfanas (abiertas).
- La estructura está compuesta por pórticos tridimensionales y una losa de hormigón armado con dos plantas y una terraza accesible de hormigón diseñada para una futura ampliación, contempla además como accesos escaleras y una rampa de hormigón armado
- En las hipótesis de carga de la estructura, estas fueran cargadas en su totalidad en todos los paños, no se requirió de combinaciones por tablero ya que la carga viva no excedía tres cuartas partes de la carga muerta como propone la norma ACI, por lo que la posibilidad de que la carga viva varié significativamente de uno a otro tablero es pequeña.
- Previo a la realización del análisis estructural, se realizo el predimensionamiento de los elementos estructurales, con el fin de que las solicitaciones cumplan y no se tenga que volver a recalcular a no ser que sea por sobredimensionamiento.

- La estructura fue idealizada o discretizada en el programa SAP2000 para obtener las solicitaciones para diferentes hipótesis de carga según la ACI, el modelo se asemeja a la realidad a través de los denominados elementos finitos donde la losa aporta parte de la rigidez a flexión
- Fuentes bibliográficas indican que no es suficiente considerar a la losa como un elemento aislado, sino que debe tomarse en cuenta su interacción con otros elementos estructurales, para estudiar adecuadamente su comportamiento. Los métodos modernos de análisis y diseño están basados en estas consideraciones
- Las losas macizas con vigas y las losas planas sin vigas, fueron discretizadas como elementos áreas tipo Shell (según el programa SAP2000) que toma en cuenta la rigidez flexional, de torsión, cortante. En el caso de losas con vigas estos valores son pequeños comparados con los de la viga (tipo frame).
- El planteamiento realizado para losas planas sin vigas fue combinar las ventajas de los procedimientos clásicos como el de los pórticos equivalentes que define franjas de armado en cada dirección para lograr integrar el momento flector en cada franja y uniformizar el momento eliminando los picos propios de modelar un soporte como apoyo puntual en elementos finitos
- La losa alivianada unidireccional fue discretizada con sus correspondientes viguetas, obviamente no pretensada (solo para obtener la solicitación que le corresponde a cada vigueta) pero que se le asignaron propiedades de torsión despreciables, además que los extremos no se encuentran 100% en continuidad con las demás, se dispuso como losa de compresión elementos áreas de tipo membrana (según SAP2000) que solo se encarga de transmitir las cargas en una dirección hacia las viguetas por ancho tributario, no se considera ningún tipo de rigidez de la losa.
- La losa casetonada fue discretizada con sus nervios correspondientes con propiedad a torsión despreciable (por seguridad estructural), debido a que la losa de compresión trabaja monolíticamente con los nervios se dispuso para el modelo elementos área tipo Shell para absorber parte de flexión de los nervios, conformando una losa casetonada monolítica

- En el caso de columnas se ayudo para el diseño con los ábacos de interacción que propone la ACI para armaduras simétricas, cabe mencionar que la cuantía mínima de $0.01A_g$ por cuestiones de redondeo por barra de acero no se cumplió a cabalidad poniendo por debajo de la misma, esto se puede justificar si leemos en uno de sus comentarios de la ACI R10.9.1 donde indica que se recomendaron años atrás cuantías de 0.01 a 0.005 A_g ; obviamente no se llegó a tal extremo mínimo. Se observa además que en la región se utiliza para una columna de 25 x 25 cuatro barras de 12 mm (mínimo)
- El dimensionamiento por punzonamiento el más crítico se produjo para losas sin vigas, proporcionando de refuerzo a las mismas.

5.1.2. RESPECTO AL PRESUPUESTO

- En la determinación de cuantías de fierro por tipo de estructura diseñada se pudo observar lo siguiente:

Estructura con losa maciza

zapatas:	31,5	[kg/m ³]
columnas:	148,9	[kg/m ³]
vigas:	95,6	[kg/m ³]
losa:	72,5	[kg/m ³]

Estructura con losa alivianada unidir.

zapatas:	33,3	[kg/m ³]
columnas:	129,1	[kg/m ³]
vigas:	107,9	[kg/m ³]
losa:	2,6	[kg/m ²]

Estructura con losa tipo placa plana

zapatas:	30,9	[kg/m ³]
columnas:	138,8	[kg/m ³]
vigas:	110,9	[kg/m ³]
losa:	93,6	[kg/m ³]

Estructura con losa casetonada

zapatas:	32,9	[kg/m ³]
columnas:	151,3	[kg/m ³]
vigas:	144,1	[kg/m ³]
losa:	10,5	[kg/m ²]

Las cuantías de las vigas se observa la menor en losas macizas esto por trabajar en conjunto monolíticamente con las losas a diferencia de las demás.

En cuanto a las losas la cuantía de la losa plana sin vigas es mayor que la de maciza, ya que se definen franjas de mayor armado que cumplen la función de una viga.

- El costo de la cada estructura global y por metro cuadrado de construcción de obra gruesa es:

		Presup. Gral.	Presup. / m ²
Alternativa 1	Estructura con losa maciza	Bs 1.480.877,0	Bs/m ² 1.901,0
Alternativa 2	estructura con losa alivianada	Bs 1.383.968,0	Bs/m ² 1.776,0
Alternativa 3	Estructura con losa tipo placa plana	Bs 1.582.261,0	Bs/m ² 2.031,0
Alternativa 4	Estructura con losa casetonada	Bs 1.682.833,0	Bs/m ² 2.160,0

Se comprueba que las losas con aligeramientos son más económicas, además que las losas casetonadas pueden abarcar grandes luces (en este caso 10 m máximo)

- Los costos no solo se tomaron en cuenta de la losa pues influyen otros aspectos como ser las vigas, columnas, zapatas y demás, como se ha podido apreciar.
- El empleo de losas casetonadas hizo que se redujeran el numero de columnas y por ende zapatas a pesar de tener cuantías elevadas, los cálculos métricos son menores.

5.1.3. RESPECTO AL CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN.

- Los tiempos de ejecución en días hábiles es el siguiente para cada tipo de obra:

TIPO DE ESTRUCTURA		TIEMPO
Alternativa 1	Estructura con losa maciza	226 días hábiles
Alternativa 2	Estructura con losa alivianada	204 días hábiles
Alternativa 3	Estructura con losa tipo placa plana	217 días hábiles
Alternativa 4	Estructura con losa casetonada	208 días hábiles

Como se trata de una comparación en días hábiles, esto puede incrementarse en días calendarios como se aprecia en los diagramas de Gantt realizados para cada tipo de estructura, de una manera resumida se puede decir que las losas con aligeramientos presentan un montaje más rápido en cuanto a disposiciones de fierro y encofrado se refiere.

Para losas llenas de hormigón armado, el tiempo de encofrado y armado es mayor que una losa aligerada, los tiempos de manipulación de los materiales hace que se incremente el tiempo de armado para losas macizas, todo lo contrario en losas aligeradas donde el aligeramiento es de manipulación rápida (plastoformo en la mayoría de los casos)

- Si nos referimos a las instalaciones de una obra en general, esta presentara aberturas para la realización de la misma, es más fácil tratar en losas alivianadas que en losas macizas los aspectos de instalaciones.
- A todo esto podemos rescatar que en las losas macizas logran trabajar monolíticamente con toda la estructura esto hablando técnicamente, aspecto que no se logra al 100% en los demás tipos de losas especialmente las losas aligeradas con viguetas semirresistentes
- Las losas planas sin vigas y las casetonadas, estos ganan ventajas en aspectos estéticos, presentan ambientes libres al no existir vigas interiores, lo cual se concluye que una losa plana hablando estéticamente no queda al margen de las demás como una alternativa

5.1.4. RESPECTO A LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

Si se revisan los **costos** determinados para las cuatro alternativas se puede observar que la alternativa N°4 presenta el costo mayor con Bs. 1.682.833,0 seguido de la alternativa N°3 Bs. 1.582.261,0 y N° 1 con Bs. 1.480.877,0 por su parte el menor precio corresponde a la alternativa N°2 Bs. 1.383.968,0. En lo referente al tiempo de ejecución el tiempo requerido para la ejecución de las alternativas N°2 y N°4 es menor debido a que se puede prefabricar las viguetas y los aligeramientos ocupan gran parte del volumen lo cual implica un ahorro importante en tiempo de ejecución. En segundo lugar en lo referente al tiempo de ejecución se encuentra la alternativa N°3 debido a la ejecución de la losa llena incrementaría el tiempo de ejecución, en parte reduciría el tiempo al no existir vigas interiores. La alternativa que implica el mayor tiempo de ejecución es la alternativa N°1 debido a la presencia de vigas que serán hormigonados monolíticamente con la losa.

Otros de los factores que inciden en la elección es el aspecto estético de la estructura el cual puede justificarse quizás por el impulso que necesita la región o consolidarse como un centro turístico. Con respecto a este factor la alternativa con mas connotación estética es la alternativa N°3 seguido de la alternativa N°4 y por último las alternativas N°1 y N°2.

Por las ventajas descritas anteriormente la alternativa recomendada para la construcción es la alternativa N°2, Esta alternativa consiste en la utilización de viguetas prefabricadas (semirresistentes de H°P°) montadas en obra con aligeramientos de plastoformo (algunas

veces cerámica) y una capa de compresión de H° de por lo menos 5 cm para constituir una vigueta resistente.

Comparando **técnicamente** las losas alivianadas unidireccionales con las demás alternativas del ejemplo de aplicación real se puede comentar lo siguiente:

	Losa alivianada unidir. (Alt. N°2)	Losa maciza con vigas (Alt. N°1)	Losa plana sin vigas (Alt. N°3)	Losa casetonada (Alt. N°4)
Distribución de cargas	Buena distribución de cargas y reparto en el sentido transversal posteriormente hacia los soportes	El camino de las cargas hacia los soportes es más directo y mas distribuido	Las cargas consiguen encontrar caminos relativamente sencillos hasta las columnas	Se puede buscar rutas de descarga mediante la disposición de nervios
Bidireccional multidireccional	Comportamiento unidireccional	Comportamiento bidireccional	Comportamiento bidireccional	Se puede conseguir comportamiento multidireccional
Peso propio	El peso se ve reducido considerablemente	Poseen un peso propio muy elevado	Debido a que requieren cantos ligeramente mayores por punzonamiento el peso	Si bien el peso propio es elevado pese a los aligeramientos, en contraste con las luces que abarca es justificable frente a otras alternativas
Forma e irregularidades	Tiene mejor aplicación a plantas con forma regular. Una forma irregular no es ninguna limitante para realizar las disposiciones de las viguetas	Posee la capacidad de adaptarse a cualquier forma geométrica	Permite absorber mayores irregularidades en la planta estructural	Ya que el hormigonado es en situ, no presenta inconvenientes para adoptar formas irregulares

Continuidad y monolitismo	Se puede lograr cierto porcentaje de continuidad (no 100%) con las losas vecinas a través de la disposición de acero por vigueta	al tener un número infinito de nervios, ofrece una mayor hiperestaticidad	La capacidad mecánica y resistente de la placa la asume todo el conjunto y no una parte	Su funcionamiento es semejante al de losas macizas, pero en menor medida
Rigidez a flexión, cortante y torsión	Se considera solo la rigidez a flexión y cortante en un solo sentido, se desprecia la torsión	Se considerarse rigidez flexional en los dos sentidos además de rigidez a cortante	Se considera rigidez flexional y rigidez a cortante	Se considera solo las rigideces flexionales en ambas direcciones, no se considera la rigidez torsional
Control de deflexiones	Al ser viguetas prefabricados en control de la norma, los requisitos de las deflexiones se hace más confiable	Debido a que presenta mayor peso propio la deflexión a largo plazo son de mayor importancia	Dado su complicado calculo, este se limita por espesores mínimos recomendados por norma	Al ser una sección aligerada se busca su equivalencia a una losa maciza para luego verificar el espesor mínimo que requiere
Sistema autoportante	Si bien cada vigueta es autoportante, este requiere de apuntalamiento de c/2m cuando se está conformando la losa, requiere menor encofrado que otras alternativas	Por tratarse de un forjado hormigonado in situ, no es un sistema autoportante, por lo que resulta necesaria la instalación de un encofrado continuo	Presentas las mismas características de una losa maciza con vigas	El sistema completo no es autoportante, requiere de un encofrado continuo, los aligeramientos también hacen el papel de encofrado

- La arquitectura de la estructura presento luces de 5 m y 6 m para la aplicación de losas macizas, unidireccionales y placa plana, mientras que para losas casetonadas la se diseño para luces de 8 m y 10 m.

5.2. RECOMENDACIONES.

Se formulan las siguientes recomendaciones principales:

- Para el análisis y diseño de estructuras con plantas irregulares, es recomendable la utilización del método de los elementos finitos (a través de ordenadores) ya que se logra idealizar diversas formas geométricas
- Buscar una solución constructiva sostenible. La primera cuestión a valorar será el **consumo de materias primas**, en nuestro caso, acero y hormigón básicamente. De entrada las opciones de losa macizas y casetonadas, quedan en desventaja puesto que necesitan grandes cantidades de hormigón, además de ferrallado y madera para los encofrados. Si buscamos opciones prefabricadas que necesiten menos encofrado, serán más aconsejables aquellas que resuelvan parte de la estructura reemplazadas por elementos prefabricados, el control de residuos viene a ser más cuidadoso.
- En resumen se puede decir que las losas prefabricadas o semiprefabricadas, tienen y tendrán mayor aceptación en costo y tiempo, considerando además que la calidad ya viene certificada según requerimientos de norma.
- Se recomienda en un futuro que se realice nuevos análisis de comparación con lo que respecta a losas prefabricadas de montaje directo en sus diferentes variedades.