

UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS

FACULTAD INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS COMPARATIVO DE UN EDIFICIO CON SISTEMA DE LOSAS SIN
VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN VARIOS SISTEMAS ESTÁTICOS
PROPUESTOS**

POSTULANTE:

Angela Sandra Lozano Leaño.

TUTOR:

Ing. Miguel Muñoz Black.

LA PAZ – BOLIVIA

2020.



**UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS
FACULTAD DE INGENIERIA**



LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS AUTORIZA EL USO DE LA INFORMACIÓN CONTENIDA EN ESTE DOCUMENTO SI LOS PROPÓSITOS SON ESTRICTAMENTE ACADÉMICOS.

LICENCIA DE USO

El usuario está autorizado a:

- a) Visualizar el documento mediante el uso de un ordenador o dispositivo móvil.
- b) Copiar, almacenar o imprimir si ha de ser de uso exclusivamente personal y privado.
- c) Copiar textualmente parte(s) de su contenido mencionando la fuente y/o haciendo la cita o referencia correspondiente en apego a las normas de redacción e investigación.

El usuario no puede publicar, distribuir o realizar emisión o exhibición alguna de este material, sin la autorización correspondiente.

TODOS LOS DERECHOS RESERVADOS. EL USO NO AUTORIZADO DE LOS CONTENIDOS PUBLICADOS EN ESTE SITIO DERIVARA EN EL INICIO DE ACCIONES LEGALES CONTEMPLADAS EN LA LEY DE DERECHOS DE AUTOR.

Dedicatoria

Al culminar este proyecto de grado, quiero expresar mis más sinceros agradecimientos en primer lugar a Dios, por permitirme llegar a este momento tan especial de mi vida.

A mis padres y hermanos que con su esfuerzo y apoyo han estado presentes en todos los momentos, siendo columna fuerte frente a los retos, dificultades y aciertos a través de mi vida y carrera, pido a Dios que los bendiga y pueda compartir con ellos los frutos de mis logros alcanzados.

A mi tutor, Ingeniero Miguel Muñoz Black, que me guio paso a paso el proyecto, imprimiendo en cada uno su sello de conocimiento y experiencia. Dejando en mí fuertes bases como profesional, que estoy seguro se verán reflejados en mi labor futura como ingeniero civil.

A mi pequeña Violeta que es un ser maravilloso que llego a mi vida a darme una felicidad que nunca hubiera imaginado tener. Te llevo en mi corazón siempre.



Agradecimientos

Mis agradecimientos a la CARRERA DE INGENIERIA CIVIL y a los docentes quienes de forma incondicional supieron impartir sus conocimientos dentro y fuera de las aulas.

Al Ing. Miguel Muñoz por el apoyo brindado en el transcurso de la elaboración y culminación de este proyecto de grado.

Y, por último, pero no menos importante quiero agradecer a mi abuelo Humberto Lozano, que desde pequeña me saludaba diciendo ingeniera que fue la chispa del sueño que hoy se hace realidad.

Resumen

Angela Sandra Lozano Leño

Este proyecto de grado consiste en contribuir al conocimiento optimizado técnico económico de losas sin vigas de hormigón armado.

Teniendo como punto de partida un modelo arquitectónico, se proponen varios sistemas estáticos que consideran la luz entre apoyos como variable determinante. Estos sistemas estáticos se agrupan y de cada grupo se toman los más representativos obteniendo cuatro alternativas. Estas alternativas son comparadas técnica y económicamente. Por lo que se obtiene una alternativa que contempla una relación óptima luz – espesor de la losa y contempla aspectos técnicos, constructivos y económicos orientados a una solución óptima.

Una de las alternativas fue calculada con métodos tradicionales (manualmente) y luego con la ayuda de un software especializado (ETABS v.16), para verificar la pertinencia de cada uno de los métodos y su posible comparación. Las diferencias de los resultados fueron pequeñas por lo que se verificó la pertinencia de cada uno de los métodos llegando a la conclusión, de que la modelización realizada en el software especializado (ETABS v.16) es válida.

La comparación de las cuatro alternativas se la realiza con la ayuda del software ETABS v.16, por medio de este se definieron los modelos estructurales y se observaron los resultados arrojados por éste. El comparativo se realizó; técnico y económico, para la comparación técnica se basa en la compilación de las cuantías de refuerzo, volúmenes de hormigón, por medio de matrices donde se muestra la información más importante. La comparación económica se la realizó con el presupuesto de cada alternativa. Una vez creadas las matrices se realizaron análisis de resultados y unas recomendaciones.

Se concluyó que la alternativa de siete tramos, tiene menor peso de acero, con la alternativa que está más cercana en valor es con la alternativa de seis tramos y difieren con 26867.83 Kg. La cantidad de hormigón menor es la alternativa de cinco tramos, pero difiere con la alternativa de siete tramos solo por 17.78 m³, por lo tanto, la alternativa de siete tramos es técnicamente la más eficiente. De la comparación económica se concluye que la alternativa de siete tramos es la más barata.

El presente proyecto de grado ha encontrado que, para un diseño optimizado técnico – económico de losas sin vigas de hormigón armado, deben usarse luces entre 4.80 a 6 m y espesores de losas de 30cm. Estas luces pueden optimizarse todavía aún más dentro de ese rango.

Abstract

This undergraduate project consists of contributing to the economic technical optimized knowledge of slabs without reinforced concrete beams.

Having as a starting point an architectural model, several static systems are proposed that consider light between supports as a determining variable. These static systems are grouped together and from each group the most representative systems are taken obtaining four alternatives. These alternatives are comparative technically and economically. Therefore, an alternative is obtained that contemplates an optimal ratio of light – thickness of the snout and contemplates technical, constructive and economic aspects oriented to an optimal solution.

One of the alternatives was calculated using traditional methods (manually) and then with the help of specialized software (ETABS v.16), to verify the relevance of each of the methods and their possible comparison. The differences in the results were small so the relevance of each of the methods was verified, concluding that the modelling performed in the specialized software (ETABS v.16) is valid.

The comparison of the four alternatives is done with the help of ETABS v.16 software, through it the structural models were defined and the results yielded by it were observed. The comparison was made; technical and economic, for technical comparison is based on the compilation of reinforcement amounts, concrete volumes, by means of matrices where the most important information is displayed. The economic comparison was made with the budget of each alternative. After the arrays were created, results analysis and recommendations were performed.

It was concluded that the seven-stage alternative, with lower steel weight, with the closest alternative in value is with the six-stage alternative and differ with 26867.83 Kg. The smaller amount of concrete is the five-stage alternative, but differs with the seven-stage alternative only by 17.78 m³, therefore the seven-stage alternative is technically the most efficient. The economic comparison concludes that the seven-stage alternative is the cheapest.

This grade project has found that, for an optimized technical – economical design of slabs without reinforced concrete beams, lights between 4.80 and 6 m and slab thicknesses of 30cm should be used. These lights can be further optimized within that range.

TABLA DE CONTENIDOS

LISTA DE TABLAS	viii
LISTA DE FIGURAS	xi
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	15
1.1. Definición. -	15
1.1.1. Ventajas e Inconvenientes. -	17
1.2. Historia.-	18
1.3. Planteamiento del problema. -	20
1.4. Objetivos. -	21
1.4.1. Objetivo General.....	21
1.4.2. Objetivos Específicos.	21
1.5. Justificación. -	22
1.5.1. Justificación Teórica.	22
1.5.2. Justificación Metodológica.....	22
1.5.3. Justificación Social.	23
1.5.4. Justificación Técnica.....	24
1.6. Generalidades sobre el estudio Normativo del problema. -	24
CAPÍTULO 2. ESTRUCTURACIÓN CON LOSAS SIN VIGAS	26
2.1. Comportamiento del Sistema. –	27
2.1.1. Comportamiento de losas cargadas hasta la falla en flexión.-	27
2.1.2. Resistencia al corte de las losas bidireccionales (resistencia al punzonamiento). -	30
2.1.3. Deflexión en los sistemas de losa bidireccional.-	35
2.2. Métodos de análisis. -	37
2.2.1. Métodos basados en la teoría de la elasticidad. -	37
2.2.2. Métodos aproximados basados en la teoría de las estructuras. -	39
2.2.3. Métodos basados en la experimentación. -	39
2.2.4. Métodos computacionales. -	40
2.3. Método de cálculo aplicable a losas sin viga según ACI 318 - 2014.-	40
2.3.1. Método directo. –	43
2.3.2. Método del pórtico equivalente -	51
2.4. Análisis tridimensional con un método automatizado:ETABSv.16 (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems o Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones).-.....	56
2.5. Predimensionamiento de los elementos y recomendaciones constructivas. -	58
CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	73
3.1. Características arquitectónicas de las diversas alternativas. -	73
3.2. Condiciones y parámetros de diseño. -	75
3.3. Parametrización de la estructura. -	80

3.3.1.	Alcance Temático. -	81
3.3.1.1.	Área de Investigación.	81
3.3.1.2.	Tema específico.....	81
3.3.1.3.	Alcance Espacial.....	82
3.3.1.4.	Alcance Temporal.....	82
3.3.2.	Alternativas. –	83
CAPÍTULO 4. DESARROLLO COMPARATIVO MANUAL DE UNO DE LOS PROYECTOS ESTRUCTURALES.....		86
4.1.	Datos del proyecto. –.....	86
4.2.	Estructuración del proyecto. -	86
4.3.	Pre dimensionamiento.....	88
4.3.1.	Pre dimensionamiento losa aligerada.	88
4.3.1.1.	Espesor mínimo de la losa.....	88
4.3.1.2.	Cargas.	89
4.3.2.	Pre dimensionamiento de columnas.	96
4.3.3.	Pre dimensionamiento de ábacos.	102
4.3.4.	Pre dimensionamiento de la escalera.	103
4.4.	Análisis y diseño del edificio.....	105
4.4.1.	Análisis y diseño de la losa sin vigas.	116
4.4.1.1.	Diseño por flexión.	122
4.4.1.2.	Diseño por cortante.....	126
4.4.1.3.	Diseño por punzonamiento.	128
4.4.2.	Análisis por viento.	139
4.4.3.	Análisis y diseño de columnas.	150
CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE CUATRO ALTERNATIVAS DE LOSAS SIN VIGAS MODELIZADAS EN ETABS v.16		157
5.1.	Descripción general.....	157
5.2.	Conceptualización de la modelización en ETABS v.16.	159
5.3.	Análisis y diseño del proyecto estructural.....	170
5.3.1.	Análisis y diseño de la losa sin vigas.	172
5.3.1.1.	Diseño por flexión.	175
5.3.1.2.	Diseño por cortante.....	184
5.3.1.3.	Diseño por punzonamiento.	184
5.3.2.	Análisis y diseño de columnas.	187
5.3.3.	Análisis y diseño de elementos de contraventeo.	193
5.3.4.	Análisis y diseño de la escalera.	201
5.3.5.	Análisis y diseño de fundaciones.	204
5.3.5.1.	Estudios geotécnicos del proyecto.....	204
5.3.5.2.	Elección de la tipología de la fundación.....	209

5.3.5.3.	Análisis de las solicitaciones en las fundaciones.....	210
5.3.5.4.	Diseño de las fundaciones.....	214
CAPÍTULO 6. COMPARATIVA DE RESULTADOS.....		219
6.1.	Análisis comparativo de la estructura manual con el modelo en ETABS v.16..	219
6.1.1.	Corte basal para viento.....	219
6.1.2.	Peso del edificio.....	221
6.1.3.	Solicitaciones de losa sin vigas.....	221
6.2.	Análisis comparativo de cuatro alternativas de losas sin vigas modelizadas con ETABS v16.....	223
6.2.1.	Comparación técnica.....	223
6.2.2.	Comparación económica.....	233
CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES.....		249
7.1.	Conclusiones.....	249
7.2.	Recomendaciones.....	258
CAPÍTULO 8. BIBLIOGRAFÍA.....		259

LISTA DE TABLAS

Tabla N° 1 – Coeficiente de distribución en un vano final.	46
Tabla N° 2. - Fracción del momento negativo interior M_u en una franja de columna. ...	47
Tabla N° 3 - Fracción del momento negativo exterior M_u en una franja de columna. ...	48
Tabla N° 4 - Fracción del momento positivo M_u en una franja de columna.	49
Tabla N° 5 - Fracción del momento positivo M_u en una franja de columna asignable a las vigas.	49
Tabla N° 6 - Espesor mínimo de losas sin vigas (mm).	58
Tabla N° 7 - Recubrimiento especificado para elementos de hormigón armado construidos en sitio (mm).	60
Tabla N° 8 - Extensiones mínimas del refuerzo corrugado en losas en dos direcciones sin vigas.	65
Tabla N° 9 - Ubicación del primer estribo y límites del espaciamiento.	70
Tabla N° 10 - Velocidades básicas de viento para Bolivia.	78
Tabla N° 11 - Combinación de carga.	79
Tabla N° 12 – Luces en sentido “Y” de las alternativas.	83
Tabla N° 13 – Datos del proyecto.	86
Tabla N° 14 – Volúmenes y pesos específicos de materiales.	89
Tabla N° 15 – Cargas muros, ventanas y puertas.	91
Tabla N° 16 – Cargas de Tabiquería.	92
Tabla N° 17 – Cargas de Diseño.	94
Tabla N° 18 – Área de Influencia.	97
Tabla N° 19 – Pre dimensionamiento columnas.	98
Tabla N° 20 – Pre dimensionamiento ábacos.	102
Tabla N° 21 – Pesos específicos para el diseño de la escalera.	104
Tabla N° 22 – Cargas para tramo sin peldaños.	104
Tabla N° 23 – Cargas para tramo con peldaños.	105
Tabla N° 24 – Factores de reducción de resistencia para cada tipo de esfuerzo.	107
Tabla N° 25 – Deflexión máxima admisible calculada.	118
Tabla N° 26 – Momento estático.	119
Tabla N° 27 – Franjas en dirección X.	119
Tabla N° 28 – Franjas en dirección Y.	120
Tabla N° 29 – Distribución de momentos en dirección X.	120
Tabla N° 30 – Distribución de momentos en dirección Y.	121
Tabla N° 31 – Diseño por flexión de la losa sin vigas.	122
Tabla N° 32 – Acero necesario para losa sin vigas.	122
Tabla N° 33 – Resumen de Corte en una y dos direcciones.	134
Tabla N° 34 – Valores del Factor de direccionalidad de viento.	139
Tabla N° 35 – Coeficiente de exposición de presión de velocidad.	141

Tabla N° 36 – Coeficiente de presión interna.....	145
Tabla N° 37 – Coeficiente Cp para construcciones cerradas.....	145
Tabla N° 38 – Parámetros básicos de diseño.....	146
Tabla N° 39 – Presión de la velocidad del viento calculada a la altura z.....	147
Tabla N° 40 – Presión de diseño para el sistema principal de fuerza resistente de viento.....	148
Tabla N° 41 – Coeficiente de presión externa.....	148
Tabla N° 42 – ACCIONES DEL VIENTO EN EL SENTIDO LONGITUDINAL "X".....	149
Tabla N° 43 – ACCIONES DEL VIENTO EN EL SENTIDO LONGITUDINAL "Y".....	150
Tabla N° 44 – Columnas Centrales.....	152
Tabla N° 45 – Columnas Perimetrales.....	154
Tabla N° 46 – Luces de las alternativas.....	157
Tabla N° 47 – Espesor de losa sin vigas.....	157
Tabla N° 48 – Predimensionamiento ábacos.....	158
Tabla N° 49 – Combinaciones de carga ETABS.....	168
Tabla N° 50 – Momentos en losa sin viga de 5 tramos.....	174
Tabla N° 51 – Armadura en losa sin viga de 5 tramos.....	181
Tabla N° 52 – Análisis de la escalera Resumen de la armadura de columnas de PB de la alternativa de cinco Tramos.....	191
Tabla N° 53 – Análisis de la escalera.....	202
Tabla N° 54 – Descripción de los pozos de exploración.....	205
Tabla N° 55 – Fatiga de los pozos de exploración.....	209
Tabla N° 56 – Solicitaciones en la base.....	210
Tabla N° 57 – Geometría de las vigas de fundación de las diferentes alternativas.....	214
Tabla N° 58 – Viento en el sentido longitudinal "X".....	219
Tabla N° 59 – Corte Basal para viento en sentido longitudinal.....	220
Tabla N° 60 – Corte Basal para viento en sentido transversal.....	220
Tabla N° 61 – Fuerzas axiales, calculadas con ETABS v.16 (KN).....	221
Tabla N° 62 – Fuerzas axiales, calculadas manualmente (KN).....	221
Tabla N° 63 – Suma de momentos de toda la losa sin vigas (KN-m).....	222
Tabla N° 64 – Suma de momentos de toda la losa sin vigas con ETABS (KN-m).....	223
Tabla N° 65 – Máximas deflexiones verticales en las losas (mm).....	225
Tabla N° 66 – Comparación técnica de cuatro alternativas.....	226
Tabla N° 67 – Comparación técnica de columnas.....	227
Tabla N° 68 – Comparación técnica de columnas alternativa de siete tramos.....	228
Tabla N° 69 – Comparación técnica de losas sin vigas.....	230
Tabla N° 70 – Comparación técnica de losas sin vigas, alternativa de 7 tramos.....	231
Tabla N° 71 – Comparación técnica de fundaciones.....	231

Tabla N° 72 – Comparación técnica de la alternativa de cinco tramos con las demás alternativas.....	233
Tabla N° 73 – Cantidades para precios unitarios, alternativa de cinco tramos.	233
Tabla N° 74 – Materiales, mano de obra y equipos para precios unitarios, alternativa de cinco tramos.....	235
Tabla N° 75 – Análisis de precios unitarios, alternativa de cinco tramos.	236
Tabla N° 76 – Presupuesto, alternativa de cinco tramos.	246
Tabla N° 77 – Presupuesto, alternativa de cuatro, cinco, seis y siete tramos.	247
Tabla N° 78 – Conclusión tabla corte basal.	251
Tabla N° 79 – Conclusión tabla peso del edificio.	251
Tabla N° 80 – Conclusión tabla solicitudes de losa sin vigas.	251
Tabla N° 81 – Luces de las alternativas en sentido “Y” y en sentido “X”.....	252
Tabla N° 82 – Máximas deflexiones.....	253
Tabla N° 83 – Comparación técnica (volumen de hormigón) de la alternativa de cuatro tramos con las demás alternativas.....	254
Tabla N° 84 – Comparación técnica (volumen de hormigón) de la alternativa de cinco tramos con las demás alternativas.....	255
Tabla N° 85 – Comparación técnica (volumen de hormigón) de la alternativa de seis tramos con las demás alternativas.....	255
Tabla N° 86 – Items.	256
Tabla N° 87 – Comparación económica de la alternativa de siete tramos con las demás alternativas.....	257

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 Vista General de la construcción de un edificio con losas sin vigas de hormigón.	15
Figura 1-2 Sistema de Losas sin Vigas	16
Figura 1-3 Definición de Capitel y Ábaco.	17
Figura 1-4 Losa Hongo de Turner.	19
Figura 2.1.1-1 Acción inelástica en una losa en cuatro lados.	28
Figura 2.1.1-2 Acción del arco en la losa.	29
Figura 2.1.2-1 Fuerzas horizontales que actúan en la sección cerca de superficie de falla de una unión losa-columna.....	32
Figura 2.1.2-2 Falla de corte en una losa.....	34
Figura 2.1.2-3 Fisuras inclinadas en una losa después de la falla por corte.....	35
Figura 2.1.3-1 Influencia de la rigidez de la viga de borde en la deflexión central de un panel cuadrado simplemente apoyado en sus esquinas.....	36
Figura 2.1.3-2 Deflexión de losas cuadradas sobre columnas de esquina con y sin vigas de borde.....	37
Figura 2.2.2-1 Estructura aproximada.....	39
Figura 2.3-1 Elemento diferencial de una losa.....	41
Figura 2.3-2 Momentos flectores en diferentes secciones de la losa.....	42
Figura 2.3-3 Franja central y franja de columna.....	43
Figura 2.3.2-1 Definición de pórtico equivalente.....	51
Figura 2.3.2-2 Elementos que constituyen el pórtico equivalente.....	52
Figura 2.3.2-3 Distribución del momento torsional unitario a lo largo del eje de columna AA mostrado en la figura 2.3.2.2.....	55
Figura 2.5-1 Efecto de la abertura en la losa y extremos libres (las líneas discontinuas muestran el perímetro efectivo).....	59
Figura 2.5-2 Refuerzo de esquina en la losa.....	62
Figura 2.5-3 Fisuras de cortante por punzonamiento en losas con extensiones del refuerzo consistente con la tabla 8.....	66
Figura 2.5-4 Fisuras de cortante por punzonamiento en losas con extensiones del refuerzo consistente con la Fig.2.5.2.....	67
Figura 2.5-5 Disposición de estribos de cortante, columna interior.....	68
Figura 2.5-6 Disposición de estribos de cortante, borde de columna.....	69
Figura 2.5-7 Nervio Perimetral.....	71
Figura 2.5-8 Ábacos en losas sin vigas aligeradas.....	72
Figura 3.1-1 – Planta arquitectónica – Planta baja.....	74
Figura 3.1-2 – Planta arquitectónica – Piso 1 – 11.....	75
Figura 3.3.2-1 : Planos arquitectónicos de las alternativas.....	83
Figura 4.2-1 – Estructuración Losa sin vigas.....	87

Figura 5.3.1-1 Elemento Shell.....	172
Figura 5.3.1-2 Menú Strip Forces.....	172
Figura 5.3.1-3 Descripción de los campos del comando Strip Forces.....	173
Figura 5.3.1-4 Solicitaciones de la losa sin vigas.....	173
Figura 5.3.1-5 Deformada.	174
Figura 5.3.1-6 Menú Concrete Slab Design.	175
Figura 5.3.1.1-1 Áreas de acero por flexión por unidad de Ancho (Franjas de diseño).	176
Figura 5.3.1.1-2 Áreas de acero total por flexión. (Franjas de Diseño).	177
Figura 5.3.1.1-3 Cantidad de barras de refuerzo (Franjas de Diseño).	178
Figura 5.3.1.1-4 Cantidad específica de barras de refuerzo + adicionales (Franja de diseño).	179
Figura 5.3.1.1-5 Acero por flexión (Área por unidad de ancho por elementos finitos).	180
Figura 5.3.1.1-6 Cantidad específica de barras de refuerzo + adicionales (Elementos Finitos).	181
Figura 5.3.1.2-1 Diseño por cortante.....	184
Figura 5.3.1.3-1 Menú Display Punching Check.	185
Figura 5.3.2-1 Menú para el análisis de columnas.....	187
Figura 5.3.2-2 Menú para el diseño de columnas.	188
Figura 5.3.2-3 Información del diseño de columnas.....	189
Figura 5.3.3-1 Posición de los elementos de contraventeo.....	193
Figura 5.3.3-2 Muros de ascensor.	194
Figura 5.3.3-3 Ruta de acceso al comando de asignación de Elementos Pier.	195
Figura 5.3.3-4 Ruta de acceso al comando de visualización gráfica de Fuerzas Internas.	196
Figura 5.3.3-5 Visualización de Fuerzas Axiales.....	196
Figura 5.3.3-6 Visualización detallada de la distribución de Fuerzas internas en el Objeto Pier de PB, caso de carga W_x	197
Figura 5.3.3-7 Ruta de acceso de visualización del diseño de muros.....	197
Figura 5.3.3-8 Preferencias de diseño de muros.	198
Figura 5.3.3-9 Diseño de sección general de Pier.	199
Figura 5.3.3-10 Ver / Redefinir parámetros de diseño.....	200
Figura 5.3.4-1 – Solicitaciones de la escalera.....	201
Figura 5.3.4-2 VISUALIZACIÓN DE SOLICITACIONES EN LA ESCALERA.	204
Figura 5.3.5.3-1 – Material para la fundación.....	211
Figura 5.3.5.3-2 – Secciones.	211
Figura 5.3.5.3-3 – Losa de fundación para alternativa de 5 tramos.	212
Figura 5.3.5.3-4 – Asignación de restricciones y área springs.....	213
Figura 5.3.5.4-1 – Menú presión del suelo	216

Figura 5.3.5.4-2 – Diseño de losa de fundación	217
Figura 5.3.5.4-3 – Diseño de losa de vigas de fundación	218
Figura 6.1.1-1 – Diagrama de Presiones en dirección “X”	220
Figura 6.1.3-1 – Fuerzas en bandas.	222
Figura 6.2.2-1 – Comparación económica.	248
Figura 7.1-1 – Comparación técnica de las cuatro alternativas.....	253
Figura 7.1-2 – Comparación económica de las cuatro alternativas.....	257

CAPÍTULO 1.

INTRODUCCIÓN

1.1. Definición. -

Las losas son elementos bidimensionales planos, con espesor pequeño respecto a las otras dos dimensiones, cuya sollicitación principal es flexión en dos direcciones, por lo tanto, su función más importante es la de transmitir cargas que actúan en forma normal a su plano. La utilización de las losas se da en losas de edificios, paredes de tanque de agua y tableros de puentes.

Dentro de los distintos tipos de losas, resulta de particular interés las losas sin vigas, es decir apoyadas directamente sobre columnas, con o sin capitel, cuya utilización en edificios redonda en importantes beneficios.

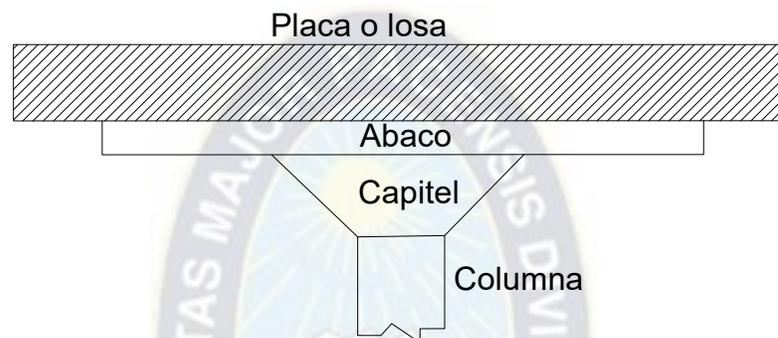
Figura 1-1 Vista General de la construcción de un edificio con losas sin vigas de hormigón.



Fuente: Elaboración propia.

Este sistema puede formarse por la losa y las columnas, pero también existen elementos de apoyo que ayudan al sistema a comportarse de una mejor manera, estos elementos son aplicaciones de los dos componentes principales.

Figura 1-2 Sistema de Losas sin Vigas



Fuente: CBH 87 (9.4.5 Placas sobre apoyos aislados)

Capitel¹: ensanchamiento del extremo superior de una columna, que sirve de unión entre este y la losa. Puede o no existir.

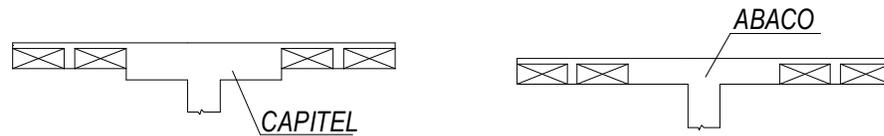
La función principal del capitel es el aumentar el perímetro de la sección crítica en *cortante por penetración*, ya que esta acción es la que rige en muchas ocasiones el dimensionamiento de la losa.

Ábaco¹: zona de la losa alrededor de una columna o de su capitel, que se resalta, o si se trata de losa aligerada, se maciza con o sin resalto. El ábaco es obligatorio en losas aligeradas.

Su función es aumentar el peralte en la sección crítica donde se presenta el cortante por penetración y el momento flexionante.

¹ Norma Boliviana del Hormigón, CBH 87, Pág. 132

Figura 1-3 Definición de Capitel y Ábaco.



a) Capitel en losa aligerada.

b) Ábaco en losa aligerada.

Fuente: Elaboración propia.

1.1.1. Ventajas e Inconvenientes. -

Las ventajas que tienen las losas sin vigas son:

- Altura total del edificio del desplante al techo es menor que de un edificio construido con el sistema de pórticos con vigas descolgadas.
- Todo el sistema de instalaciones puede ejecutarse de manera más simple con instalaciones que no deben seguir el contorno de las vigas descolgadas ni prever orificios de paso de ductos o tuberías.
- El acabado arquitectónico de cielos falsos puede aplicarse directamente a la cara inferior de la losa o colgarse. En algunos casos como parqueos, locales de uso industrial o comercial puede dejarse la superficie inferior en hormigón visto, disminuyendo los costos y tiempos de ejecución y presentando una superficie estéticamente aceptable.
- Encofrados más simples.

Los inconvenientes que presenta este sistema constructivo son:

- Este tipo de losas sufren el fenómeno de punzonamiento condicionando en muchos casos su altura y disposición de ábacos y capiteles. Para garantizar la resistencia de la losa a punzonamiento se puede necesitar aumentar la sección de las columnas, colocar capiteles, ábacos o

refuerzos locales. En general, en la mayoría de los casos, la solución más corriente es la disposición de armaduras específicas frente al punzonamiento, dentro de un rango limitado.

- Las deformaciones pueden llegar a ser elevadas, especialmente en los vanos exteriores cuando están muy cargados.
- La deformabilidad de las losas sin vigas es mucho mayor que en el caso de losas apoyadas sobre vigas por lo que la verificación de las deformaciones resulta obligatoria pese a considerar las recomendaciones de alturas versus luz de los paños.
- Las aberturas pueden causar problemas de comportamiento, especialmente si hay huecos grandes cercanos a los soportes.

Como puede apreciarse, los inconvenientes más restrictivos desaparecen si se cuenta con una herramienta sencilla de pre dimensionamiento que permita considerar los huecos.

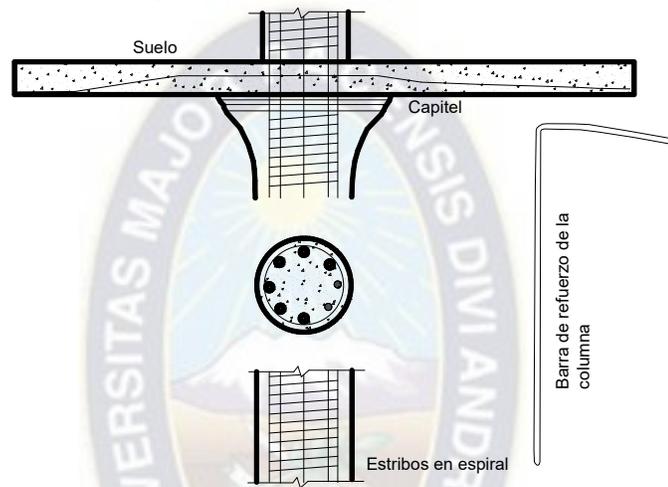
1.2. Historia².-

No está claro quién construyó la primera losa sin vigas. En su excelente revisión de la historia de las losas, Sozen y Siess afirman que la primera losa sin vigas verdadera americana fue construida por C. A. P. Turner en 1906 en Minneapolis. En el mismo año, Maillart construyó una losa sin vigas en Suiza. Las losas de Turner eran conocidas como losas hongo, que tenía como funcionamiento acero en bandas de cuatro direcciones (es decir, las dos direcciones ortogonales y las diagonales). Turner, utilizaba una disposición radial de refuerzos y armaduras que “cosía” todos los apoyos de los soportes. En realidad, funcionaba como una red de vigas planas embebidas en la losa.

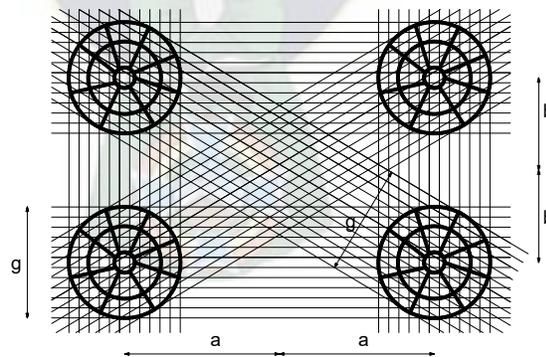
² James K. Wight y James G. MacGregor, REINFORCED CONCRETE MECHANICS Y DESIGN, Sexta edición, Pág. 634.

El sistema de Turner tenía problemas de punzonamiento para cargas fuertes por lo que incorporó un ábaco de transición entre la losa y el soporte. Cuando las sobrecargas podían deformar excesivamente la losa, Turner introducía una retícula de barras de acero ortogonal respecto de los lados de la losa como algo excepcional. (Fig. 1.4)

Figura 1-4 Losa Hongo de Turner.



a) Corte de losa y columna.



b) Plan de refuerzo.

Fuente: James K. Wight y James G. MacGregor, REINFORCED CONCRETE MECHANICS Y DESIGN, Sexta edición, Pág. 635.

Turner basaba sus diseños en análisis realizados por H. T. Eddy, que se basan en una teoría de análisis de losa incompleta. Durante este período, el uso la

analogía del haz de cruz, en diseño llevó a una sensación equivocada de que sólo una parte de la carga tuviera que ser llevada en cada dirección, de manera estática, que no se aplica para la construcción de la losa.

En 1914, J. R. Nichols utiliza estadísticas para calcular el momento total de un panel de losa. Este análisis constituye la base del diseño de la losa en el código ACI.

Aunque el análisis de Nichols es correcto y generalmente fue aceptada como correcta por mediados de la década de 1920, no fue hasta 1971 que el código ACI fue plenamente reconocido y requiere losas sin vigas diseñado para 100 por ciento de los momentos previstos de estática.

También el código británico CP110 (BSI, 1972) ha encarado el tema recomendando métodos aproximados de cálculo, que en revisiones posteriores conducen a criterios muy similares a los del ACI.

1.3. Planteamiento del problema. -

El presente proyecto de grado pretende contribuir al conocimiento de losas sin vigas proporcionando información y herramientas rápidas de cálculo que permitan estimar con suficiente precisión el costo de una losa sin vigas.

Por este motivo se requiere tener un análisis específico para el diseño de estructuras a base de losas sin vigas, dado que reglamentos como el de la ACI 318-14 solo contiene dos criterios que son el método directo y el método de pórticos equivalentes, y en ninguno de ellos se consideran los efectos para todos los miembros que componen el sistema, haciendo un diseño más general y no se optimizan la armadura.

En este Proyecto de Grado se pretende modelizar varias estructuras con la ayuda del software ETABS v. 2016, la cuestión es ¿se puede conseguir un

diseño óptimo, tomando como base que las diferencias de los resultados al modelizar la estructura en el programa?

Para responder a la cuestión se plantea lo siguiente:

- Se deberá realizar un análisis comparativo, derivado de calcular la estructura de la manera tradicional y luego con la ayuda del software ETABS v. 2016; se obtendrán resultados, con lo que se obtendrán variables que permitirán alcanzar los objetivos propuestos.
- Concretamente se realizará un análisis comparativo de cuatro alternativas con diferentes vanos, con la ayuda del software ETABS v. 2016, donde se tomará como variable de comparación la luz.

1.4. Objetivos. -

1.4.1.Objetivo General.

- ✓ El presente proyecto de grado pretende contribuir al conocimiento optimizado técnico – económico de losas sin vigas de hormigón armado, según varios sistemas estáticos propuestos. Se tratará de encontrar un sistema de losas sin vigas que contemple la optimización técnica y paralelamente la optimización económica.

1.4.2.Objetivos Específicos.

- ✓ Recopilar información en la literatura técnica actual, sobre los entresijos de losas sin vigas de hormigón armado.
- ✓ Realizar un análisis comparativo de una alternativa de losa sin vigas de hormigón armado, calculada por métodos tradicionales (manualmente) y luego con la ayuda de un software especializado

(ETABS v.16), para verificar la pertinencia de cada uno de los métodos y su posible comparación.

- ✓ Hacer un análisis comparativo proponiendo varios sistemas estáticos que consideren la luz entre apoyos como variable determinante.
- ✓ Proponer una relación óptima luz – espesor de losa que contemple aspectos técnicos, constructivos y económicos orientados a la solución óptima.

1.5. Justificación. -

1.5.1. Justificación Teórica.

Las losas sin vigas de hormigón armado son en la actualidad utilizadas en Bolivia con mayor frecuencia, por lo que es necesario conocer el comportamiento estructural de este tipo de losas.

1.5.2. Justificación Metodológica.

Las losas sin vigas constituyen un tipo de estructura característica del hormigón armado. Están formadas por losas apoyadas directamente sobre columnas, sin la interposición de vigas que reciban las cargas para transmitir las a las mismas. La losa puede ser llena o aligerada; siempre debe ser llena en correspondencia con las columnas (ábacos), en la zona afectada por el efecto del punzonamiento.

Las losas aligeradas se usan con la finalidad de conseguir estructuras más ligeras y económicas, lo que es beneficioso para disminuir las fuerzas originadas por la acción de los sismos, así como las dimensiones de las cimentaciones y de otros elementos de la estructura.

Las losas sin vigas comparadas con un sistema de pórticos con vigas descolgadas, tienen menor altura total del edificio del desplante al techo, el sistema de instalaciones puede ejecutarse de manera más simple con instalaciones que no deben seguir el contorno de las vigas descolgadas ni prever orificios de paso de ductos o tuberías, el acabado arquitectónico de cielos falsos puede aplicarse directamente a la cara inferior de la losa o colgarse, en algunos casos como parqueos, locales de uso industrial o comercial puede dejarse la superficie inferior en hormigón visto, disminuyendo los costos y tiempos de ejecución y presentando una superficie estéticamente aceptable, y tiene encofrados más simples.

1.5.3. Justificación Social.

Un correcto diseño estructural permite cumplir de manera adecuada las exigencias para las cuales se concibe el proyecto, asegurando el funcionamiento de los elementos en toda la vida útil de la construcción y una respuesta adecuada de todos los parámetros que definen el comportamiento ante las acciones para las cuales se realiza la obra.

El mercado inmobiliario ha crecido y ésta creciendo a pasos agigantados, exigiendo cada vez a los profesionales de la construcción mejores alternativas en cuanto a los sistemas estructurales de losas a usarse en las distintas edificaciones.

Un aspecto importante es que en la Ley de Uso de Suelo Urbano “LUSU”, está limitando la altura máxima de las edificaciones que se pueden construir según el tipo de suelo. Para este problema es conveniente el uso de losas sin vigas ya que con estas se tiene una altura total del edificio del desplante al techo menor que de un edificio construido con el sistema de pórticos con vigas descolgadas

1.5.4. Justificación Técnica.

Con el avance tecnológico se tiene a la disposición bastantes Softwares, que nos permite modelar y analizar edificaciones mediante técnicas de modelado simple y sofisticado; lo que incentiva a desarrollar un estudio minucioso, sobre las losas sin vigas.

Para así obtener criterios importantes y actuales para la implementación de esta técnica de análisis estructural, de acercarse a un comportamiento más realista.

1.6. Generalidades sobre el estudio Normativo del problema. -

Brevemente se revisarán las normativas de varios países para poder establecer criterios generales de diseño, empero se incidirá con mayor profundidad en la normativa norteamericana.

Las normativas más conocidas proponen formas de cálculo y recomendaciones para el dimensionado de las losas sin vigas, ya sean macizas o aligeradas.

La British Standards Institution, por medio del Código CP110 (1972) distingue entre losas con y sin vigas. En este último caso propone para el análisis un "método empírico" y un "método de los pórticos continuos".

Investigaciones posteriores permitieron realizar modificaciones a esta norma, llegándose a métodos de diseño muy parecidos a los de la Instrucción ACI 318-1995.

La normativa de hormigón de Estados Unidos ACI 318 (1977 / 2014), ha dedicado una atención especial al tema de las losas sin vigas realizando, a diferencia de la CP110, un tratamiento unificado, es decir que no distingue entre losas con y sin vigas. Sus métodos de cálculo han sido modificados en

sucesivas ediciones, y sirven de base a la normativa EHE-2008. En el ACI 318-2014 se presenta un "método general" y otro "simplificado".

La normativa de hormigón vigente en España, EHE (2008), aborda los procedimientos simplificados más comúnmente utilizados en el cálculo de losas sobre apoyos aislados. Los dos procedimientos propuestos están basados en el método de los pórticos virtuales. En un caso permite la determinación de esfuerzos solo con cargas verticales, mediante el "método directo o simplificado" y en el otro considerando también cargas horizontales por medio del "método general".

Aunque las normativas son amplias en cuanto a los tipos de análisis a considerar, los métodos concretos que éstas proponen están condicionados por una serie de limitaciones (de carga y/o geometría). Las estructuras a proyectar en algunos casos no están incluidas en estas acotaciones ni pueden ser asimiladas como tal, por lo cual es necesario recurrir a métodos numéricos generales para analizarlas: Método de diferencias finitas, elementos finitos, analogía del emparrillado, etc.

Una vez se emprende el cálculo por estos métodos, es necesario discretizar la estructura de la manera más coherente con su funcionamiento y observar una serie de reglas para garantizar la validez de los resultados. El método utilizado para la discretización, al igual que la correcta interpretación de los resultados del cálculo son etapas muy delicadas en el análisis.

CAPÍTULO 2. ESTRUCTURACIÓN CON LOSAS SIN VIGAS

Las losas sin vigas constituyen un tipo de estructura característica del hormigón armado. Están formadas por losas apoyadas directamente sobre columnas, sin la interposición de vigas que reciban las cargas para transmitir las a las mismas.

El contacto entre la losa sin viga y la columna que la sostienen puede ser directo, sin intervención de elementos de refuerzo que modifiquen las dimensiones de la losa o de las columnas, puede ser reforzado, con un incremento del espesor de la losa, o bien con un ensanche de las columnas formando un capitel, o con ambos.

La losa puede ser llena o aligerada; siempre debe ser llena en correspondencia con las columnas, en la zona afectada por el efecto del punzonamiento.

El sostén perimetral de las losas sin vigas requiere consideración especial: puede realizarse apoyando los bordes de las losas sobre muros de carga de cerramiento, solución sólo utilizable en edificios de pocas plantas; en cuyo caso el apoyo de la losa sobre el muro puede ser directo o por intermedio de una viga perimetral de refuerzo. Para edificios de más altura se requiere disponer de columnas perimetrales, que pueden recibir las cargas por la interposición de vigas de borde, que transmiten además el peso de las paredes de cerramiento, o bien hacerlo directamente de la losa, en cuyo caso constituyen como medias columnas en el conjunto de losa sin vigas, obteniendo medio capitel. La losa puede, finalmente, terminar en voladizo con cualquiera de los apoyos perimetrales descritos.

2.1. Comportamiento del Sistema. –

El diseño de losas sin vigas de hormigón armado se estudia en relación con la flexión, el punzonamiento y la deflexión.

2.1.1. Comportamiento de losas cargadas hasta la falla en flexión³.-

Para una losa bidireccional cargada hasta la falla en flexión, hay cuatro o más etapas de comportamiento a considerar:

1. Antes de agrietarse, la losa actúa como una placa elástica para cargas de corta duración, las deformaciones y tensiones pueden predecirse a partir de un análisis elástico.
2. Después de agrietarse y antes de fluir la armadura, la losa ya no tiene una rigidez constante porque las secciones agrietadas tienen una menor rigidez a la flexión que las secciones intactas; y como la losa no es isotrópica, el patrón de fisuración puede diferir en las dos direcciones.

Aunque estas condiciones violan las asunciones de la teoría elástica, las pruebas indican que la teoría elástica aún predice los momentos adecuadamente. En general, las losas de un edificio normal son parcialmente fisuradas bajo cargas de servicio.

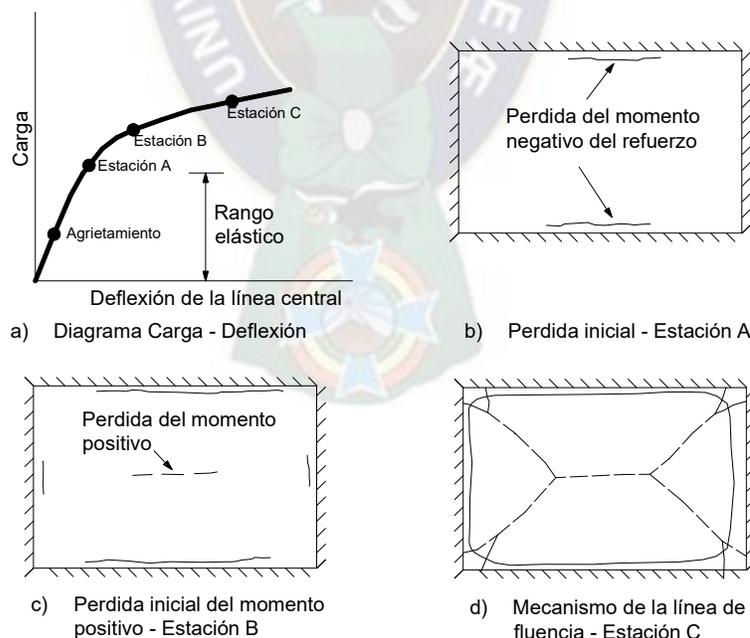
3. Fluencia de la armadura, finalmente en una o varias regiones con solicitaciones altas de flexión se propagan a través de la losa y los momentos se redistribuyen de secciones fisuradas a zonas con secciones todavía elásticas. El progreso de la fisuración en una losa apoyada en cuatro bordes se ilustra en la Fig. 2.1.1-1 En este caso, la fluencia inicial se produce en

³ James K. Wight y James G. MacGregor, REINFORCED CONCRETE MECHANICS Y DESIGN, Sexta edición, Pág. 634 - 636.

respuesta a momentos negativos que de forma plástica localizada las fisuras en los centros de los lados largos (Fig.2.1.1-1 b). Estas fisuras se extienden a lo largo de los lados largos y finalmente, la nueva forma de fisuras a lo largo de los lados cortos de la losa (Fig.2.1.1-1 c).

Mientras tanto, los momentos positivos aumentan en franjas de losa en el centro de la losa en la dirección corta, debido a la redistribución de esfuerzos causada por el patrón de fisuración en los extremos de estas bandas. Finalmente, la armadura alcanza la fluencia debido a momentos positivos en estas bandas, como se muestra en la Fig. 2.1.1-1 c. Con carga adicional, las secciones de fluencia, conocidas como líneas de fluencia, dividen la losa en una serie de placas elásticas trapezoidales o triangulares, como se muestra en la Fig. 2.1.1-1 d. Las cargas correspondientes a esta etapa de comportamiento se pueden estimar mediante un análisis de línea de fluencia.

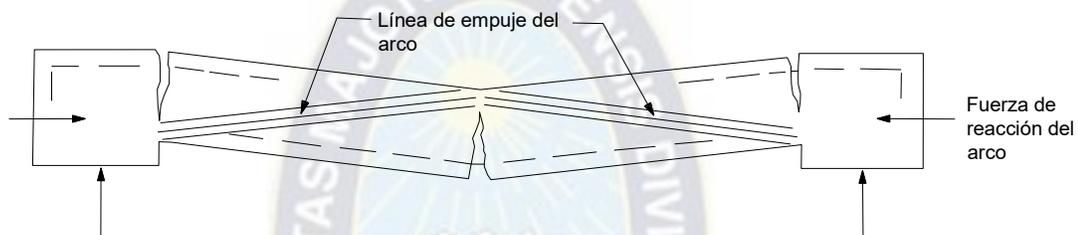
Figura 2.1.1-1 Acción inelástica en una losa en cuatro lados.



Fuente: James K. Wight y James G. MacGregor, REINFORCED CONCRETE MECHANICS Y DESIGN, Pág. 636.

4. Aunque las líneas de fluencia dividen la losa para formar un mecanismo plástico, la limitación de las fisuras con una mayor desviación, y la losa forma un arco de compresión muy plano, como se muestra en la Fig. 2.1.1-2. Esto supone que la estructura circundante es lo suficientemente rígida para proporcionar reacciones para el arco. Esta etapa de comportamiento generalmente no se considera en el diseño.

Figura 2.1.1-2 Acción del arco en la losa.



Fuente: James K. Wight y James G. MacGregor, REINFORCED CONCRETE MECHANICS Y DESIGN, Pág. 636.

Esta revisión del comportamiento se ha presentado para señalar, en primer lugar, que el análisis elástico de las losas, empieza a perder su exactitud cuando las cargas exceden a las de servicio y segundo, que una gran redistribución de momentos ocurre después de que comienza la primera. Aquí se ha considerado una losa apoyada y continua con muros o vigas rígidas.

En el caso de una *losa sin vigas*, se observa un comportamiento similar, excepto que sería el primer agrietamiento en la parte superior de la losa alrededor de la columna, y el segundo de un agrietamiento de la parte inferior de la mitad de la losa entre las columnas.

Las losas que fallan en flexión son extremadamente dúctiles. Las losas, en particular las *losas sin vigas*, también pueden presentar un modo de corte frágil de falla.

2.1.2. Resistencia al corte de las losas bidireccionales (resistencia al punzonamiento). -

Como se dijo con anterioridad, en correspondencia con las columnas, la losa se ve solicitada a una acción de punzonamiento que la solicita intensamente. Es una condición crítica en el cálculo de este tipo de estructuras, que con frecuencia define las dimensiones de las losas sin vigas: espesor de la losa y tamaño de columnas y/o capiteles.

El punzonado es un mecanismo de falla frágil o quebradiza que ocurre sin manifestación de peligro alguno y con una importante reducción en la capacidad portante. Para evitar este tipo de falla se desarrollaron varios métodos constructivos, entre los cuales se pueden destacar, el aumento del espesor de la losa en la proximidad de la columna configurando un ábaco y diversos tipos de armaduras de refuerzos, como reforzar la armadura de flexión, disposición de estribos, pernos, perfiles de acero (trabajan como voladizos empotrados en la unión losa-columna, sometidos principalmente a corte), barras inclinadas y armadura pretensada.

Por ello ha sido motivo de prolongados estudios, los que se han llevado a cabo principalmente en Estados Unidos, experimentando sobre la resistencia al punzonamiento de losas armadas en dos direcciones.

La resistencia al punzonamiento de losas de hormigón armadas en dos direcciones se ha deducido en el pasado, en su mayor parte de estudios efectuados para analizar el comportamiento a rotura de zapatas de fundación asentadas sobre resortes que proporcionaban una reacción elástica, similar a la que se adopta como reacción del suelo al hacer el cálculo de dichos elementos estructurales. La mayoría de los ensayos se ejecutaron con cargas centradas, dando los resortes una reacción uniforme. Prácticamente todos los ensayos de este tipo fueron llevados a cabo en la Universidad de Illinois, por

A. N. Talbot, en 1913, y luego por F. E. Richart, en 1948. Simultáneamente, en la primera mitad de este siglo, se ejecutaron en la universidad mencionada y en Alemania algunos ensayos de losas con armaduras cruzadas sometidas a cargas concentradas, dispuestas a distancias variables de los apoyos de las placas. A partir de 1950 se ha realizado una serie de investigaciones dirigidas a estudiar el punzonamiento de losas sin vigas, ensayando estructuras completas o bien una parte de las mismas. La labor descrita fue analizada en 1962, en su integridad, por el Comité conjunto del A.C.I. y la A.S.C.E., sus conclusiones han servido para la redacción del Código A.C.I. – 1963.

Actualmente lo que describe para el punzonamiento se encuentra en el Código A.C.I. 318 – 2014. El modelo que consideró una columna cuadrada y una superficie de falla con forma tronco piramidal. Con las consideraciones correspondientes el método puede extenderse a columnas con secciones de diversas formas.

Mecanismo de falla y modelo. -

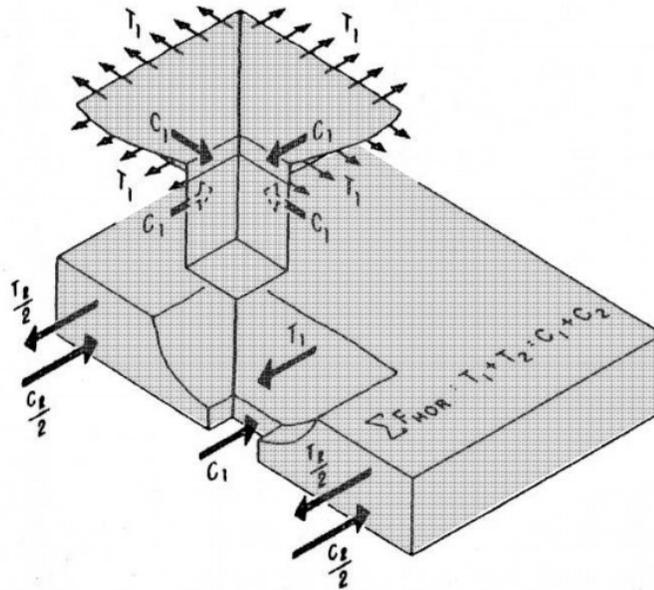
Al aplicarse la carga, las primeras fisuras en formarse son leves fisuras circunferenciales alrededor de la columna debido a momentos negativos en dirección radial. Luego desde la columna se extienden las fisuras radiales, debidas a los momentos negativos en la dirección circunferencial. El momento en la dirección radial decrece rápidamente al alejarse de la columna por lo cual sería necesario un incremento significativo de la carga para que se formen fisuras circunferenciales a una cierta distancia alejada de la columna. Las fisuras diagonales de tracción se desarrollan cerca de la altura media y son por consiguientes más similares a un entramado de fisuras por corte que a fisuras por flexión-corte. La rigidez de la losa alrededor de la región fisurada tiende a controlar la abertura de las fisuras diagonales preservando así la transferencia del esfuerzo de corte correspondiente a la trabazón del agregado para grandes cargas. La falla por punzonamiento puede ocurrir eventualmente,

acompañada de la falla por fluencia de la armadura de flexión. En la figura 2.1.2.1 se indican las fuerzas horizontales que actúan en la sección cerca de superficie de falla de una unión losa-columna. La condición de equilibrio es:

$$C_1 + C_2 = T_1 + T_2 \text{ donde no necesariamente } C_1 = T_1 \quad (1)$$

La fuerza C_1 puede distribuirse alrededor del hormigón, en función de la rigidez de la losa. Esto conduce a la idea de que aumentando la cuantía de armadura a través de la tronco pirámide puede incrementarse la resistencia al punzonamiento, produciendo una mayor altura de zona comprimida en el hormigón y un incremento en el efecto pasador de la armadura. Sin embargo, el incremento de la cuantía tiene un efecto limitado en la resistencia al punzonamiento, porque parte de la fuerza de la armadura puede equilibrarse fuera de la pirámide de falla y el efecto pasador de la armadura no es significativo cuando se desprende el recubrimiento.

Figura 2.1.2-1 Fuerzas horizontales que actúan en la sección cerca de superficie de falla de una unión losa-columna.



Fuente: Facundo Andrés Isla Calderón, ESTUDIO TEÓRICO EXPERIMENTAL DEL PUNZONADO EN LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO.

La rigidez de la losa que rodea la región de falla restringe la deformación de la unión losa-columna en el plano paralelo a la losa. Esta restricción a la deformación genera esfuerzos de compresión que incrementan la capacidad al corte y flexional en la zona crítica, pero esto también reduce la ductilidad del modo de falla. Este cambio en el modo de falla puede representarse a través de la curva carga-deflexión para losas con diferentes cuantías de armadura a flexión. Para cuantías bajas, generalmente la falla se produce por la fluencia de la armadura. En este caso ocurre una falla dúctil, es decir con grandes deformaciones plásticas. Cuando la cuantía es grande, se puede producir una falla frágil o quebradiza (falla por punzonamiento). Podría presentarse conjuntamente a una falla por fluencia de la armadura. En este caso las deformaciones son pequeñas y mayormente elásticas.

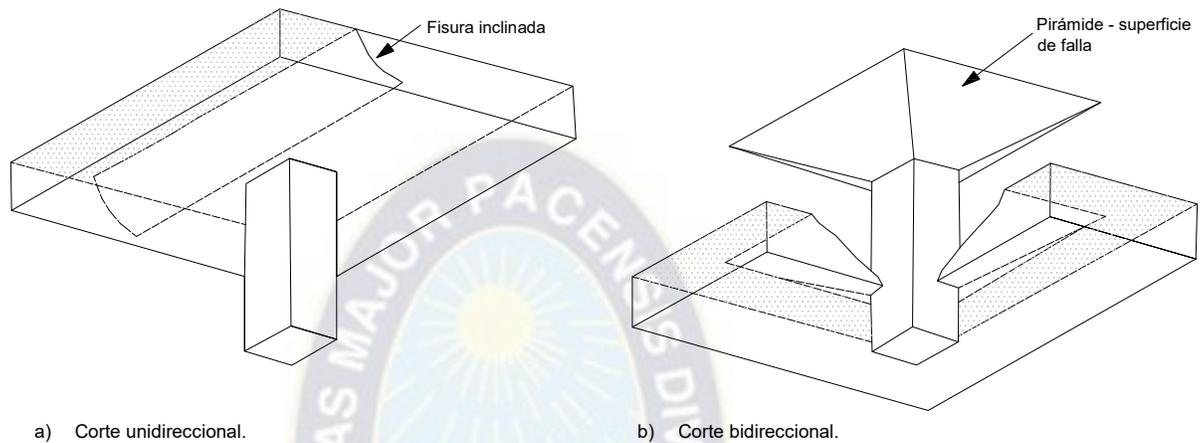
Resistencia al corte de las losas bidireccionales⁴.-

Una falla de corte en una viga resulta en una fisura inclinada causada por tensiones de flexión y corte. Esta fisura comienza en la cara a la tracción de la viga y se extiende diagonalmente a la zona de compresión. En el caso de una losa bidireccional, los dos mecanismos de falla de corte que se muestra en la Fig. 2.1.2.2 son posibles. Cortante en una direccional o cortante en viga (Fig. 2.1.2.2 a) involucra una fisura inclinada que se extiende a través de todo el ancho de la estructura. Corte en dos direcciones o corte por punzonamiento involucra una forma de superficie de cono truncado o pirámide alrededor de la columna, como se muestra esquemáticamente en la figura 2.1.2.2 b En general, la capacidad de corte a punzonamiento de una losa será considerablemente menor que la capacidad de corte unidireccional. En el

⁴ James K. Wight y James G. MacGregor, REINFORCED CONCRETE MECHANICS Y DESIGN, Sexta edición, Pág. 695.

diseño, sin embargo, es necesario considerar ambos mecanismos de falla. Esta sección se limita a losas sin vigas.

Figura 2.1.2-2 Falla de corte en una losa.

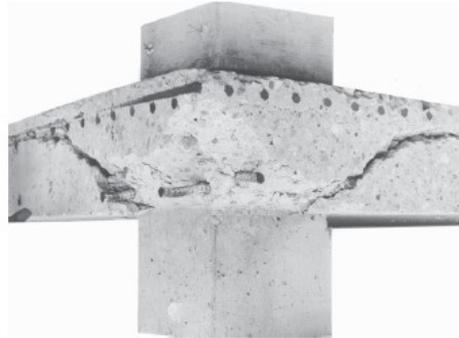


Fuente: James K. Wight y James G. MacGregor, REINFORCED CONCRETE MECHANICS Y DESIGN, Pág. 695.

Comportamiento de losas con falla a corte en dos direcciones — columnas interiores

Los momentos máximos en una losa sin vigas uniformemente cargada ocurren alrededor de las columnas y provocan una fisura continua y una fisura de flexión alrededor de cada columna. Después adicionando carga, las fisuras tienden a formar un mecanismo radial de línea de fluencia. Aproximadamente al mismo tiempo, las fisuras inclinadas o de corte forman una superficie en forma de pirámide truncada (se muestra en la figura 2.1.2.2 b). Estas fisuras se observan en la Fig. 2.1.2.3, que muestra una losa que ha sido fisurada a lo largo de dos lados de la columna después de que la losa ha fallado por corte en dos direcciones.

Figura 2.1.2-3 Fisuras inclinadas en una losa después de la falla por corte.



Fuente: J. G. MacGregor

Una vez que ha ocurrido la falla de punzonamiento por corte en la unión de losa–columna, la capacidad de corte de esa unión particular es nula. En el caso de una losa en dos direcciones, la losa se desliza hacia abajo, la carga de la columna es transferida a las conexiones losa-columna adyacente, ello posiblemente la sobrecarga y haciendo que falle. Así, aunque una losa en dos direcciones posee gran ductilidad, si ella falla en flexión tiene muy poca ductilidad si falla en corte.

2.1.3. Deflexión en los sistemas de losa bidireccional⁵.-

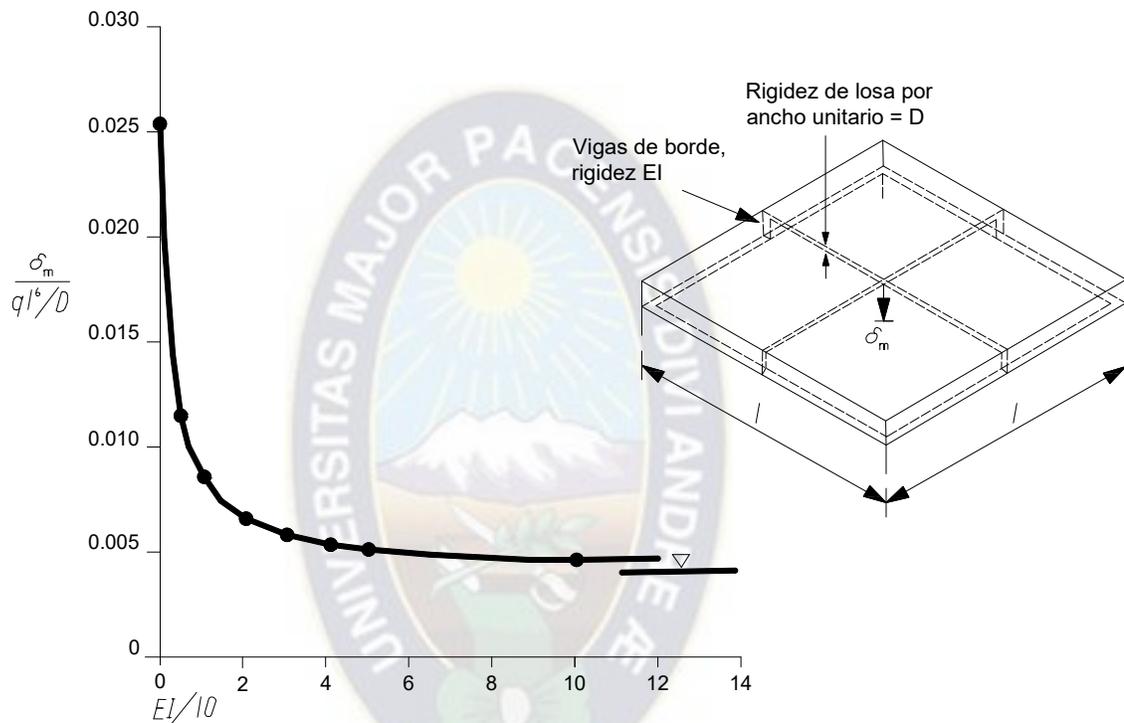
Para la misma rigidez de la losa y el mismo vano, la deflexión central de una losa sin vigas es mucho mayor que el de una losa sobre vigas. La figura 2.1.3.1 muestra la variación de la deflexión central elástica de un panel cuadrado aislado en función de la relación EI/ID de la losa y la rigidez de la viga.

En comparación con una placa plana, la deflexión es reducida a la mitad por la introducción de las vigas con una relación de rigidez de sólo

⁵ P. E. Regan, CIRIA Report 89, BEHAVIOUR OF REINFORCED CONCRETE FLAT SLABS, Pág. 12.

aproximadamente 0,4. Con un ancho de viga igual a 1/20 de la luz, esta rigidez se obtiene para una altura total de viga igual a dos veces la de la losa.

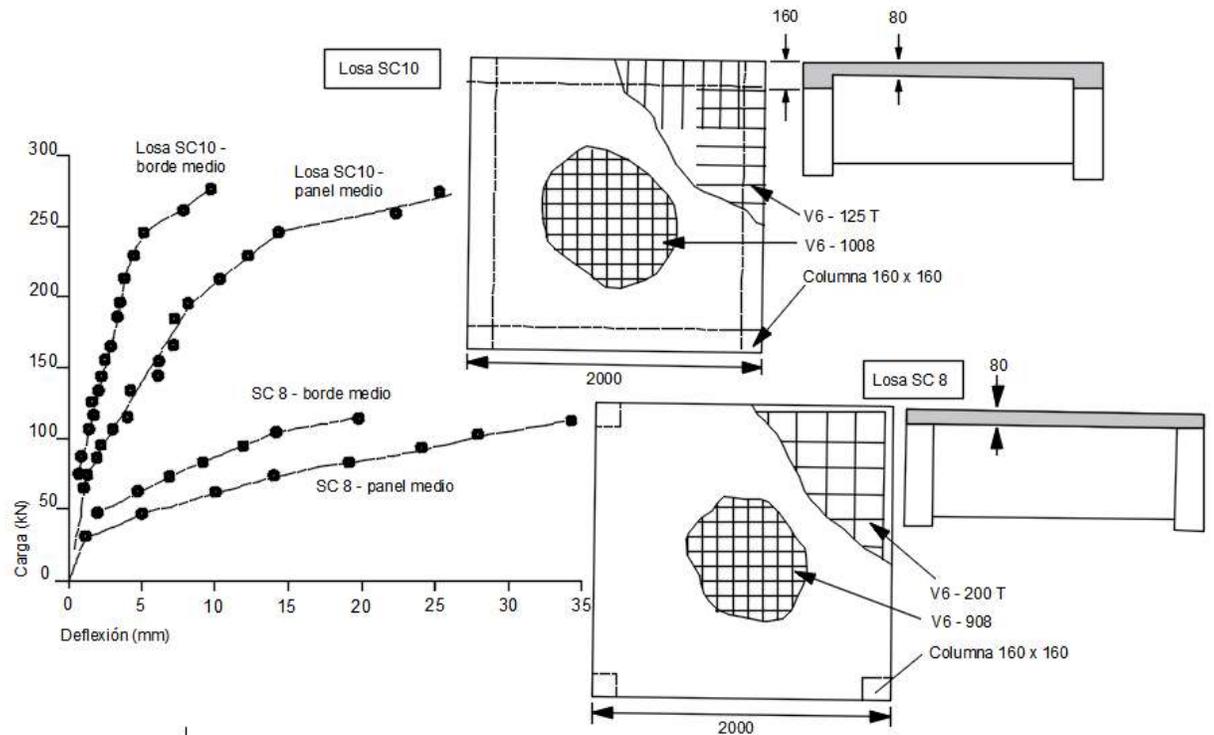
Figura 2.1.3-1 Influencia de la rigidez de la viga de borde en la deflexión central de un panel cuadrado simplemente apoyado en sus esquinas.



Fuente: P. E. Regan, CIRIA Report 89, Behaviour of reinforced concrete flat slabs, Pág. 12.

La curva de la figura 2.1.3.1 es dibujada para carga uniforme sobre una estructura elástica soportada puntualmente y por vigas sin rigidez torsional. Las condiciones de una estructura de hormigón armado son naturalmente más complejas, pero sigue siendo cierto que incluso vigas relativamente poco profundas tienen un efecto muy marcado sobre las deflexiones, como puede verse en la figura 2.1.3.2.

Figura 2.1.3-2 Deflexión de losas cuadradas sobre columnas de esquina con y sin vigas de borde.



Fuente: P. E. Regan, CIRIA Report 89, Behaviour of reinforced concrete flat slabs, Pág. 13.

2.2. Métodos de análisis. -

Los métodos de cálculo de placas de hormigón son variados y han evolucionado con la tipología y con el desarrollo de las herramientas de análisis numérico, que permiten estudiar casos muy complejos.

2.2.1. Métodos basados en la teoría de la elasticidad. -

Las teorías clásicas de análisis elástico se aplican a placas que son lo suficientemente delgadas para poder despreciar las deformaciones por corte y lo suficientemente gruesas para que las fuerzas de membrana no sean importantes.

Están basados en la ecuación de Lagrange, ecuación diferencial de cuarto orden, ecuación deducida a comienzos del siglo XIX:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D} \quad (2)$$

Dónde:

$w(x,y)$: Función diferencial que determina los desplazamientos verticales de los puntos del plano medio de la placa con coordenadas x e y .

q : Carga aplicada en la placa por unidad de área. Depende de las coordenadas x e y .

D : Rigidez a flexión de la placa, se calcula con:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)} \quad (3)$$

E : Módulo de elasticidad de la placa.

h : canto de la placa.

μ : Coeficiente de Poisson.

En el análisis y solución de estos entrepisos se asumen las siguientes hipótesis:

- El espesor h_0 de la losa es pequeño frente a las otras dimensiones.
- Las deformaciones z son pequeñas con relación a h_0 .
- Las secciones transversales se mantienen planas después de la deformación.

La limitación de este método es que la integración de la ecuación diferencial por series es solamente aplicable a un número reducido de formas de placas y condiciones de contorno.

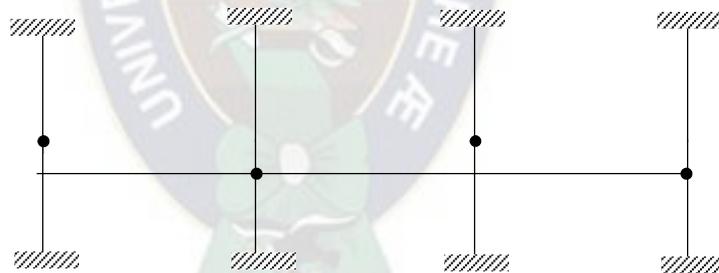
2.2.2. Métodos aproximados basados en la teoría de las estructuras. -

En la práctica se recurre a estos métodos para el caso de estructuras uniformes, los que consisten en resolver dos sistemas de pórticos ortogonales que permiten determinar las solicitaciones, las que se distribuyen posteriormente, mediante el uso de coeficientes en:

- Bandas sobre apoyos.
- Bandas centrales.

Se usa la siguiente estructura aproximada para cada piso, debiendo tener la estructura total un elemento rigidizador (para absorber cargas horizontales). Estos métodos son usados por la mayor parte de los reglamentos de diseño.

Figura 2.2.2-1 Estructura aproximada.



Fuente: Elaboración propia.

2.2.3. Métodos basados en la experimentación. -

Se han desarrollado en USA efectuando una serie de ensayos sistemáticos que han permitido deducir fórmulas que permiten calcular las solicitaciones en diferentes secciones. Estas experimentaciones han permitido introducir coeficientes de rectificación en los métodos aproximados anteriormente mencionados.

Las normas ACI dan una serie de fórmulas basadas en estos métodos.

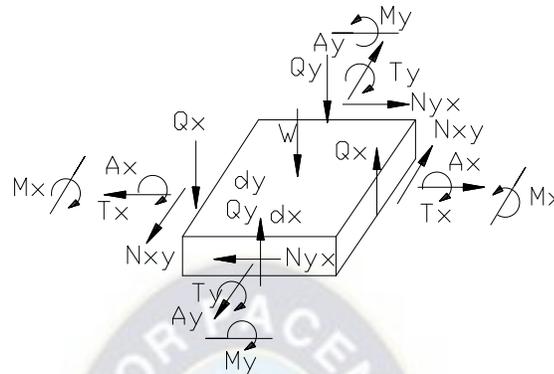
2.2.4. Métodos computacionales. -

Estos métodos numéricos permiten la resolución de la estructura mediante la adopción de un modelo estructural que puede hacer uso la analogía del emparrillado, el uso de elementos finitos, tipo placa, etc. Hoy en día existen programas estructurales comerciales, para la solución de este tipo de estructuras.

2.3. Método de cálculo aplicable a losas sin viga según ACI 318 - 2014.-

En la figura 2.3.1. se muestra el diagrama de cuerpo libre de un elemento diferencial de una losa cargada verticalmente. Como se aprecia, en las caras laterales existen fuerzas de corte horizontales y verticales, fuerza axial, momento flector alrededor del eje paralelo a la cara y momento torsor. Por equilibrio, se puede plantear seis ecuaciones, las cuales no son suficientes para determinar las fuerzas internas. Para establecer ecuaciones adicionales que permitan conocerlas es necesario recurrir a las condiciones de borde. Combinando estas relaciones con las derivadas del equilibrio del elemento diferencial es posible elaborar un sistema consistente de ecuaciones que permiten determinar las fuerzas internas de dicho elemento.

Figura 2.3-1 Elemento diferencial de una losa.



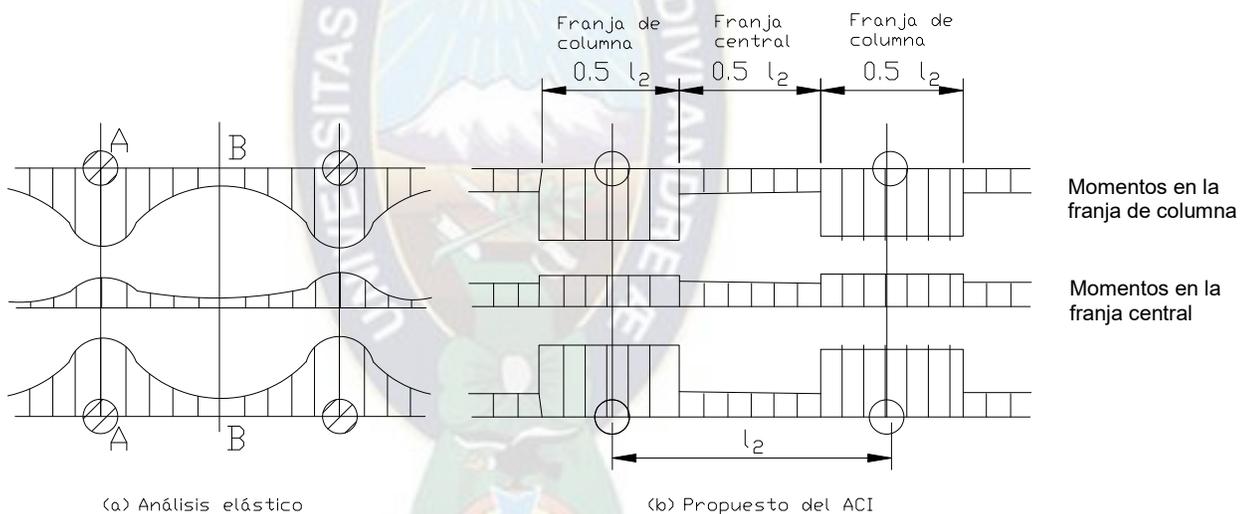
Fuente: Elaboración propia.

Para, hacer factible el desarrollo anterior, es necesario idealizar las condiciones de contorno: borde empotrado, simplemente apoyado o en volado. Aun así, el procedimiento matemático para la resolución del sistema de ecuaciones es complicado y dada la simplificación hecha en torno a los apoyos, su uso es bastante restringido. Si se incluyera los efectos de creep, agrietamiento y comportamiento no lineal del concreto, el análisis sería prácticamente imposible. Por lo anterior, un método exacto no es de utilidad práctica.

Para el diseño de losas sin vigas, el código del ACI 318-2014 propone que éstas se consideren como vigas chatas y anchas apoyadas en las columnas que les sirven de apoyo. Con este criterio, las fuerzas cortantes horizontales y las fuerzas axiales de la losa son despreciadas. Bajo cargas de servicio ambas son pequeñas y por lo tanto es posible obviarlas. Sin embargo, conforme la carga se incrementa, estas fuerzas crecen generando un mecanismo que constituye una reserva importante de resistencia. De todos modos, esta capacidad no es considerada pues se presenta luego de un agrietamiento y deflexión excesivos. Por lo tanto, la simplificación propuesta por el código es lógica y pertinente.

Los esfuerzos en la losa son mayores cerca de elementos rígidos como columnas, vigas y muros. En la figura 2.3.2.a se muestra el diagrama de momento flector obtenido de un análisis elástico en dos secciones de una sin vigas. Ya sea en la sección central del paño, donde los momentos son positivos, como en la correspondiente al eje de las columnas, donde son negativos, la mayor concentración de esfuerzos se presenta sobre los apoyos. Por lo anterior, el código del ACI 318-2014 divide los paños en franjas para facilitar la distribución de los momentos en ellos.

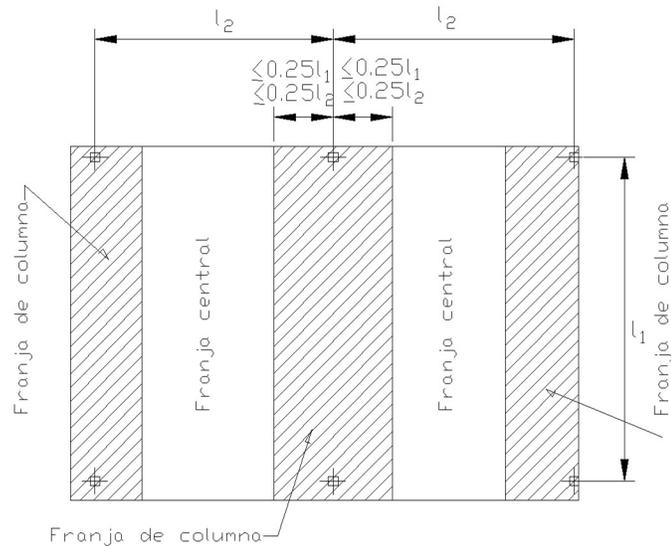
Figura 2.3-2 Momentos flectores en diferentes secciones de la losa.



Fuente: MAC.GREGOR, JAMES G., Reinforced Concrete, Mechanics & Design, Prentice-Hall, New Jersey, 1992, 2a Edición.

La franja de columna es una franja con un ancho a cada lado del eje de las columnas igual al menor valor entre $0.25l_1$, y $0.25l_2$, donde l_1 , y l_2 , son las longitudes centro a centro del paño de losa. La franja central es la porción del paño limitada por dos franjas de columna (figura 2.3.3).

Figura 2.3-3 Franja central y franja de columna.



Fuente: Elaboración propia.

El código del ACI 318-2014 propone dos métodos simplificados para la determinación de los momentos de diseño de las losas:

- 1) MÉTODO DIRECTO.
- 2) MÉTODO DEL PORTICO EQUIVALENTE.

2.3.1. Método directo. –

El método directo es un procedimiento simplificado que permite determinar los momentos de diseño de losas armadas en dos direcciones y de las vigas y columnas que le sirven de apoyo. Los elementos diseñados haciendo uso de este procedimiento satisfacen los requerimientos de resistencia de la estructura y también la mayor parte de las condiciones necesarias para un adecuado comportamiento bajo cargas de servicio. Este método compatibiliza la simplicidad de su procedimiento con los resultados obtenidos a través de procedimientos teóricos y las observaciones efectuadas a lo largo de los años en que se ha trabajado con este tipo de estructuras.

EL método directo se aplica en las dos direcciones de armado de la losa por separado. Para el análisis, ésta se divide en secciones constituidas por una franja de columna y dos medias franjas centrales, una a cada lado. Estas porciones de losa son tratadas como vigas anchas y chatas y son analizadas independientemente una de otra.

El método directo consta básicamente de tres etapas:

1. Determinación del momento total estático, M_o , igual a la suma del momento positivo al centro de la luz entre apoyos y la semisuma de los momentos negativos en ellos.
2. Distribución del momento total estático entre los apoyos y el centro de la luz.
3. Distribución de los momentos positivos y negativos en la franja de columna y las medias franjas centrales respectivamente.

El método directo está basado en los resultados de pruebas con cargas de gravedad uniformes en modelos en los cuales las reacciones sobre el elemento son determinadas por equilibrio. Es por ello, que este método no se aplica al diseño de losas de cimentación donde, aunque la reacción del suelo es asumida uniforme, las cargas en las columnas no son determinadas por equilibrio, sino que son el resultado del análisis de la estructura superior.

Limitaciones del método directo. -

- 1) Deben existir un mínimo de tres vanos continuos en cada dirección.
- 2) Las longitudes de luces contiguas medidas centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.

- 3) Los paneles de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos del panel, no mayor de 2.
- 4) Las columnas pueden estar desalineadas hasta un 10 por ciento de la luz (medido en la dirección del desalineamiento) con respecto a cualquier eje que pase por el centro de columnas sucesivas.
- 5) Todas las cargas deben ser únicamente gravitacionales y estar uniformemente distribuidas en todo el panel.
- 6) La carga viva no mayorada no debe exceder de dos veces la carga muerta no mayorada.
- 7) Para un panel con vigas entre los apoyos en todos los lados, debe satisfacerse la ecuación (4) para las dos direcciones perpendiculares.

$$0,2 \leq \frac{\alpha_{f1} l_2^2}{\alpha_{f2} l_1^2} \leq 5,0 \quad (4)$$

(ACI 318 - 2014 – 8.10.2.7a)

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (5)$$

(ACI 318 - 2014 – 8.10.2.7b)

Determinación del momento total estático. -

El momento total estático es determinado a través del planteamiento presentado por J. R. Nichols, con la suposición simplificadora que las reacciones están concentradas a lo largo de las caras del apoyo perpendicular al vano considerado. En general, resulta conveniente calcular los momentos estáticos para dos mitades adyacentes de panel incluyendo una franja de columnas y media franja central a cada lado.

$$M_o = \frac{q_u \cdot l_2 \cdot l_n^2}{8} \quad (6)$$

(ACI 318-2014. Ec. 8.10.3.2)

Dónde:

q_u : $g_d + q_d$.

g_d : Carga permanente de cálculo aplicada en el recuadro estudiado.

q_d : Sobrecarga permanente de cálculo aplicada en el recuadro estudiado.

l_2 : Distancia entre ejes de soportes en la dirección en que se calculan los momentos.

l_n : Longitud de la luz libre en la dirección en la que debe considerarse los momentos, que se extiende desde la cara de las columnas, capiteles, cartelas o muros, y no debe ser menor que $0.65 l_1$.

Distribución del momento estático total mayorado. –

En un vano interior, M_o debe distribuirse como se indica a continuación: $0.65M_o$ para momento negativo y $0.35M_o$ para momento positivo.

En un vano final, M_o debe distribuirse como se indica en la Tabla 1.

Tabla N° 1 – Coeficiente de distribución en un vano final.

	Borde exterior no restringido	Losas con vigas entre todos los apoyos	Losas sin vigas entre apoyos interiores		Borde exterior totalmente restringido
			Sin viga de borde	Con viga de borde	
Momento negativo interior	0.75	0.7	0.7	0.7	0.65
Momento positivo	0.63	0.57	0.52	0.5	0.35
Momento negativo exterior	0	0.16	0.26	0.3	0.65

Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 8, Pg. 129, Tabla 8.10.4.2.

Se permite una reducción del diez por ciento en los momentos negativos y positivos mayorados, siempre y cuando el momento estático total para un

panel en la dirección considerada no sea menor que el M_o exigido por la ecuación (6). Esta es una manera de reconocer que puede ocurrir una cantidad limitada de comportamiento inelástico y una redistribución de momento en las losas que fueron analizadas con el método de diseño directo.

La sección crítica para M_u negativo está localizada en la cara de los apoyos rectangulares.

El M_u negativo debe ser el mayor de los dos M_u negativos interiores, determinados para los vanos que llegan a un apoyo común, a menos que se haga un análisis para distribuir el momento no balanceado de acuerdo con las rigideces de los elementos concurrentes.

Las vigas de borde o los bordes de la losa deben ser diseñados para resistir por torsión la parte de los momentos exteriores negativos M_u que les corresponde.

Momentos mayorados en las franjas de columnas. -

Las franjas de columna deben resistir las fracciones del momento negativo interior M_u señaladas en la Tabla 2.

Tabla N° 2. - Fracción del momento negativo interior M_u en una franja de columna.

$\left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1}\right)$	l_2/l_1		
	0,5	1,0	2,0
0	0,75	0,75	0,75
≥ 1	0,90	0,75	0,45

Nota: Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 8, Pg. 130, Tabla 8.10.5.1.

Las franjas de columnas deben resistir las fracciones del momento negativo exterior M_u señaladas en la Tabla 3.

Tabla N° 3 - Fracción del momento negativo exterior Mu en una franja de columna.

$\left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1}\right)$	β_t	l_2/l_1		
		0,5	1,0	2,0
0	0	1,0	1,0	1,0
	$\geq 2,5$	0,75	0,75	0,75
≥ 1	0	1,0	1,0	1,0
	$\geq 2,5$	0,9	0,75	0,45

Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 8, Pg. 130, Tabla 8.10.5.1.

Nota: Debe interpolarse linealmente entre los valores dados, donde β_t se calcula usando la ecuación (7) y C se calcula usando la ecuación (8).

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s} \quad (7)$$

(ACI 318-2014. Ec. 8.10.5.2a)

$$C = \sum \left(1 - 0,63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3} \quad (8)$$

(ACI 318-2014. Ec. 8.10.5.2b)

La constante C para secciones en forma de T o L puede evaluarse con la ecuación (8) dividiendo la sección en sectores rectangulares, sumando los valores de C de cada porción.

Las franjas de columnas deben resistir las fracciones de los momentos positivos Mu dados en la Tabla 4.

Tabla N° 4 - Fracción del momento positivo Mu en una franja de columna.

$\left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1}\right)$	l_2/l_1		
	0,5	1,0	2,0
0	0,60	0,60	0,60
≥ 1	0,90	0,75	0,45

Nota: Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 8, Pg. 131, Tabla 8.10.5.5.

Para losas con vigas entre los apoyos, la porción de la losa localizada en la franja de columnas debe ser diseñada para resistir la porción de los momentos de la franja de columna que no sean resistidos por las vigas.

Momentos mayorados en vigas. -

Las vigas entre los apoyos deben diseñarse para resistir la porción de los momentos de la franja de columna Mu de acuerdo con Tabla 5.

Tabla N° 5 - Fracción del momento positivo Mu en una franja de columna asignable a las vigas.

$\left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1}\right)$	Coefficiente de distribución.
0	0
≥ 1	0,85

Nota: Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 8, Pg. 131, Tabla 8.10.5.7.1.

Las vigas deben ser diseñadas para resistir los momentos causados por cargas mayoradas aplicadas directamente sobre ellas, incluyendo el peso del alma que se proyecta por encima o por debajo de la losa.

Momentos mayorados en las franjas centrales. -

La fracción de los momentos mayorados positivo y negativo no resistida por las franjas de columnas debe asignarse proporcionalmente a cada mitad de las franjas centrales correspondientes.

Cada franja central debe ser diseñada para resistir la suma de los momentos asignados a sus dos mitades de franja central.

Una franja central adyacente y paralela a un borde apoyado en un muro, debe ser diseñada para resistir el doble del momento asignado a la mitad de la franja central correspondiente al primer eje de apoyos interiores.

Momentos mayorados en columnas y muros. -

Las columnas y los muros construidos monolíticamente con un sistema de losas deben resistir los momentos producidos por las cargas mayoradas que actúan sobre el sistema de losas.

En un apoyo interior, las columnas o muros arriba y abajo de la losa deben resistir el momento mayorado especificado por la ecuación (7) en proporción directa a sus rigideces, a menos que se realice un análisis general.

$$M_{sc} = 0,07[(q_{Du} + 0,5q_{Lu})l_2l_n^2 - q'_{Du}l_2(l_n)^2] \quad (9)$$

(ACI 318-2014 – 8.10.7.2)

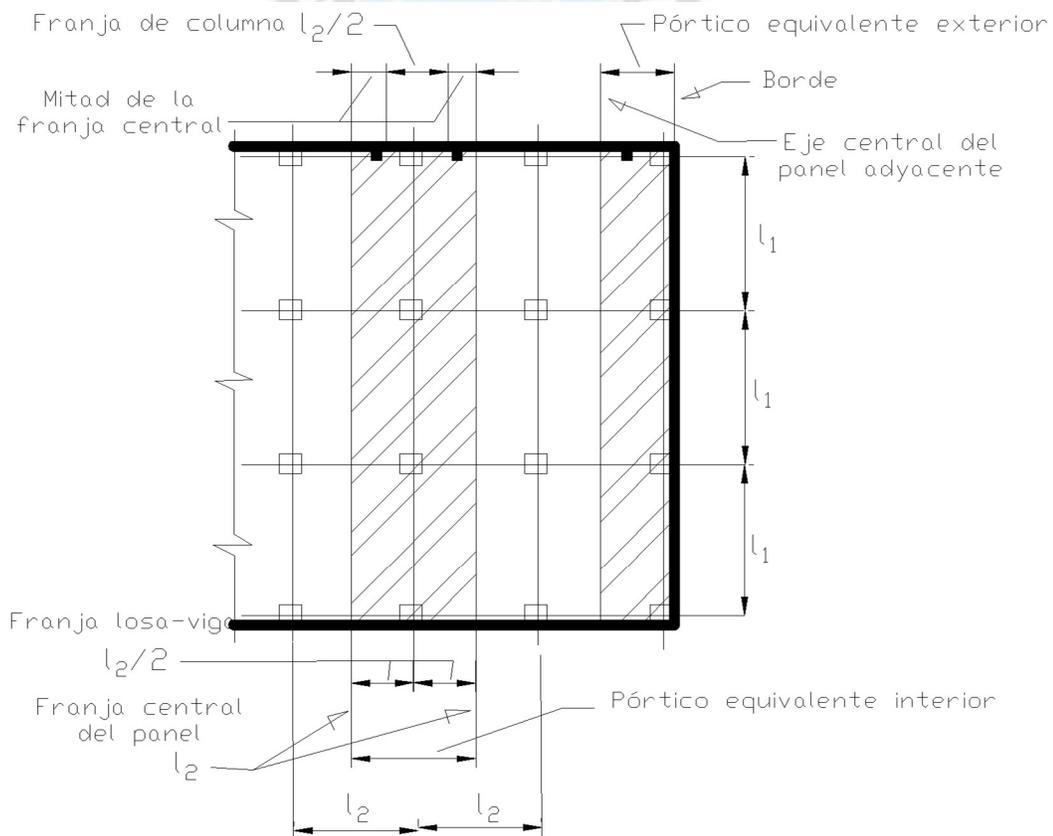
Dónde: q_{Du} , l_2 y l_n se refieren a la luz corta.

El momento para carga gravitacional a ser transmitido entre la losa y una columna de borde por excentricidad del cortante no debe ser menor que $0.3M_o$.

2.3.2. Método del pórtico equivalente -

El método del pórtico equivalente es una representación del sistema tridimensional de losa en una serie de pórticos planos que se analizan para las cargas que actúan en el plano del pórtico. Los momentos negativos y positivos determinados en las secciones críticas para diseño del pórtico se distribuyen a las secciones de losa como en el método directo lo explicado para franjas de columnas, y franjas centrales. El método del pórtico equivalente está basado en los estudios descritos en Corley et al. (1961); Jirsa et al. (1963); Corley and Jirsa (1970).

Figura 2.3.2-1 Definición de pórtico equivalente.

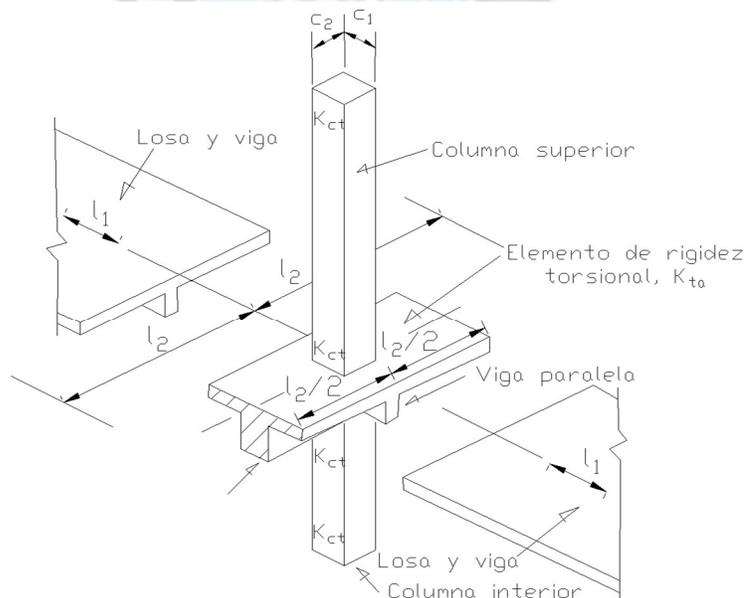


Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 8, Pg. 134, Figura R8.11.2.

Pórtico equivalente. - La aplicación del pórtico equivalente a una estructura regular se ilustra en la Fig. 2.3.2.1. El sistema tridimensional se divide en una serie de pórticos planos (pórticos equivalentes), localizados en los ejes de las columnas o de los apoyos, y cada pórtico con la altura total de la estructura. El ancho de cada pórtico equivalente está limitado por los ejes centrales de los paneles adyacentes. El análisis completo del sistema de losa de un edificio consiste en analizar una serie de pórticos equivalentes (interiores y exteriores) que se extienden longitudinal y transversalmente a través de toda la estructura.

El pórtico equivalente está constituido por tres elementos básicos, los cuales se presentan en la figura 2.3.2.2. y son:

Figura 2.3.2-2 Elementos que constituyen el pórtico equivalente.



Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 8, Pg. 135, Figura R8.11.4.

1. Las franjas de losa limitadas por las líneas centrales de los paños adyacentes al eje en estudio. Las vigas dirigidas en la dirección del pórtico se

consideran parte de ellas al igual que los ábacos que pudieran existir sobre las columnas.

2. Las columnas u otros soportes verticales alineados a lo largo del eje analizado. En caso de que la losa sea sostenida por capiteles, se considera que éstos forman parte de la columna. La longitud de la columna es evaluada al eje de las losas de niveles consecutivos.

3. Los elementos de la estructura que transmiten los momentos de la losa a la columna, son transversales a la dirección de análisis y se extienden a todo lo ancho de la franja de losa. Son denominados también elementos de rigidez torsional.

Cada pórtico equivalente puede analizarse como un todo. Alternativamente, para cargas gravitacionales, se permite un análisis independiente de cada piso o cubierta con los extremos lejanos de las columnas considerados como empotrados.

Vigas-losa. - El momento de inercia de vigas-losa desde el centro de la columna hasta la cara de la columna, cartela o capitel, debe suponerse igual al momento de inercia del sistema de vigas-losa en la cara de la columna, cartela o capitel, dividido por $(1 - c_2/l_2)^2$, donde c_2 y l_2 se miden transversalmente a la dirección del vano para el cual se determinan los momentos. Debe tenerse en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de los ejes de los sistemas de vigas-losa.

El momento de inercia de las vigas-losa en cualquier sección transversal fuera del nudo o capitel de la columna puede determinarse usando el área bruta de concreto.

Columnas. - La rigidez de las columnas está basada en la longitud de éstas medida desde la mitad del espesor de la losa superior hasta la mitad del

espesor de la losa inferior. El momento de inercia de la columna se calcula con base en su sección transversal, tomado en cuenta el incremento de la rigidez proporcionado por el capitel, cuando lo hay. Cuando las vigas-losa se analizan por separado para cargas gravitacionales, se usa el concepto de una columna equivalente, que combina en un elemento compuesto la rigidez de la viga-losa y la del elemento torsional. La flexibilidad de la columna se modifica para tomar en cuenta la flexibilidad torsional de la conexión losa-columna, lo cual reduce su eficiencia para la transmisión de momentos. La columna equivalente consiste en la columna real sobre y bajo la viga-losa más elementos torsionales adheridos a cada lado de la columna que se extienden hasta el eje central del panel adyacente, como se muestra en la Fig. 2.3.2.2.

Elementos torsionales. - El cálculo de la rigidez de los elementos torsionales requiere varias suposiciones simplificadoras. Si no existen vigas que formen pórtico con la columna, se supone como elemento torsional la porción de la losa igual al ancho de la columna o capitel. Si existen vigas que aportiquen con la columna, se supone un comportamiento de viga T o viga L, con alas que se extienden a cada lado de la viga una distancia igual a la proyección de la viga hacia arriba o hacia abajo de la losa, pero no mayor de cuatro veces el espesor de la losa. Además, se supone que no ocurre ninguna rotación por torsión en la viga dentro del ancho del apoyo.

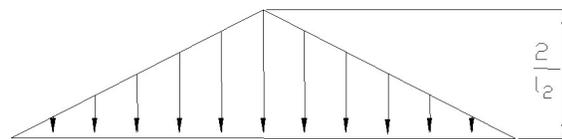
Deben suponerse elementos torsionales con una sección transversal constante en toda su longitud, que consiste en la mayor de (a) hasta (c):

- (a) Una porción de losa que tiene un ancho igual al de la columna, cartela o capitel, en la dirección del vano para el cual se determinan los momentos.
- (b) Para sistemas monolíticos o totalmente compuestos, la porción de losa especificada en (a) más la parte de la viga transversal arriba y abajo de la losa.

(c) La viga transversal, para construcción monolítica o totalmente compuesta que soporte losas en dos direcciones, una viga incluye la parte de la losa que está situada a cada lado de la viga, por una distancia igual a la proyección de la viga hacia arriba o hacia abajo de la losa, la que sea mayor, pero no mayor que 4 veces el espesor de la losa.

Estudios de análisis tridimensionales de diversas configuraciones de losa sugieren que se puede obtener un valor razonable de la rigidez a torsión suponiendo una distribución de momento a lo largo del elemento sometido a torsión que varía linealmente desde un máximo al centro de la columna, hasta cero a la mitad del panel. La distribución supuesta del momento unitario de torsión a lo largo de la línea de eje de columna se muestra en la figura 2.3.2.2.

Figura 2.3.2-3 Distribución del momento torsional unitario a lo largo del eje de columna AA mostrado en la figura 2.3.2.2.



Fuente: Elaboración propia.

Una expresión aproximada para la rigidez del elemento torsional, basada en los resultados de análisis tridimensionales de varias configuraciones de losas (Corley et al. 1961; Jirsa et al. 1963; Corley and Jirsa 1970) es:

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{l_2 \left(1 - \frac{c_2}{l_2}\right)^3} \quad (10)$$

Momentos mayorados. -

En apoyos interiores, la sección crítica para el momento negativo M_u tanto en la franja de columna como en las franjas centrales se debe tomar en el borde de los apoyos rectilíneos, pero a no más de $0.175l_1$ del centro de la columna.

En apoyos exteriores, desprovistos de cartelas o capiteles, la sección crítica para el momento negativo M_u en el vano perpendicular a un borde debe tomarse en la cara del elemento de apoyo.

2.4. Análisis tridimensional con un método automatizado:ETABSv.16 (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems o Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones).-

En los últimos años, el uso de programas de cómputo en los procesos de análisis y diseño en ingeniería se ha extendido ampliamente. Particularmente en ingeniería estructural, los programas de análisis cubren un campo de aplicaciones que van desde las estructuras aporricadas, con arriostre o muros de corte, hasta la inclusión de disipadores de energía o de aisladores sísmicos en la base. Los pisos o coberturas laminares pueden ser modelados con elementos finitos apropiados. Asimismo, debido al desarrollo de aplicaciones con elementos finitos, con ciertos programas es posible modelar el suelo circundante a la cimentación en conjunto con las estructuras de la cimentación. En la actualidad se cuentan con programas de uso general - para diversos tipos de estructuras: edificios, puentes, losas, estructuras analizables con estados planos de refuerzo o deformación, etc. – tales como SAP en sus diferentes versiones. Sin embargo, la demanda mayor sigue siendo la de edificios, y por esta razón también hay programas dedicados exclusivamente para su uso en estas estructuras. Estos programas, aparte de la evidente desventaja de su estrecho campo de aplicación, tienen las ventajas siguientes:

- Las convenciones de entrada y de salida usadas corresponden a la terminología común de edificaciones.
- Los modelos se definen de forma lógica: piso por piso, viga por viga, columna por columna, tramo por tramo, muros por muros y no como corrientes de puntos y elementos no descritos como lo hacen la mayoría de los programas para fines generales. Así la definición estructural es simple, ordenada y significativa.
- Es un sistema completamente integrado. Detrás de una interface intuitiva y simple, se encajan poderosos métodos numéricos, procedimientos de diseño y códigos internacionales de diseño que funcionan juntos desde una base de datos. Esta Integración significa que se puede crear solo un sistema de modelo de piso y sistema de barras verticales y laterales para analizar y diseñar el edificio completo.

El programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems o Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones) es uno de los programas de propósito específico, con el que se pueden realizar análisis estáticos y dinámicos. Los análisis se realizan básicamente en el rango lineal, pero pueden ser considerados elementos no lineales en los apoyos o en los disipadores de energía. En lo que sigue se hará referencia en circulación la versión ETABS v.2016.

ETABS v.2016 posee una poderosa e intuitiva interfaz gráfica con procedimientos de modelaje, análisis, todos integrados usando una base de datos común. Aunque es fácil y sencillo para estructuras simples, ETABS también puede manejar grandes y complejos modelos de edificios, incluyendo un amplio rango de comportamientos no lineales, haciéndolo la herramienta predilecta para ingenieros estructurales en la industria de la construcción.

2.5. Predimensionamiento de los elementos y recomendaciones constructivas. -

Espesor mínimo de la losa:

Para losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos en todos los lados y que tengan una relación entre los lados no mayor de 2, el espesor total de la losa h no debe ser menor que los valores mostrados en la siguiente tabla.

Tabla N° 6 - Espesor mínimo de losas sin vigas (mm).

fy (MPa) ⁽²⁾	Sin Ábacos ⁽³⁾			Con Ábacos ⁽³⁾		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde ⁽⁴⁾		Sin vigas de borde	Con vigas de borde ⁽⁴⁾	
280	Ln/33	Ln/36	Ln/36	Ln/36	Ln/40	Ln/40
420	Ln/30	Ln/33	Ln/33	Ln/33	Ln/36	Ln/36
520	Ln/28	Ln/31	Ln/31	Ln/31	Ln/34	Ln/34

(1) Ln es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos (mm).

(2) Para fy entre los valores dados en la tabla, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.

(3) Ábaco, como se define en 1.1.

(4) Losas con vigas de borde debe calcularse de acuerdo con 2.3.1.

Los paneles exteriores se deben considerar como sin viga de borde si α_f es menor que 0.8.

Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 8, Pg. 103, Tabla 8.3.1.1.

Aberturas en los sistemas de losa:

Se pueden prever a condición que:

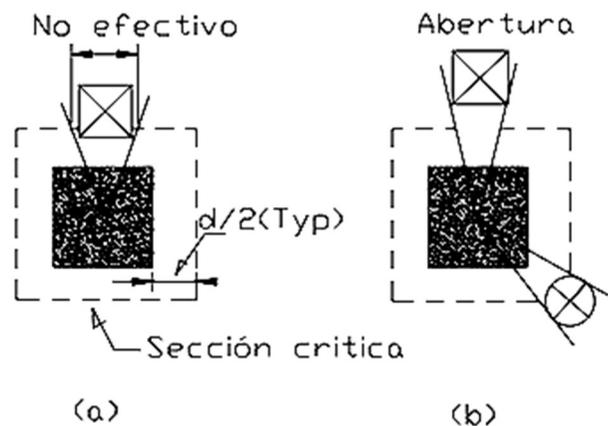
- 1) Se permite dejar aberturas en la zona común a dos franjas centrales que se intersecten, siempre que se mantenga como mínimo la cantidad total de refuerzo requerido para la losa sin aberturas.

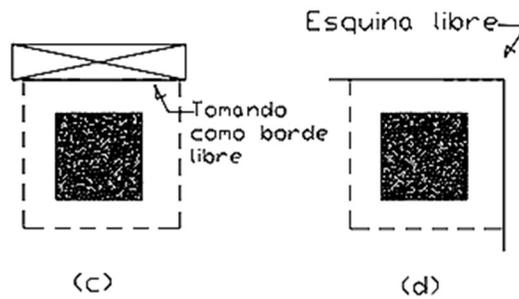
- 2) Donde dos franjas de columnas se intersecten esta área no debe perforarse con aberturas de más de un octavo del ancho de la franja de columna de cualquiera de los dos vanos. En los lados de la abertura, debe añadirse una cantidad de refuerzo equivalente al interrumpido por la abertura.

- 3) En la zona común a una franja de columna y una franja central no más de un cuarto del refuerzo en cada franja puede interrumpirse por aberturas. Una cantidad de refuerzo equivalente al interrumpido por la abertura debe añadirse en los lados de ésta.

- 4) Cuando las aberturas de las losas están situadas dentro de las franjas de columnas o a una distancia menor a $10h$ de una zona de carga concentrada o de reacción, la porción de b_o encerrada por las líneas rectas que se proyectan desde el centroide de la columna, carga concentrada o área de reacción tangentes a los bordes de las aberturas debe considerarse como inefectiva.

Figura 2.5-1 Efecto de la abertura en la losa y extremos libres (las líneas discontinuas muestran el perímetro efectivo).





Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 22, Pg. 387, Fig. R22.6.4.3.

Las disposiciones de diseño de aberturas en losas (y zapatas) se desarrollaron, por medio de líneas punteadas, se muestran algunas ilustraciones de la localización de las porciones efectivas de la sección crítica, cerca de aberturas típicas y extremos libres

En todos los casos se puede dejar aberturas de cualquier tamaño en los sistemas de losas si se demuestra por medio de análisis que se cumple todos los requisitos de resistencia y condiciones de funcionamiento, incluyendo los límites especificados para las deflexiones.

Detallado de refuerzo:

- 1) El recubrimiento de hormigón armado construidos en sitio deben tener un recubrimiento de concreto especificado para el refuerzo igual al menos al dado en la Tabla 7.

Tabla N° 7 - Recubrimiento especificado para elementos de hormigón armado construidos en sitio (mm).

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento específico, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él.	Todos	Todos	75

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento específico, mm
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barra No. 19 a N0.57.	50
		Barra No. 16, alambre MW200 ó MD200, y menores	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo.	Losas, viguetas y muros.	Barra No. 43 a N0.57.	40
		Barra No. 36 y menores	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados Para confinamiento	40

Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 20, Pg. 356, Tabla 20.6.1.3.1.

2) Espaciamiento del refuerzo para flexión.

El espaciamiento mínimo s debe cumplir:

- a. Para el refuerzo del hormigón paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b y $(4/3) d_{agg}$.

Dónde: d_{agg} = tamaño nominal máximo del agregado grueso, mm.

d_b = diámetro nominal de una barra, alambre o torón de preesforzado, mm.

- b. Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

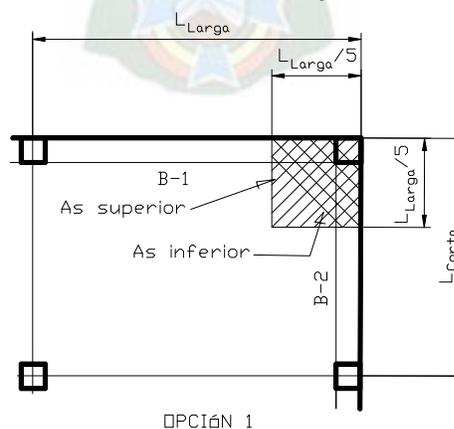
- c. Para refuerzo longitudinal en columnas, pedestales, puntales y elementos de borde en muros, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor de 40 mm, $1.5 d_b$ y $(4/3)d_{agg}$.

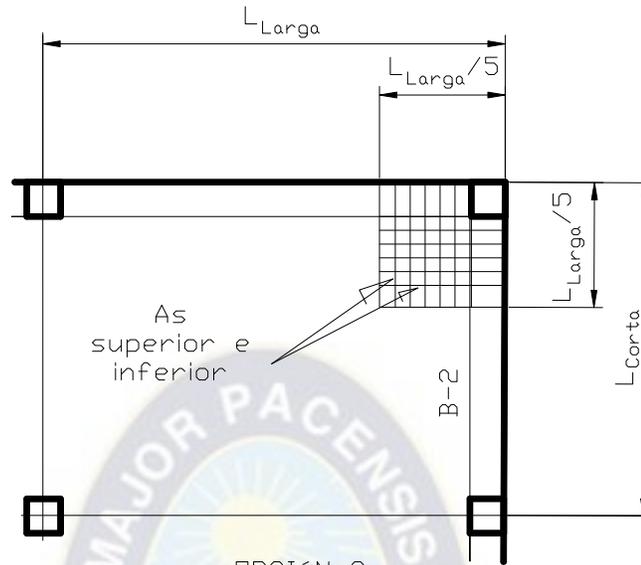
Para losas sin vigas macizas el espaciamiento máximo s del refuerzo longitudinal corrugado debe ser el menor de entre $2h$ (h = espesor de la losa) y 450 mm en las secciones críticas, y el menor entre $3h$ y 450 mm en las otras secciones. Esta limitación pretende asegurar la acción de losa, reducir la fisuración y tener en cuenta la posible existencia de cargas concentradas en áreas pequeñas de la losa.

3) Restricciones en las esquinas de las losas.

Las esquinas no restringidas de losas sin vigas de dos direcciones tienden a levantarse al ser cargadas. Si esta tendencia a levantarse es restringida por muros o vigas de borde, se producen momentos de flexión en la losa. Esta sección requiere la colocación de un refuerzo para resistir estos momentos y controlar la fisuración. Para satisfacer estos requisitos, se puede usar el refuerzo a flexión de las direcciones principales.

Figura 2.5-2 Refuerzo de esquina en la losa.





OPCIÓN 2

Nota:

1. Aplica donde B-1 o B-2 tienen $\alpha_f > 1.0$.
2. Máximo espaciamiento barras $2h$, donde h = espesor losa.

Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 8, Pg. 165, Fig. R8.7.3.1.

4) Refuerzo para flexión en losas sin vigas.

Donde la losa esté apoyada sobre vigas dintel, columnas o muros perimetrales, el anclaje del refuerzo perpendicular al borde discontinuo debe cumplir con (a) y (b).

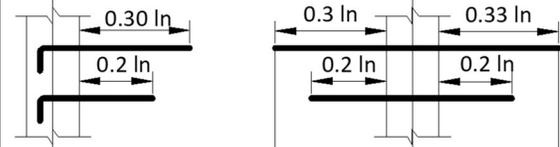
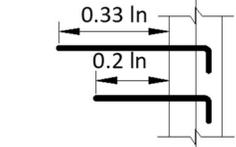
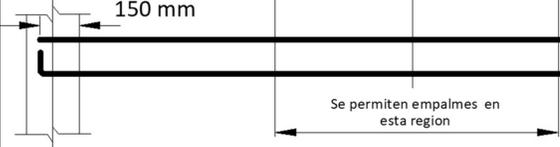
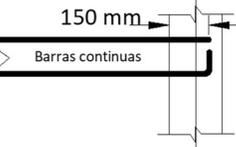
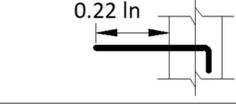
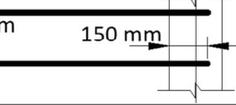
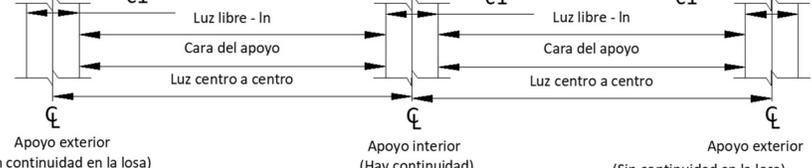
- a. El refuerzo para momento positivo debe prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud embebida recta o engancho, de por lo menos 150mm en las vigas dintel, columnas o muros perimetrales.
- b. El refuerzo para momento negativo debe doblarse, formar ganchos o anclarse en las vigas dintel, muros perimetrales o columnas, para que desarrollen su capacidad a tracción en la cara del apoyo.

Cuando la losa no esté apoyada en una viga dintel o muro en un borde discontinuo, o cuando la losa se prolongue en voladizo más allá del apoyo, se permite el anclaje del refuerzo dentro de la losa.

Para losas sin vigas, las extensiones del refuerzo deben cumplir con (a) hasta (c).

- a. Las longitudes del refuerzo deben tener las extensiones mínimas prescritas en la Tab. 8, y si la losa actúa como miembro principal para resistir las fuerzas laterales, las longitudes del refuerzo deben ser al menos aquellas requeridas por el análisis.
- b. Cuando las luces adyacentes no sean iguales, la prolongación del refuerzo para momento negativo más allá de la cara de apoyo, como se prescribe en la Tab. 8, debe basarse en la luz mayor.
- c. Se permiten barras dobladas únicamente cuando la relación entre la altura y la luz permita el uso de dobleces de 45 grados o menos.

Tabla N° 8 - Extensiones mínimas del refuerzo corrugado en losas en dos direcciones sin vigas.

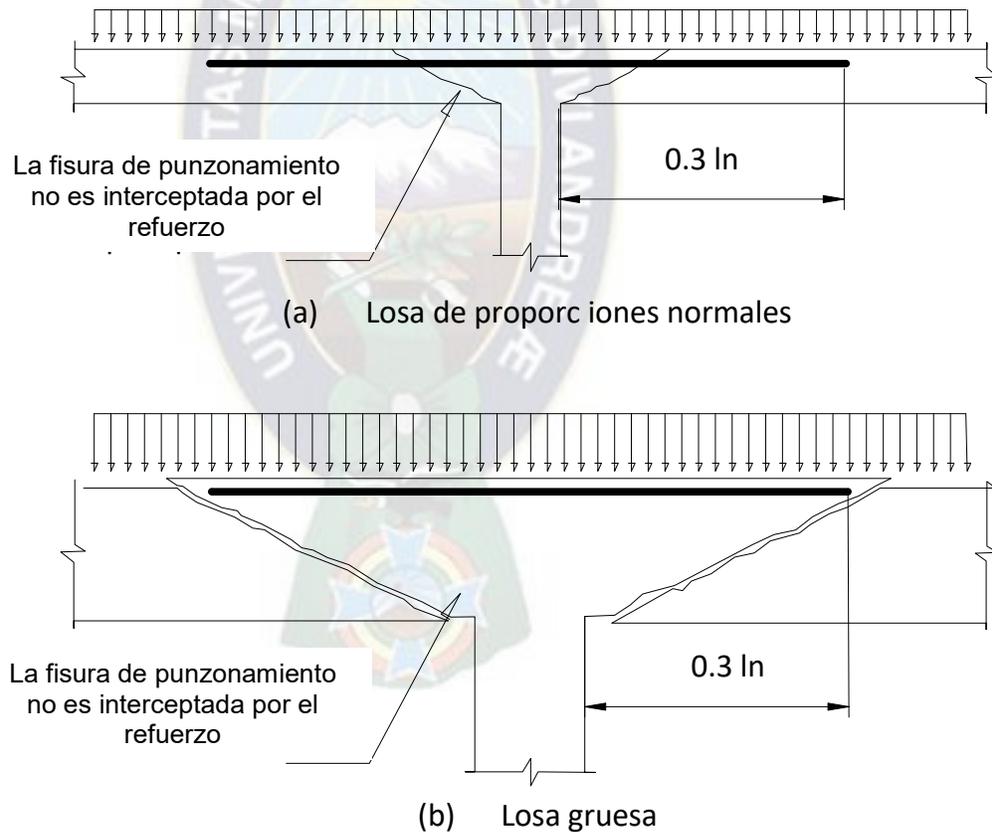
FRANJA	LOCALIZACIÓN	A _s MÍNIMO EN LA SECCIÓN	SIN ÁBACOS	CON ÁBACOS
FRANJA DE COLUMNAS	ARRIBA	50% RESTANTE		
	ABAJO	100%		
FRANJA CENTRAL	ARRIBA	100%		
	ABAJO	50% RESTANTE		
				

Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 8, Pg. 118, Fig. 8.7.4.1.3(a).

Las longitudes y extensiones mínimas de barras de la Tab. 8 se desarrollaron para losas de dimensiones normales que resisten cargas gravitacionales. Estas longitudes y extensiones mínimas pueden ser insuficientes para losas en dos direcciones gruesas como pueden ser las losas de transferencia, losas de podios, y losas de fundaciones. Tal como se ilustra en la Fig. 2.2.5.2, las fisuras de cortante por punzonamiento que pueden desarrollarse con ángulos tan bajos como aproximadamente 20 grados, pueden no ser interceptadas por el

refuerzo a tracción, reduciendo substancialmente la resistencia a cortante por punzonamiento. En losas con relaciones L_n/h menores de aproximadamente 15, debe considerarse la colocación de refuerzo continuo o el aumento de las longitudes mínimas dadas en la Tab. 8. También, para los momentos resultantes de la combinación de cargas laterales y gravitacionales, las longitudes y extensiones mínimas para las barras de la Tab. 8. pueden resultar insuficientes.

Figura 2.5-3 Fisuras de cortante por punzonamiento en losas con extensiones del refuerzo consistente con la tabla 8.



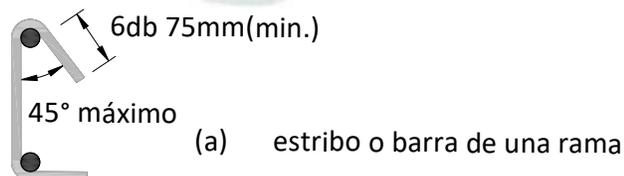
Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 8, Pg. 117, Fig. R8.7.4.1.(a).

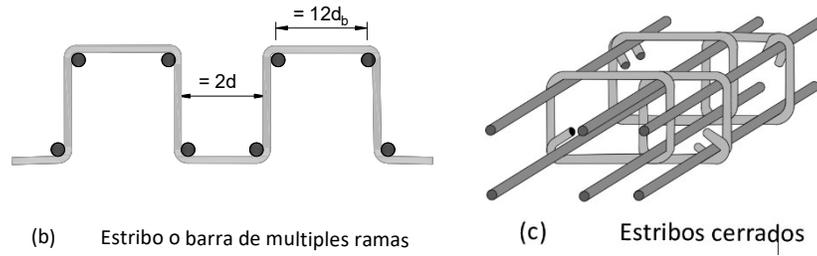
5) Refuerzo de cortante – Estribos.

Las investigaciones (Hawkins 1974; Broms 1990; Yamada et al. 1991; Hawkins et al. 1975; ACI 421.1R) han demostrado que el refuerzo para cortante consistente en barras o alambres anclados apropiadamente o estribos de una o varias ramas, o estribos cerrados, puede aumentar la resistencia a cortante por punzonamiento de las losas. Es esencial que este refuerzo para cortante esté amarrado al refuerzo longitudinal tanto en la parte superior como inferior de la losa, como se aprecia en los detalles típicos de las Figuras 2.5.4 (a) a (c).

En una conexión losa-columna en la cual la transferencia de momento sea despreciable, el refuerzo para cortante debe ser simétrico alrededor del centroide de la sección crítica (Fig. 2.5.5 (d)). Los límites de espaciamiento también se pueden ver en las Figuras 2.5.6(d) y (e). En columnas de borde, o en el caso de conexiones interiores donde la transferencia de momento es significativa, se recomiendan estribos cerrados con un patrón lo más simétrico posible. Aunque los esfuerzos cortantes promedio en las caras AD y BC de la columna exterior en la Fig. 2.5.6 (e) son menores que en la cara AB, los estribos cerrados que se extienden desde las caras AD y BC proporcionan una cierta resistencia torsional a lo largo del borde de la losa.

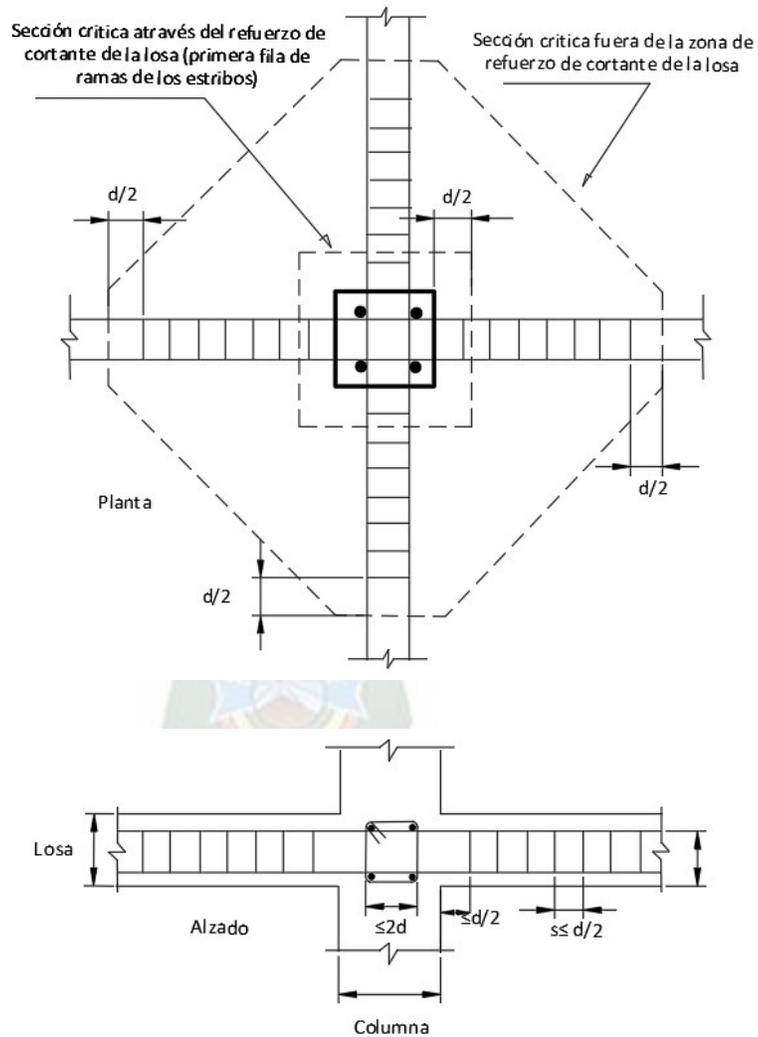
Figura 2.5-4 Figuras de cortante por punzonamiento en losas con extensiones del refuerzo consistente con la Fig.2.5.3.





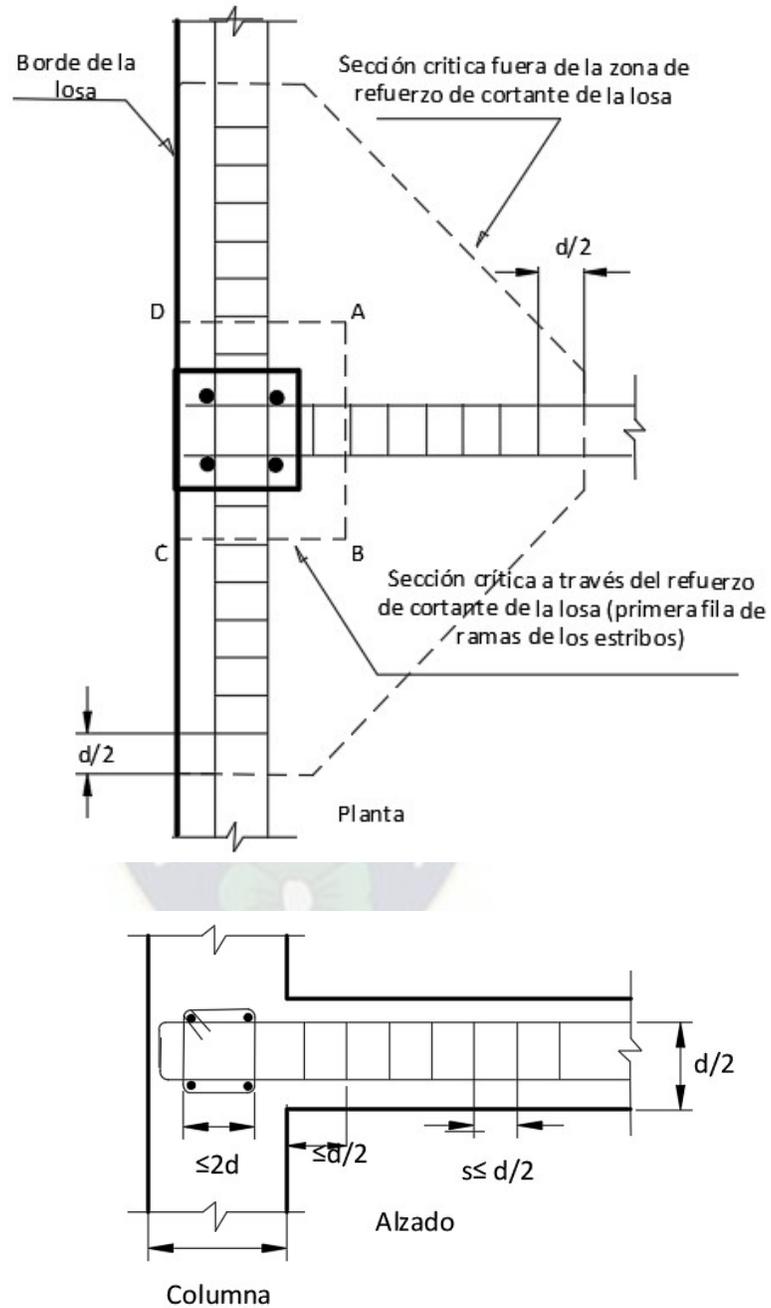
Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 8, Pg. 121, Fig. R8.7.6(a) – (c).

Figura 2.5-5 Disposición de estribos de cortante, columna interior.



Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 8, Pg. 122, Fig. R8.7.6(d).

Figura 2.5-6 Disposición de estribos de cortante, borde de columna.



Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 8, Pg. 122, Fig. R8.7.6(e).

Quando se utilicen estribos, su ubicación y espaciamiento deben cumplir con la Tabla 9.

Tabla N° 9 - Ubicación del primer estribo y límites del espaciamiento.

Dirección de la medición	Descripción de la medición	Distancia o espaciamiento máximo, mm
Perpendicular a la cara de la columna	Distancia desde la cara de la columna al primer estribo	d/2
	Espaciamiento entre estribos	d/2
Paralelo a la cara de la columna	Espaciamiento entre las ramas verticales de los estribos	2d

Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 8, Pg. 123, Tabla 8.7.6.3.

Sistema de losa aligerada en dos direcciones:

El sistema de piso que compone a la *losa sin vigas*, puede ser de losa maciza, como en las casas habitación, o de *losa aligerada*, comúnmente usado en edificios, formado por nervaduras que proporcionan la ventaja de tener un mayor peralte con menor volumen de concreto.

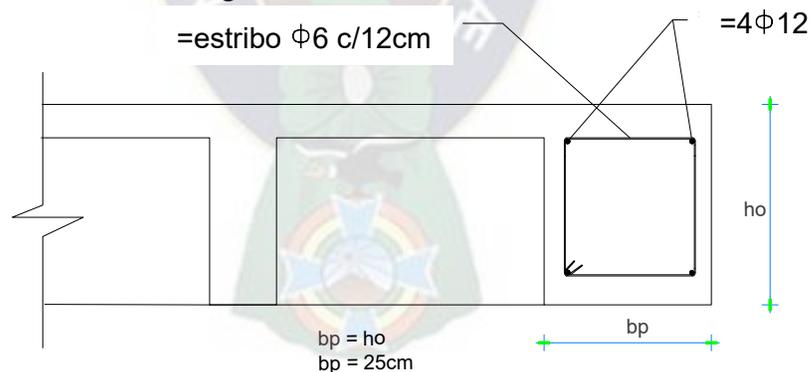
La construcción reticular de viguetas no preesforzadas en dos direcciones consiste en una combinación monolítica de nervaduras regularmente espaciadas y una losa colocada en la parte superior, diseñadas para actuar en dos direcciones ortogonales.

Para la opción de losa sin viga con sistema de piso *aligerado* se tienen las siguientes recomendaciones:

- El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm en cualquier ubicación en su altura.
- La altura total de las nervaduras no debe ser mayor de 3.5 veces su ancho mínimo.
- Se permite tomar V_c como 1.1 veces los valores calculados.

- Para la integridad estructural, al menos una barra de la parte inferior en cada nervadura debe ser continua y debe anclarse para desarrollar f_y en la cara de los apoyos.
- El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 750 mm.
- Su espesor no será inferior a 200 mm ni a $1/25$ de la luz del mayor vano, debiendo llevar además una capa de compresión continua. El espesor de esta capa de compresión no será inferior a 50mm ni a $1/12$ de la distancia libre entre las nervaduras.
- El perímetro del entrepiso deberá tener un nervio con un ancho igual a la altura del entrepiso (h) pero no inferior a 0.25m.
- Las losas aligeradas llevarán en todo su contorno un nervio perimetral, cuyo b_p no será inferior a 25 cm ni al canto h_0 .

Figura 2.5-7 Nervio Perimetral.

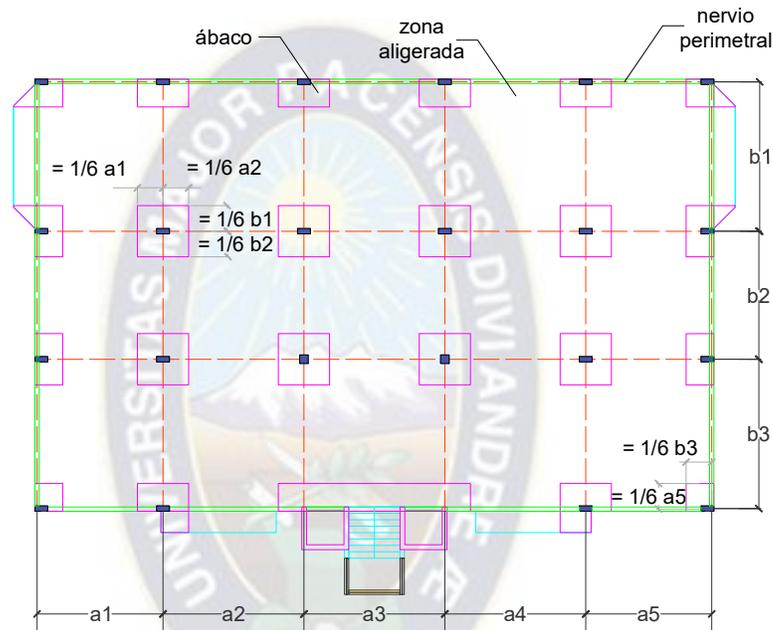


Fuente: Jiménez Montoya, HORMIGÓN ARMADO, 15ª edición, Pág. 418.

- Las losas aligeradas deben llevar ábacos macizos alrededor de las columnas, especialmente para poder resistir de manera adecuada el cortante por penetración. El ábaco debe proyectarse bajo la losa al menos una cuarta parte del espesor de la losa adyacente. Se

recomienda que estos ábacos tengan una dimensión mínima de $1/6$ de la longitud del vano medida centro a centro de los apoyos en esa dirección, con el objeto de que el cono potencial de falla no atraviese hueco ni casetones.

Figura 2.5-8 Ábacos en losas sin vigas aligeradas.



Fuente: Elaboración propia.

- En el caso de llevar volados, estos deben de rematar en una viva maciza cuyo ancho sea por lo menos igual al espesor de la losa o 25 cm. La longitud de dicho volado no debe ser mayor de diez veces el espesor del mismo elemento.

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1. Características arquitectónicas de las diversas alternativas. -

El proyecto a diseñar consta de un edificio de 11 niveles, con una altura de 3.15 m destinado para oficinas.

Cuenta con una planta baja donde se encuentra el área de recepción, parqueos y locales. Se tiene una planta tipo para los 11 pisos. Todas las plantas cuentan con una superficie de 666.3 m².

Los pisos 1-11 están revestidos por muro de tabique con acabado por ambas caras y por cancelería de aluminio y cristal.

Las escaleras cuentan con una vista panorámica, con pasamanos de seguridad y terminado de franjas antiderrapantes. A los lados laterales de la escalera se encuentran los elevadores (2) para 8 personas cada uno.

En todos los niveles se cuenta con instalaciones eléctricas, teléfono y sanitario para hombres y mujeres.

El piso en los cubículos, oficina principal, sala de juntas y depósito se encuentra alfombrado, para brindar confort y disminuir el ruido en el interior, en los pasillos se cuenta con losetas vinílicas y zócalos en las orillas, en los sanitarios y en la cocina se colocó loseta cerámica.

Las oficinas están divididas por muros ligeros no permanentes, a base de tablaroca y mamparas los cuales tienen la finalidad de poder realizar modificaciones en los espacios sin la necesidad de alterar la estructura primaria.

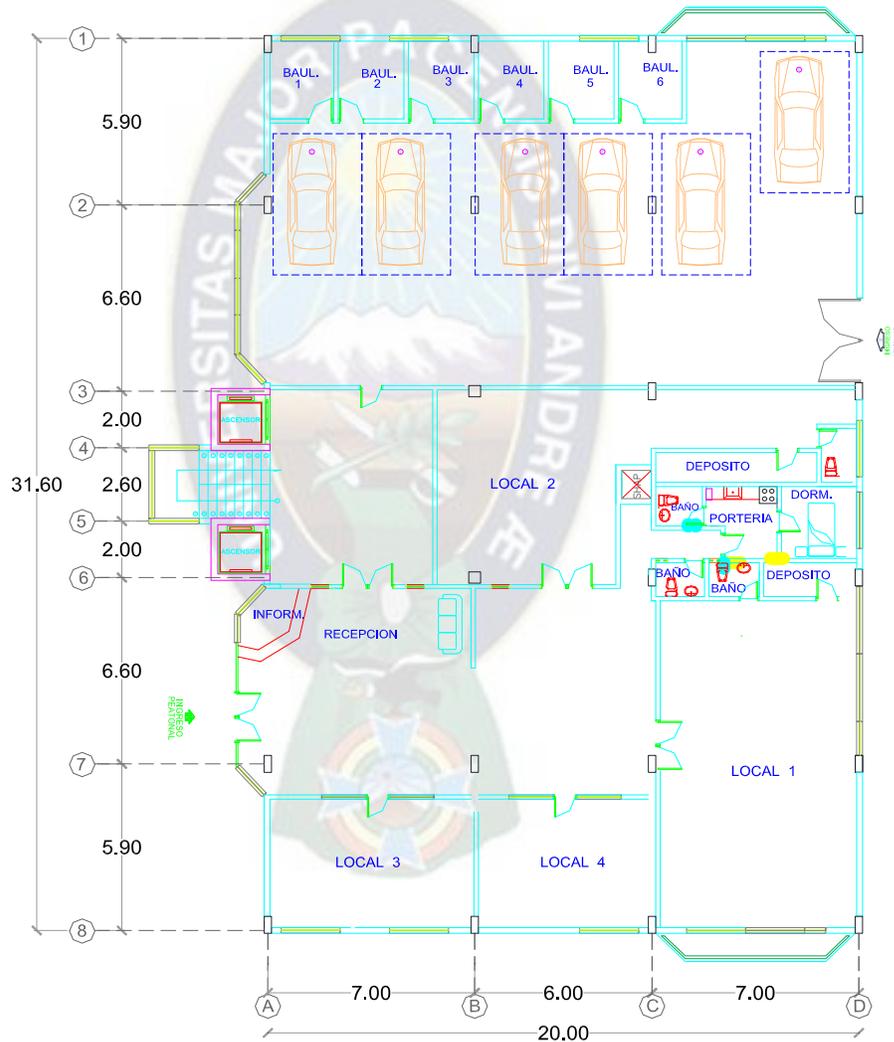
El techo está formado por falso plafón, este alberga las instalaciones de servicio, por lo cual también puede manipular y facilitar el servicio en caso de

requerirlo.

La iluminación es por medio artificial, las lámparas son de gas neón blancas, controlados por apagadores en los accesos de los cubículos así como pasillos.

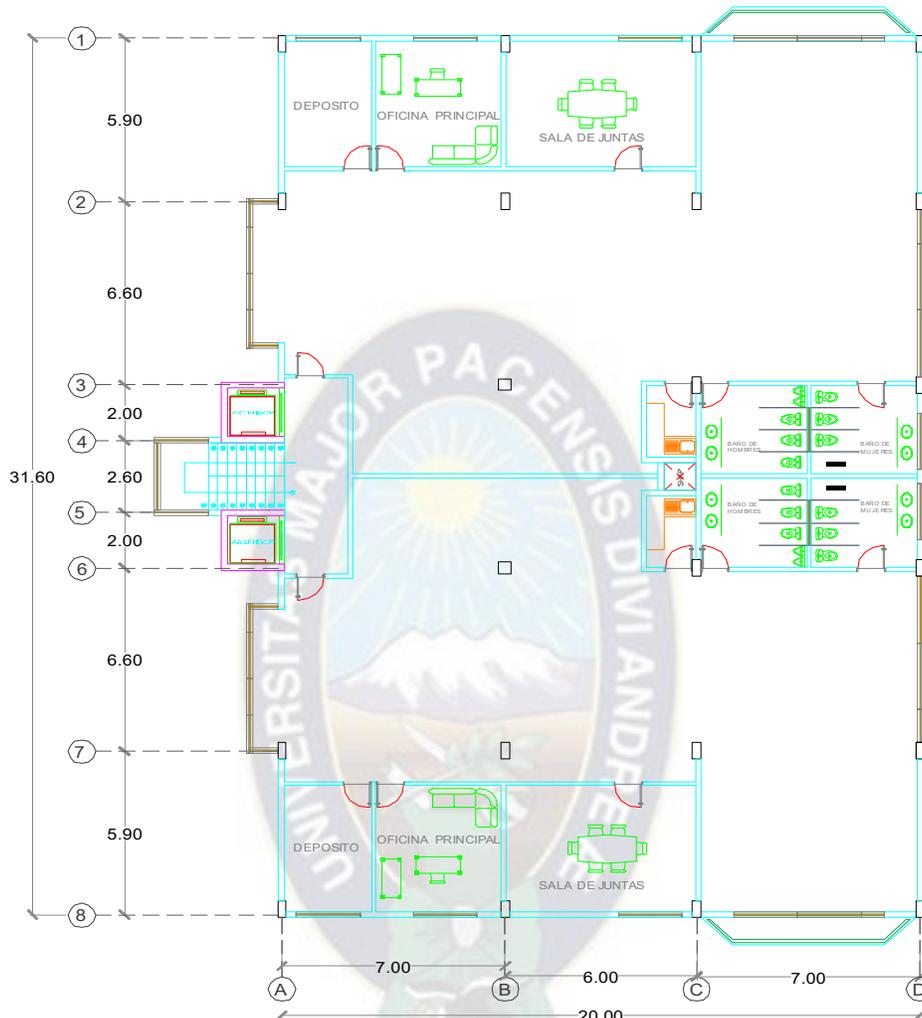
Todo el edificio está conectado por las escaleras y el elevador, el cuarto de máquinas se encuentra en la azotea donde se le proporcionará mantenimiento.

Figura 3.1-1 – Planta arquitectónica – Planta baja.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.1-2 – Planta arquitectónica – Piso 1 – 11.



Fuente: Elaboración propia.

3.2. Condiciones y parámetros de diseño. -

Hormigón

Las características y requisitos del hormigón a utilizar son las típicas para elementos estructurales, tales como las citadas la norma ACI 318S-14 en el Capítulo 19 – Concreto: Requisitos de Diseño y durabilidad, actualmente en vigencia. Por lo tanto, la resistencia característica mínima del hormigón a utilizar es de 25 MPa.

El módulo de elasticidad E_c , para concreto de peso normal se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \text{ (en MPa)} \quad (11) \quad \text{ACI 318-14 (19.2.2.1b)}$$

Entonces el módulo de elasticidad para $f'_c = 25$ MPa será:

$$E_c = 23500 \text{ MPa}$$

El peso específico del hormigón se tomará igual a:

$$\gamma_c = 24 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

El módulo de Poisson, que es la relación entre la deformación transversal y la deformación longitudinal (en la dirección de la carga uniaxial aplicada) se tomará igual a:

$$\mu = 0.20$$

El módulo de corte es calculado de la siguiente relación:

$$G_c = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (12)$$

Acero

Los aceros a utilizar son los aceptados como armaduras de refuerzo para hormigón (Capítulo 20 de la ACI 318S-14), es decir barras corrugadas y mallas soldadas. Estas últimas resultan muy convenientes para esta tipología estructural, dado el carácter bidireccional de las placas.

Además, aumentan sensiblemente la velocidad de colocación de armaduras y disminuyen los errores de colocación. Es recomendable la utilización de aceros de alta ductilidad (calidad SD) tanto en mallas como en barras. Estos aceros proporcionan a la estructura una serie de ventajas muy interesantes:

Aumentan la capacidad de redistribución de la estructura de forma que se incrementa su carga de colapso y, por lo tanto, mejoran su seguridad frente al mismo. Por lo tanto, la resistencia característica mínima del acero a utilizar es de 420 MPa.

El módulo de elasticidad (E_s), para el acero de refuerzo de acuerdo a la sección 20.2.2.2 del ACI 318-14, puede tomarse como:

$$E_s = 200000 \text{ (MPa)}$$

El peso específico del acero se tomará igual a:

$$\gamma_s = 78.50 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

Aligerante

El poliestireno expandido, también llamado plastofom, es un material plástico espumado, fabricado bajo un proceso de expansión con vapor de agua y tiene como características principales su ligereza, resistencia a la humedad y capacidad de absorción de impactos. Es un material muy económico y versátil que puede ser cortado en cualquier forma que sea requerido, siendo ideal para su aplicación en construcciones.

Acciones

Acción gravitatoria

Producida por el peso de los elementos constructivos, de los objetos de uso.

Se pueden dividir en con carga y sobrecarga. La primera incluye a las cargas cuya magnitud y posición es constante en el tiempo. Se subdivide en peso propio, que es el peso del elemento resistente, y carga permanente, que es la

carga de todos los elementos constructivos, instalaciones fijas, etc., que soporta el elemento, por ejemplo: muros, pisos, revestimientos, etc.

La sobrecarga puede ser de uso, de nieve o de tabiquería. La de uso incluye al peso de todo lo que puedan gravitar sobre el elemento resistente por razón de su uso: personas, muebles, vehículos, etc.

Acción del viento

Todas las estructuras están sujetas a la acción del viento y en especial las de más de dos o tres pisos de altura o en aquellas en las zonas donde la velocidad del viento es significativa o en las que debido a su forma, son más vulnerables a los efectos aerodinámicos. Toda edificación será diseñada para resistir las cargas (presión y succión) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que éste actúa en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí. Este edificio estará ubicado en la Ciudad de La Paz, por tal causa tomaremos como velocidad de viento básica regional:

Tabla N° 10 - Velocidades básicas de viento para Bolivia.

CIUDAD	V (m/s)
COCHABAMBA	44.3
LA PAZ	29.5
ORURO	29.4
POTOSI	30.2
SANTA CRUZ	42.6
SUCRE	32.4
TARIJA	24.0
TRINIDAD	40.0
COBIJA	26.5

Fuente: Anteproyecto de Norma Boliviana APNB 1225003.1 (IBNORCA).

Esta tabla está en base al estudio estadístico de las mediciones de viento en las principales ciudades del país.

La velocidad básica de viento V que se usa en la determinación de las cargas de viento de diseño sobre edificios y otras estructuras se debe obtener de la Tabla 11. Se debe suponer que el viento proviene de cualquier dirección horizontal.

Combinación de acciones

Tabla N° 11 - Combinación de carga.

Combinación de carga	Carga primaria
$U=1.4D$	D
$U=1.2D+1.6L+0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	L
$U=1.2D+1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)+(1.0L \text{ ó } 0.5W)$	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U=1.2D+1.0W+1.0L+0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	W
$U=1.2D+1.0E+1.0L+0.2S$	E
$U=0.9D+1.0W$	W
$U=0.9D+1.0E$	E

Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 5, Pg. 65, Tabla 5.3.1.

Donde:

U: Carga de diseño o última que la estructura necesita para resistir.

D: Carga muerta.

L: Carga viva.

L_r : Carga viva de techo.

S: Carga de nieve.

R: Carga pluvial.

W: Carga de viento.

E: Efectos sísmicos o de carga de terremoto.

La resistencia requerida U se expresa en términos de cargas mayoradas o de las fuerzas y momentos internos correspondientes. Las cargas mayoradas son

las cargas especificadas en el reglamento general de construcción multiplicadas por los factores de carga apropiados.

El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular la carga y por las variaciones esperadas para dicha carga durante la vida de la estructura. Por esta razón, a las cargas muertas que se determinan con mayor precisión y son menos variables se les asigna un factor de carga más bajo que a las cargas vivas.

Los factores de carga también toman en cuenta variabilidades inherentes del análisis estructural empleado al calcular los momentos y cortantes.

3.3. Parametrización de la estructura. -

Se tomó como punto de partida la planta arquitectónica presentada para este proyecto. Para obtener las alternativas y poder compararlas, se variará la separación de las columnas en el sentido “Y”, manteniendo la separación de las columnas en el sentido “X”.

Las alternativas las agrupamos en tramos:

SIETE TRAMOS													
1	4,83	4,83	4,83	4,83	4,6	4,4	4,2	4	4,33	4,7	5		
2	4,83	5,33	5,83	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33	6	5,63	5,33		
3	4,83	4,33	3,83	3,33	3,56	3,76	3,96	4,16	4,16	4,16	4,16		
4	2,63	2,63	2,63	2,63	2,63	2,63	2,63	2,63	2,63	2,63	2,63		
5	4,83	4,33	3,83	3,33	3,56	3,76	3,96	4,16	4,16	4,16	4,16		
6	4,83	5,33	5,83	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33	6	5,63	5,33		
7	4,83	4,83	4,83	4,83	4,6	4,4	4,2	4	4,33	4,7	5		

SEIS TRAMOS														
1	5	6	5	5	5	5	6	5	5	5,2	5,4	5,6	5,8	6
2	5,4	4,4	5	5,2	4,8	4,6	4,4	4,2	4	4	4	4	4	4
3	5,4	5,4	5,8	5,6	6	6,2	6,4	6,6	6,8	6,6	6,4	6,2	6	5,8
4	5,4	5,4	5,8	5,6	6	6,2	6,4	6,6	6,8	6,6	6,4	6,2	6	5,8
5	5,4	4,4	5	5,2	4,8	4,6	4,4	4,2	4	4	4	4	4	4
6	5	6	5	5	5	5	5	5	5	5,2	5,4	5,6	5,8	6

CINCO TRAMOS											
1	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
2	6	6,1	6,2	6,3	6,4	6,5	6,6	6,7	6,8	6,9	7
3	5,6	5,4	5,2	5	4,8	4,6	4,4	4,2	4	3,8	4
4	6	6,1	6,2	6,3	6,4	6,5	6,6	6,7	6,8	6,9	7
5	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7

CINCO TRAMOS											
1	5,9	5,8	6,1	6,3	6,5	6,7	6,9	7	7	7	7
2	6,6	6,5	6,4	6,2	6	5,8	5,6	5,5	5,6	5,7	5,8
3	6,6	7	6,6	6,6	6,6	6,6	6,6	6,6	6,4	6,2	6
4	6,6	6,5	6,4	6,2	6	5,8	5,6	5,5	5,6	5,7	5,8
5	5,9	6	6,1	6,3	6,5	6,7	6,9	7	7	7	7

CUATRO TRAMOS										
1	8,8	7,8	7,7	7,6	7,5	7,4	7,3	7,2	7,1	7
2	7	8	8,1	8,2	8,3	8,4	8,5	8,6	8,7	8,8
3	7	8	8,1	8,2	8,3	8,4	8,5	8,6	8,7	8,8
4	8,8	7,8	7,7	7,6	7,5	7,4	7,3	7,2	7,1	7

CUATRO TRAMOS									
1	7,9	8	8,1	8,2	8,3	8,4	8,5	8,6	8,7
2	7,9	7,8	7,7	7,6	7,5	7,4	7,3	7,2	7,1
3	7,9	7,8	7,7	7,6	7,5	7,4	7,3	7,2	7,1
4	7,9	8	8,1	8,2	8,3	8,4	8,5	8,6	8,7

De estos valores se tomaron los más representativos, los que engloban el comportamiento de cada número de tramos.

3.3.1. Alcance Temático. -

3.3.1.1. Área de Investigación.

La investigación se desarrollará en el área de Ingeniería Estructural.

3.3.1.2. Tema específico.

La investigación hace referencia a las losas sin vigas de hormigón armado.

La normativa que se utilizará será la de Estados Unidos ACI 318-2014, ya que ha dedicado una atención especial al tema de las losas sin vigas. Sus métodos de cálculo han sido modificados en sucesivas ediciones, y sirven de base a la normativa EHE-2008.

El código del ACI 318-2014 propone dos métodos simplificados para la determinación de los momentos de diseño de las losas:

- ✓ MÉTODO DIRECTO.
- ✓ MÉTODO DEL PORTICO EQUIVALENTE.

Se usará el software ETABS v. 2016 para la modelización de la estructura, ya que este programa comparado con otros similares, este es de uso específico para el análisis y diseño de sistemas de edificación.

3.3.1.3. Alcance Espacial.

El presente estudio se limita a edificaciones dentro de los radios urbanos de la ciudad de La Paz, enfatizando las edificaciones con el sistema estructural de losas sin vigas de hormigón armado.

3.3.1.4. Alcance Temporal.

El proyecto de grado se realiza de acuerdo a los conocimientos desarrollados en el campo de las losas sin vigas de hormigón armado, se realizará una investigación de artículos, libros orientados al tema, y se simulará el comportamiento de la estructura con el software ETABS v.2016.



3.3.2. Alternativas. –

Tabla N° 12 – Luces en sentido “Y” de las alternativas.

Cuatro Tramos	
1-- 2	7,9
2 -- 5	7,9
5 -- 8	7,9
8 -- 9	7,9

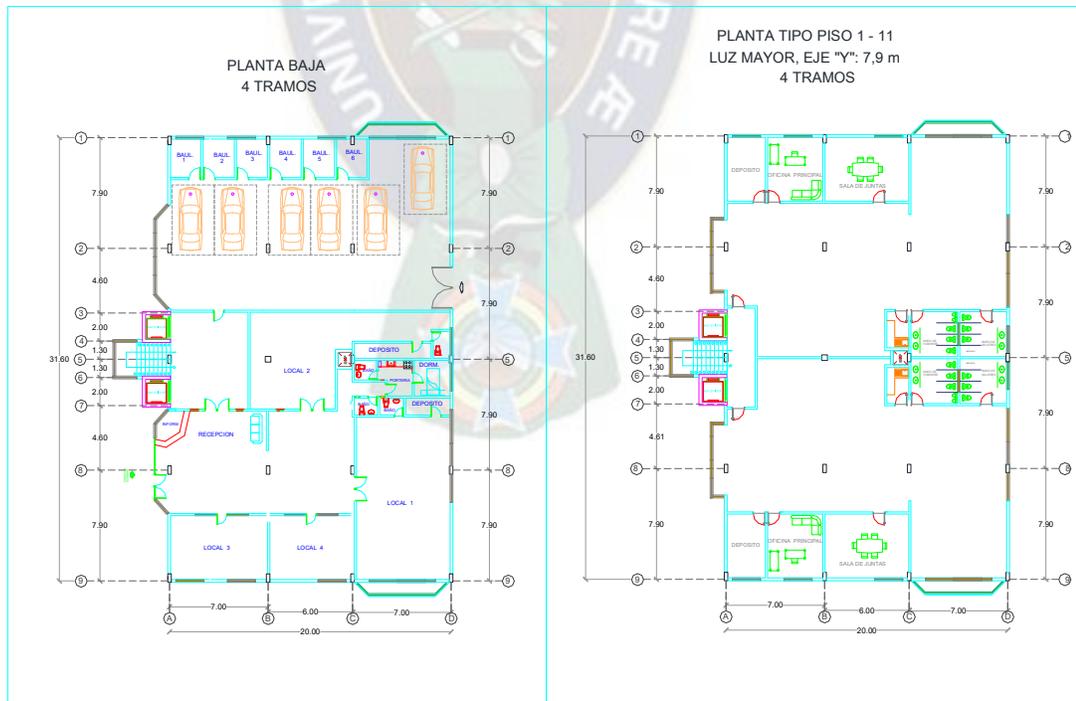
Cinco Tramos	
1-- 2	5,9
2 -- 3	6,6
3 -- 6	6,6
6 -- 7	6,6
7 -- 8	5,9

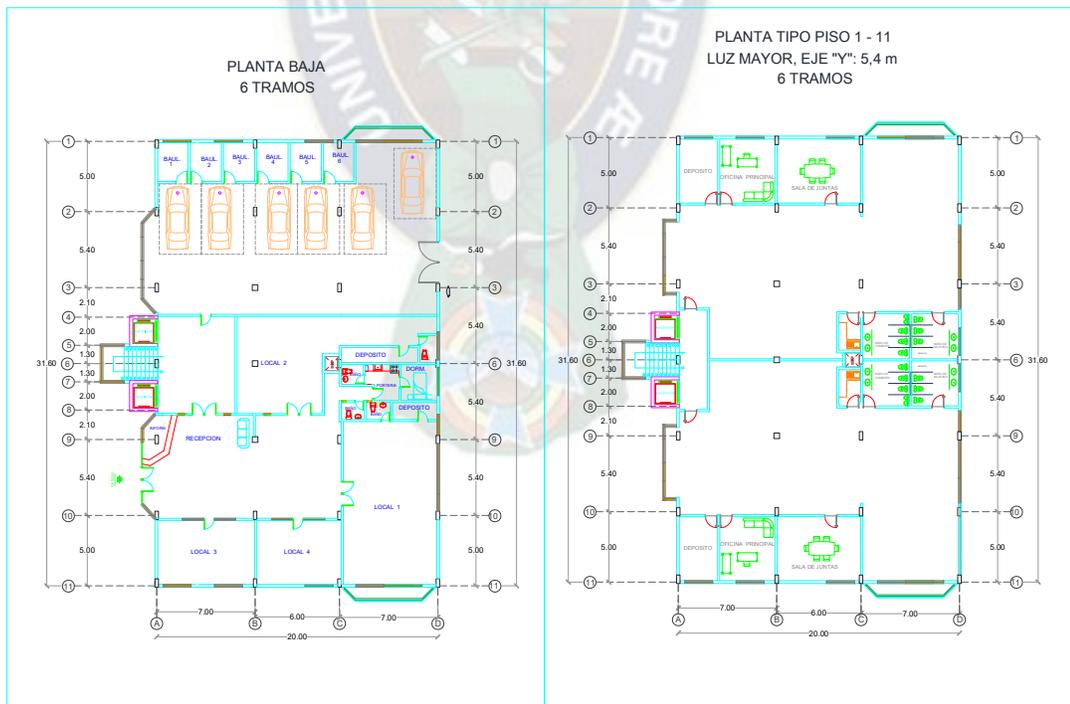
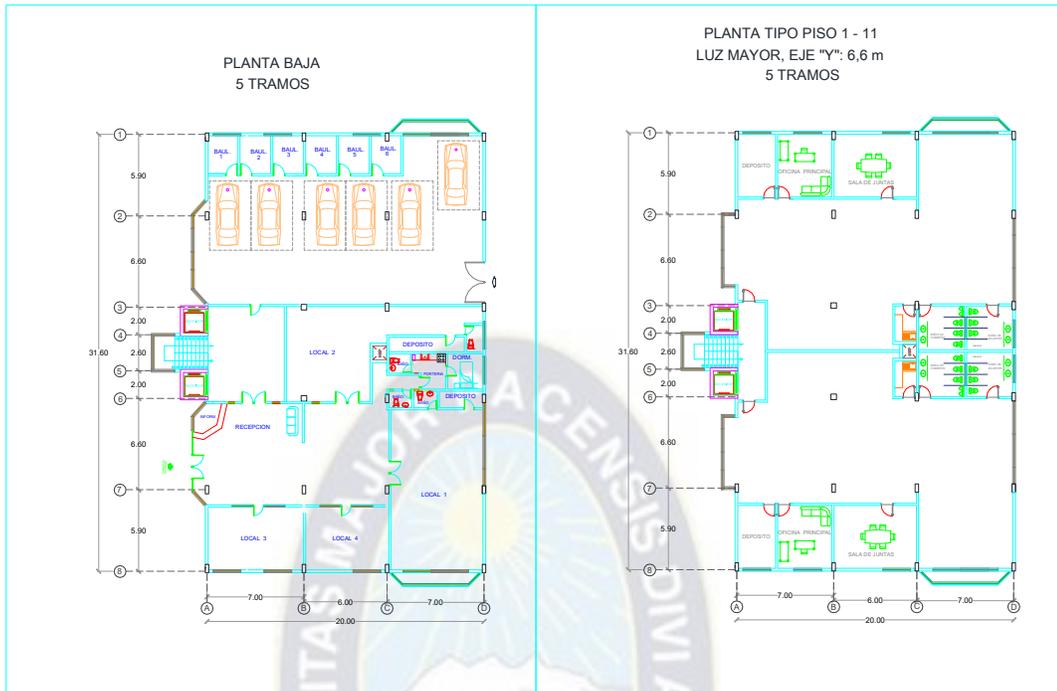
Seis Tramos	
1-- 2	5
2 -- 3	5,4
3 -- 6	5,4
6 -- 9	5,4
9 -- 10	5,4
10 -- 11	5

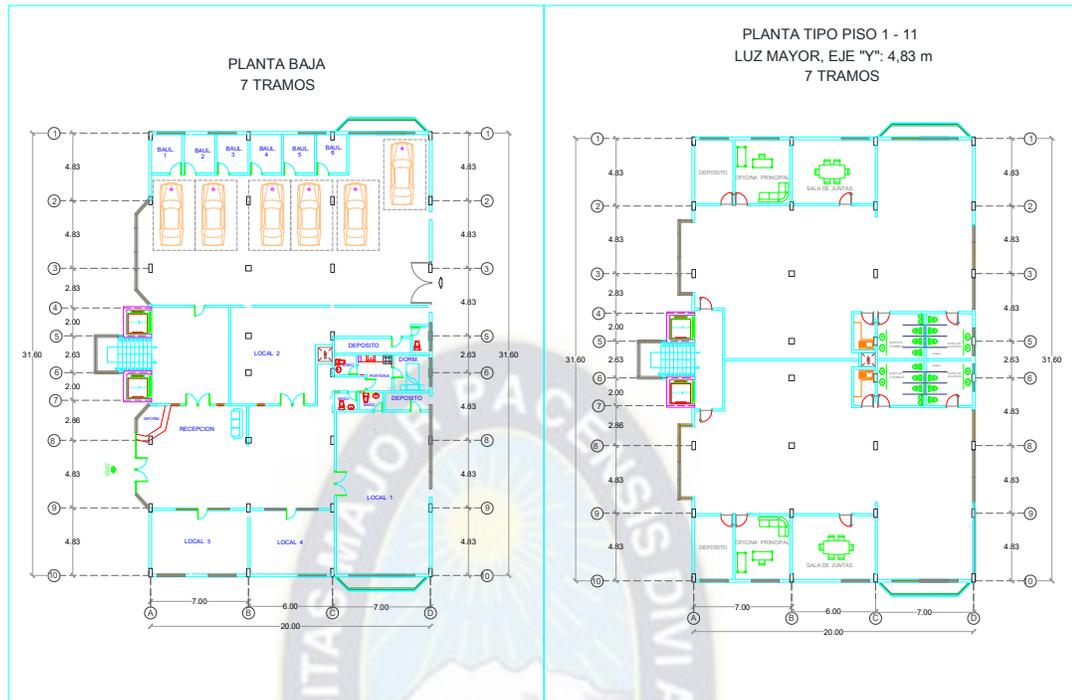
Siete Tramos	
1-- 2	4,83
2 -- 3	4,83
3 -- 5	4,83
5 -- 6	2,63
6 -- 8	4,83
8 -- 9	4,83
9 -- 10	4,83

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.3.2-1 : Planos arquitectónicos de las alternativas.







Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO 4. DESARROLLO COMPARATIVO MANUAL DE UNO DE LOS PROYECTOS ESTRUCTURALES

Para el desarrollo comparativo manual la alternativa que se eligió es la de cinco vanos.

4.1. Datos del proyecto. –

Tabla N° 13 – Datos del proyecto.

Uso:	Oficinas	
Número de pisos:	11	
Altura de pisos:	3,15	m
Altura del edificio:	37,8	m
Altura planta baja:	3,15	m
Longitud de la cara mayor:	31,6	m
Longitud de la cara menor:	20	m
Superficie de las plantas:	666,3	m²
Ubicación del edificio:	LA PAZ	

Fuente: Elaboración propia.

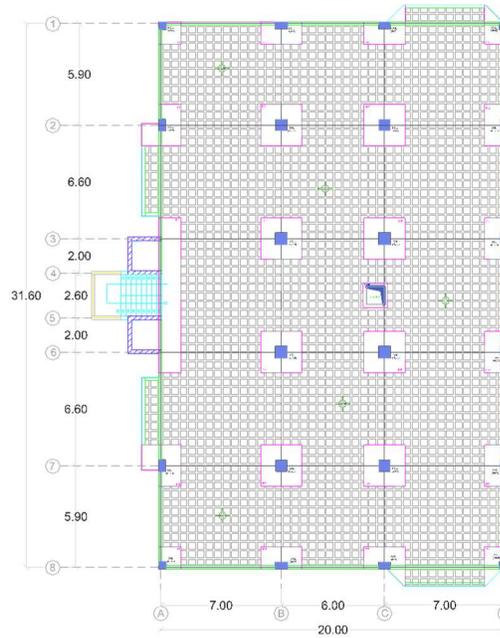
4.2. Estructuración del proyecto. -

El edificio se estructurará por el sistema de losa aligerada sin vigas. Tendrá un nervio perimetral en el borde de la losa, en el lugar de las columnas tendrá ábacos.

Resistencia característica del hormigón $f_c = 25$ [Mpa]

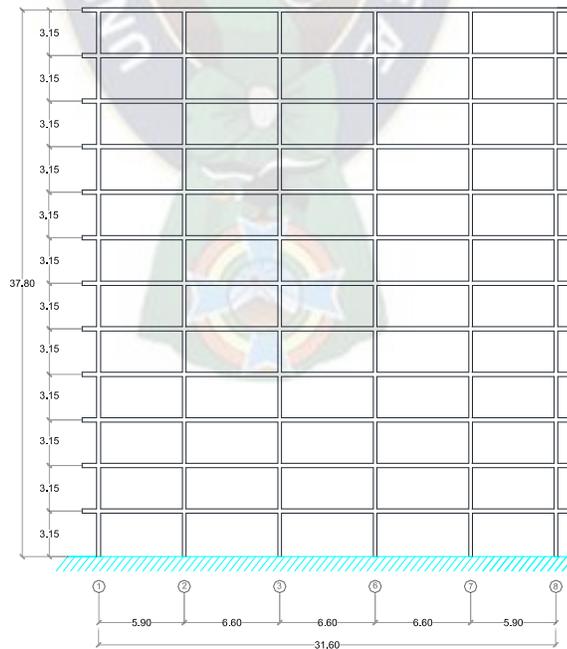
Resistencia característica del acero $f_y = 420$ [Mpa]

Figura 4.2-1 – Estructuración Losa sin vigas.



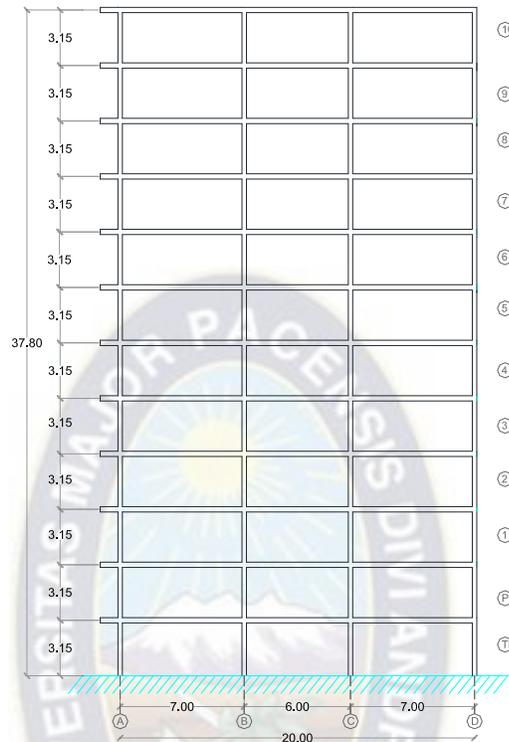
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.2-2 – Vista lateral del edificio.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.2-3 – Vista frontal del edificio.



Fuente: Elaboración propia.

4.3. Pre dimensionamiento.

4.3.1. Pre dimensionamiento losa aligerada.

4.3.1.1. Espesor mínimo de la losa.

$$h_1 \geq \frac{l_n}{12} \geq 5cm \tag{13}$$

ACI 318.14. Ec. 8.8.2.1.1

$$h_2 \leq 3,5b_w \tag{14}$$

Aligerado: $l_n = 40$ cm

Nervio: $b_w = 10$ cm

$h_1 = 3,3333$ Adoptado: $h_1 = 5$ cm

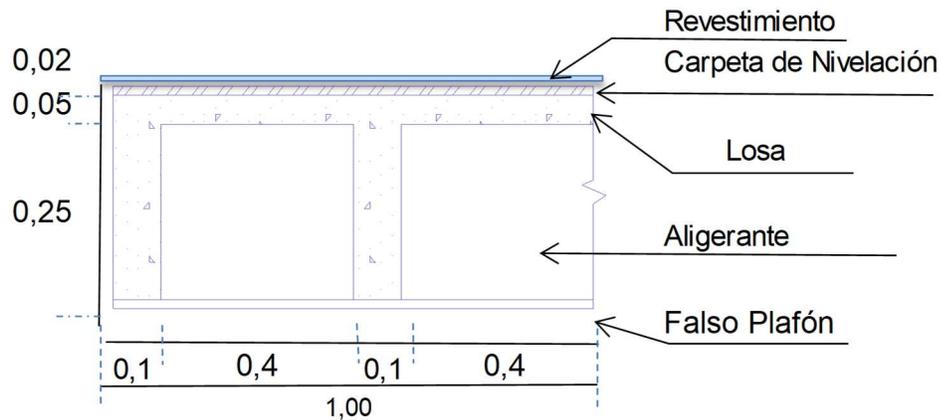
$h_2 = 35$ Adoptado: $h_2 = 25$ cm

De la tabla N. - 6 de espesor mínimo de losas sin vigas, se tiene que para una losa con ábacos, sin vigas de borde con un $f_y = 420 \text{ Mpa}$ se tiene $L_n/33$.

$$h = \frac{L_n}{33} = \frac{7}{33} = 0,212 * 1,33 = 0,282$$

$$h_{\text{adop}} = 30 \text{ cm}$$

Figura 4.3.1.1-1 – Esquema de losa aligerada.



Fuente: Elaboración propia.

4.3.1.2. Cargas.

Cargas permanentes:

Tabla N° 14 – Volúmenes y pesos específicos de materiales.

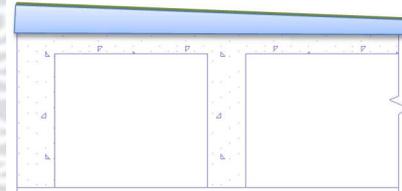
VOLÚMENES		
Volumen de losa	0,05	[m ³]
Volumen de hormigón	0,14	[m ³]
Volumen de Aligerado	0,16	[m ³]
Volumen de los nervios de H°A°	0,09	[m ³]

PESOS ESPECÍFICOS DE MATERIALES		
P. E. H°A°	25	[KN/m ³]
P. E. Aligerado	0,17	[KN/m ³]
P. E. Alfombra	17	[KN/m ³]
P. E. Contrapiso	23	[KN/m ³]
P. E. Revoque	400	[KN/m ³]
P. E. Cerámica de Alto Traf.	18	[KN/m ³]

Piso - Cubículos, Salas y Pasillos		
P. E. alfombra	17	[KN/m ³]
Espesor de Rev.	2	[cm]
Peso total Rev.	0,34	[KN/m ²]
Contrapiso de Niv.	0,46	[KN/m ²]
Losa Aligerada	3,53	[KN/m ²]
P. E. falso plafón	400	[KN/m ³]
Esp. de falso plafón	0,075	[cm]
Falso Plafón	0,3	[KN/m ²]
CARGA TOTAL Gk	4,6272	[KN/m²]

Piso - Baños		
P. E. cerámica	18	[KN/m ³]
Espesor de Rev.	2	[cm]
Peso total Rev.	0,27	[KN/m ²]
Contrapiso de Niv.	0,46	[KN/m ²]
Losa Aligerada	3,53	[KN/m ²]
P. E. falso plafón	400	[KN/m ³]
Esp. de falso plafón	0,075	[cm]
Falso Plafón	0,3	[KN/m ²]
CARGA TOTAL Gk	4,5572	[KN/m²]

Losa de techo		
Relleno de Tezonte	1,875	[KN/m ³]
Carpeta de Nivelación	0,63	[cm]
Imper. con acabado	1	[KN/m ²]
Falso Plafón	0,3	[KN/m ²]
Losa Aligerada	3,53	[KN/m ²]
CARGA TOTAL Gk	7,33	[KN/m²]



Fuente: Elaboración propia.

Cargas de Tabiquería:

Características del ladrillo:

Longitudes (cm): $b = 0,24$ $h = 0,18$ $e = 0,12$
 Peso (kN): 0,036

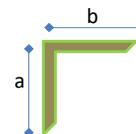
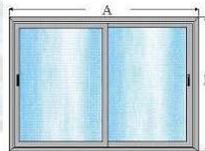
Características de las ventanas:

Espesor vidrio: $e_v = 5$ (mm)

Dimensiones Perfil:

Pesos Unitarios

$a = 2$ (cm) Vidrio = 26 (kN/m³)
 $b = 3$ (cm) Acero = 70 (kN/m³)
 $e_p = 0,3$ (cm)



Características de las puertas:

Dimensiones del Marco:

$e(\text{puerta}) = 8$ (cm)
 $e(\text{marco}) = 10$ (cm)

Pesos Unitarios:

Marco = 9 (kN/m³)
 Puerta = 9 (kN/m³)

Tabla N° 15 – Cargas muros, ventanas y puertas.

➤ Muros internos (15cm):

Esp. Tendel (m): 0,015	Esp. Llaga (m): 0,015	Posición: Pandereta
P. esp. Mortero(kn/m3): 23	P. esp. Revestimiento (kn/m3): 12,5	Perdida de mortero(%): 7

# Ladrillos/m2	P. ladrillo/m2	V. mortero/m2	P.e. mortero/m2	P.e. revestimiento/m2	M. internos
20pza/m2	0,724kN/m2	0,0168kN/m2	0,388kN/m2	0,375kN/m2	1,487kN/m2

➤ Muros internos baños (15cm):

Esp. Tendel (m): 0,015	Esp. Llaga (m): 0,015	Posición: Pandereta	P. esp. Cerámica: 18
P. esp. Mortero(kn/m3): 23	P. esp. Revestimiento (kn/m3): 12,5	Perdida de mortero(%): 7	

# Ladrillos/m2	P. ladrillo/m2	V. mortero/m2	P.e. mortero/m2	P.e. revestimiento/m2	M. internos
20pza/m2	0,724kN/m2	0,0168kN/m2	0,388kN/m2	0,598kN/m2	1,709kN/m2

Muros externos (18cm):

Esp. Tendel (m): 0,02	Esp. Llaga (m): 0,02	Posición: Pandereta
P. esp. Mortero(kn/m3): 23	P. esp. Revestimiento (kn/m3): 12,5	Perdida de mortero(%): 7

# Ladrillos/m2	P. ladrillo/m2	V. mortero/m2	P.e. mortero/m2	P.e. revestimiento/m2	M. internos
19pza/m2	0,692kN/m2	0,0217kN/m2	0,500kN/m2	0,563kN/m2	1,755kN/m2

Ventanas:

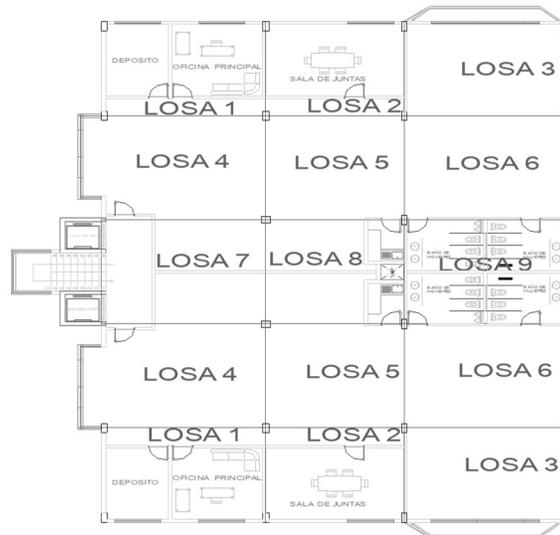
	Cantidad (#)	Volumen (m3/m2)	PU (kN/m3)	Peso por área (kN/m2)
Vidrio	1	0,005	26	0,13
Marco de Acero	2	0,00015	70	0,021
Carga Ventanas				0.151

Puertas:

	Volumen (m3/m2)	PU (kN/m3)	Peso por área (kN/m2)
Puerta	0,08	9	0,72
Carga Puertas			0.72

Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.3.1.2-1 – Esquema de losas.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 16 – Cargas de Tabiquería.

LOSA Nro.1	$G_{\text{Tabiq.}}$	$A_{\text{infl.}}$	P_i	$G_{\text{Puerta.}}$	$A_{\text{infl.}}$	P_i	$G_{\text{Venta.}}$	$A_{\text{infl.}}$	P_i	ΣP_i	$A_{\text{dist.}}$	$G_{\text{Tabiq.}}$
	[kN/m ²]	[m ²]	[kN]	[kN/m ²]	[m ²]	[kN]	[kN/m ²]	[m ²]	[kN]	[kN]	[m ²]	[kN/m ²]
M.Dv1	1,755	13,8	24	0,00	0	0	0,00	0	0	24,16	31,5	0,767
M.Dv2	1,755	26,0	46	0,00	0	0	0,15	8	1,2	46,84	31,5	1,487
Pared 1	1,487	12,7	19	0,00	0	0	0,00	0	0	18,86	31,5	0,599
Pared2	1,487	13,7	20	0,720	4,5	3,2	0,00	0	0	23,60	31,5	0,749
TOTAL =												3,602

LOSA Nro.2	$G_{\text{Tabiq.}}$	$A_{\text{infl.}}$	P_i	$G_{\text{Puerta.}}$	$A_{\text{infl.}}$	P_i	$G_{\text{Venta.}}$	$A_{\text{infl.}}$	P_i	ΣP_i	$A_{\text{dist.}}$	$G_{\text{Tabiq.}}$
	[kN/m ²]	[m ²]	[kN]	[kN/m ²]	[m ²]	[kN]	[kN/m ²]	[m ²]	[kN]	[kN]	[m ²]	[kN/m ²]
M.Dv1	1,755	10,1	18	0,00	0	0	0,00	4	0	17,77	25,8	0,689
Pared 1	1,487	11,2	17	0,00	0	0	0,00	0	0	16,66	25,8	0,646
Pared 2	1,487	13,6	20	0,72	2,3	1,6	0,00	0	0	21,91	25,8	0,849
TOTAL =												2,183

LOSA Nro.3	$G_{\text{Tabiq.}}$	$A_{\text{infl.}}$	P_i	$G_{\text{Puerta.}}$	$A_{\text{infl.}}$	P_i	$G_{\text{Venta.}}$	$A_{\text{infl.}}$	P_i	ΣP_i	$A_{\text{dist.}}$	$G_{\text{Tabiq.}}$
	[kN/m ²]	[m ²]	[kN]	[kN/m ²]	[m ²]	[kN]	[kN/m ²]	[m ²]	[kN]	[kN]	[m ²]	[kN/m ²]
M.Dv1	1,755	5,7	10	0,00	0	0	0,00	8	0	10,02	37,87	0,265
M.Dv2	1,755	17	29	0,00	0	0	0,00	0	0	29,48	37,87	0,778
M. ligeros												0,750
TOTAL =												1,793

LOSA Nro.4	G _{Tabiq.} [kN/m ²]	A _{infl.} [m ²]	P _i [kN]	G _{Puerta.} [kN/m ²]	A _{infl.} [m ²]	P _i [kN]	G _{Venta.} [kN/m ²]	A _{infl.} [m ²]	P _i [kN]	ΣP _i [kN]	A _{dist.} [m ²]	G _{Tabiq.} [kN/m ²]
M.Dv1	1,755	3,4	5,9	0,00	0	0	0,00	20,16	0	5,90	77,6	0,0760
M. ligeros												0,7500
TOTAL =												0,8260

LOSA Nro.5	G _{Tabiq.} [kN/m ²]	A _{infl.} [m ²]	P _i [kN]	G _{Puerta.} [kN/m ²]	A _{infl.} [m ²]	P _i [kN]	G _{Venta.} [kN/m ²]	A _{infl.} [m ²]	P _i [kN]	ΣP _i [kN]	A _{dist.} [m ²]	G _{Tabiq.} [kN/m ²]
M. ligeros												0,75
TOTAL =												0,75

LOSA Nro.6	G _{Tabiq.} [kN/m ²]	A _{infl.} [m ²]	P _i [kN]	G _{Puerta.} [kN/m ²]	A _{infl.} [m ²]	P _i [kN]	G _{Venta.} [kN/m ²]	A _{infl.} [m ²]	P _i [kN]	ΣP _i [kN]	A _{dist.} [m ²]	G _{Tabiq.} [kN/m ²]
M.Dv1	1,755	3,4	5,9	0,00	0	0	0,00	20,16	0	5,90	77,6	0,076
M. ligeros												0,750
TOTAL =												0,826

LOSA Nro.7	G _{Tabiq.} [kN/m ²]	A _{infl.} [m ²]	P _i [kN]	G _{Puerta.} [kN/m ²]	A _{infl.} [m ²]	P _i [kN]	G _{Venta.} [kN/m ²]	A _{infl.} [m ²]	P _i [kN]	ΣP _i [kN]	A _{dist.} [m ²]	G _{Tabiq.} [kN/m ²]
Pared 1	1,487	18	27	0,00	0	0	0,00	0	0	27,47	35,7	0,769
Pared 2	1,487	13,4	20	0,00	0	0	0,00	0	0	19,98	35,7	0,560
M. ligeros												0,750
TOTAL =												2,079

LOSA Nro.8	G _{Tabiq.} [kN/m ²]	A _{infl.} [m ²]	P _i [kN]	G _{Puerta.} [kN/m ²]	A _{infl.} [m ²]	P _i [kN]	G _{Venta.} [kN/m ²]	A _{infl.} [m ²]	P _i [kN]	ΣP _i [kN]	A _{dist.} [m ²]	G _{Tabiq.} [kN/m ²]
Pared 1	1,487	13,4	20	0,72	4,5	3,2	0,00	0	0	23,22	39,6	0,586
Pared2	1,487	18,5	27	0,000	0	0	0,00	0	0	27,47	39,6	0,694
Pared 3	1,487	10,4	15	0,00	0	0	0,00	0	0	15,40	39,6	0,389
Pared4	1,709	18,5	32	0,000	0	0	0,00	0	0	31,58	39,6	0,798
TOTAL =												2,466

LOSA Nro.9	G _{Tabiq.} [kN/m ²]	A _{infl.} [m ²]	P _i [kN]	G _{Puerta.} [kN/m ²]	A _{infl.} [m ²]	P _i [kN]	G _{Venta.} [kN/m ²]	A _{infl.} [m ²]	P _i [kN]	ΣP _i [kN]	A _{dist.} [m ²]	G _{Tabiq.} [kN/m ²]
M.Dv1	1,755	18	32	0,00	0	0	0,00	8	0	32,42464	34,6	0,937
Pared 1	1,709	16,0	27	0,72	4,5	3,2	0,00	0	0	30,58409	34,6	0,884
Pared2	1,709	17,8	30	0,000	0	0	0,00	0	0	30,33485	34,6	0,877
Pared 3	1,709	16,0	27	0,72	4,5	3,2	0,00	0	0	30,58409	34,6	0,884
Pared4	1,709	10,5	18	0,000	0	0	0,15	8	1,2	19,11838	34,6	0,553
TOTAL =												4,134

Fuente: Elaboración propia.

Cargas totales sobre las losas:

Tabla N° 17 – Cargas de Diseño.

LOSA 1			LOSA 2		
P. E. alfombra	17	[KN/m ³]	P. E. alfombra	17	[KN/m ³]
Espesor de Rev.	2	[cm]	Espesor de Rev.	2	[cm]
Peso total Rev.	0,34	[KN/m ²]	Peso total Rev.	0,34	[KN/m ²]
Contrapiso de Niv.	0,46	[KN/m ²]	Contrapiso de Niv.	0,46	[KN/m ²]
Losa Aligerada	3,5272	[KN/m ²]	Losa Aligerada	3,5272	[KN/m ²]
P. E. falso plafón	400	[KN/m ³]	P. E. falso plafón	400	[KN/m ³]
Esp. de falso plafón	0,075	[cm]	Esp. de falso plafón	0,075	[cm]
Falso Plafón	0,3	[KN/m ²]	Falso Plafón	0,3	[KN/m ²]
CARGA TOT.(p.p.) =	4,6272	[KN/m ²]	CARGA TOT.(p.p.) =	4,6272	[KN/m ²]
CARGA S/PESO LOSA	1,1	[KN/m ²]	CARGA S/PESO LOSA	1,1	[KN/m ²]
CARGA TOT(Tab) =	3,602	[KN/m ²]	CARGA TOT(Tab) =	2,183	[KN/m ²]
CARGA TOTAL D=	8,230	[KN/m ²]	CARGA TOTAL D=	6,811	[KN/m ²]
SOBRE CARGA L=	2,0	[KN/m ²]	SOBRE CARGA L=	2,0	[KN/m ²]
CARGA DISEÑO U=	13,1	[KN/m ²]	CARGA DISEÑO U=	11,4	[KN/m ²]

LOSA 3			LOSA 4		
P. E. alfombra	17	[KN/m ³]	P. E. alfombra	17	[KN/m ³]
Espesor de Rev.	2	[cm]	Espesor de Rev.	2	[cm]
Peso total Rev.	0,34	[KN/m ²]	Peso total Rev.	0,34	[KN/m ²]
Contrapiso de Niv.	0,46	[KN/m ²]	Contrapiso de Niv.	0,46	[KN/m ²]
Losa Aligerada	3,5272	[KN/m ²]	Losa Aligerada	3,5272	[KN/m ²]
P. E. falso plafón	400	[KN/m ³]	P. E. falso plafón	400	[KN/m ³]
Esp. de falso plafón	0,075	[cm]	Esp. de falso plafón	0,075	[cm]
Falso Plafón	0,3	[KN/m ²]	Falso Plafón	0,3	[KN/m ²]
CARGA TOT.(p.p.) =	4,6272	[KN/m ²]	CARGA TOT.(p.p.) =	4,6272	[KN/m ²]
CARGA S/PESO LOSA	1,1	[KN/m ²]	CARGA S/PESO LOSA	1,1	[KN/m ²]
CARGA TOT(Tab) =	1,793	[KN/m ²]	CARGA TOT(Tab) =	0,826	[KN/m ²]
CARGA TOTAL D=	6,420	[KN/m ²]	CARGA TOTAL D=	5,453	[KN/m ²]
SOBRE CARGA L=	2,0	[KN/m ²]	SOBRE CARGA L=	2,0	[KN/m ²]
CARGA DISEÑO U=	10,9	[KN/m ²]	CARGA DISEÑO U=	9,7	[KN/m ²]

LOSA 5			LOSA 6		
P. E. alfombra	17	[KN/m ³]	P. E. alfombra	17	[KN/m ³]
Espesor de Rev.	2	[cm]	Espesor de Rev.	2	[cm]
Peso total Rev.	0,34	[KN/m ²]	Peso total Rev.	0,34	[KN/m ²]
Contrapiso de Niv.	0,46	[KN/m ²]	Contrapiso de Niv.	0,46	[KN/m ²]
Losa Aligerada	3,5272	[KN/m ²]	Losa Aligerada	3,5272	[KN/m ²]
P. E. falso plafón	400	[KN/m ³]	P. E. falso plafón	400	[KN/m ³]
Esp. de falso plafón	0,075	[cm]	Esp. de falso plafón	0,075	[cm]
Falso Plafón	0,3	[KN/m ²]	Falso Plafón	0,3	[KN/m ²]

LOSA 5	
CARGA TOT.(p.p.) =	4,6272 [KN/m ²]
CARGA S/PESO LOSA	1,1 [KN/m ²]
CARGA TOT(Tab) =	0,750 [KN/m ²]
CARGA TOTAL D=	5,377 [KN/m ²]
SOBRE CARGA L=	2,0 [KN/m ²]
CARGA DISEÑO U=	9,7 [KN/m ²]

LOSA 6	
CARGA TOT.(p.p.) =	4,6272 [KN/m ²]
CARGA S/PESO LOSA	1,1 [KN/m ²]
CARGA TOT(Tab) =	0,826 [KN/m ²]
CARGA TOTAL D=	5,453 [KN/m ²]
SOBRE CARGA L=	2,0 [KN/m ²]
CARGA DISEÑO U=	9,7 [KN/m ²]

LOSA 7	
P. E. alfombra	17 [KN/m ³]
Espesor de Rev.	2 [cm]
Peso total Rev.	0,34 [KN/m ²]
Contrapiso de Niv.	0,46 [KN/m ²]
Losa Aligerada	3,5272 [KN/m ²]
P. E. falso plafón	400 [KN/m ³]
Esp. de falso plafón	0,075 [cm]
Falso Plafón	0,3 [KN/m ²]
CARGA TOT.(p.p.) =	4,6272 [KN/m ²]
CARGA S/PESO LOSA	1,1 [KN/m ²]
CARGA TOT(Tab) =	0,389 [KN/m ²]
CARGA TOTAL D=	5,016 [KN/m ²]
SOBRE CARGA L=	2,0 [KN/m ²]
CARGA DISEÑO U=	9,2 [KN/m ²]

LOSA 8	
P. E. alfombra	17 [KN/m ³]
Espesor de Rev.	2 [cm]
Peso total Rev.	0,34 [KN/m ²]
Contrapiso de Niv.	0,46 [KN/m ²]
Losa Aligerada	3,5272 [KN/m ²]
P. E. falso plafón	400 [KN/m ³]
Esp. de falso plafón	0,075 [cm]
Falso Plafón	0,3 [KN/m ²]
CARGA TOT.(p.p.) =	4,6272 [KN/m ²]
CARGA S/PESO LOSA	1,1 [KN/m ²]
CARGA TOT(Tab) =	0,937 [KN/m ²]
CARGA TOTAL D=	5,564 [KN/m ²]
SOBRE CARGA L=	2,0 [KN/m ²]
CARGA DISEÑO U=	9,9 [KN/m ²]

LOSA 9	
P. E. cerámica	18 [KN/m ³]
Espesor de Rev.	1,5 [cm]
Peso total Rev.	0,27 [KN/m ²]
Contrapiso de Niv.	0,46 [KN/m ²]
Losa Aligerada	3,5272 [KN/m ²]
P. E. falso plafón	400 [KN/m ³]
Esp. de falso plafón	0,075 [cm]
Falso Plafón	0,3 [KN/m ²]
CARGA TOT.(p.p.) =	4,6272 [KN/m ²]
CARGA S/PESO LOSA	1,1 [KN/m ²]
CARGA TOT(Tab) =	4,134 [KN/m ²]
CARGA TOTAL D=	8,761 [KN/m ²]
SOBRE CARGA L=	2,5 [KN/m ²]
CARGA DISEÑO U=	14,5 [KN/m ²]

Losa de Techo	
Relleno de Tezonte	1,875 [KN/m ³]
Carpeta de Nivelación	0,63 [cm]
Imper. con acabado	1 [KN/m ²]
Falso Plafon	0,3 [KN/m ²]
Losa Aligerada	3,5272 [KN/m ²]
CARGA TOT.(p.p.) =	7,3322 [KN/m ²]
CARGA S/PESO LOSA	3,81 [KN/m ²]
CARGA TOT(Tab) =	0,000 [KN/m ²]
CARGA TOTAL D=	7,332 [KN/m ²]
SOBRE CARGA L=	2,0 [KN/m ²]
CARGA DISEÑO U=	12,0 [KN/m ²]

Fuente: Elaboración propia.

Carga Ponderada:

$$U_{ponderada} = \frac{(13,1 \cdot 42,8) + (11,4 \cdot 36) + (10,9 \cdot 48,5) + (9,7 \cdot 52,3) + (9,7 \cdot 39,6) + (9,7 \cdot 47) + (9,2 \cdot 47) + (9,9 \cdot 39,6) + (14,5 \cdot 47)}{399,8}$$

Carga de diseño	U ponderada =	10,888	KN/m ²)
Sobre carga	L ponderada =	2,059	KN/m ²)
Carga total	D ponderada =	6,331	KN/m ²)

4.3.2. Pre dimensionamiento de columnas.

$$P = A_{infl} \cdot g_u + \kappa \cdot A_{infl} \cdot q_u + l \cdot b \cdot h \cdot \gamma_{HoAo} \tag{15}$$

Donde:

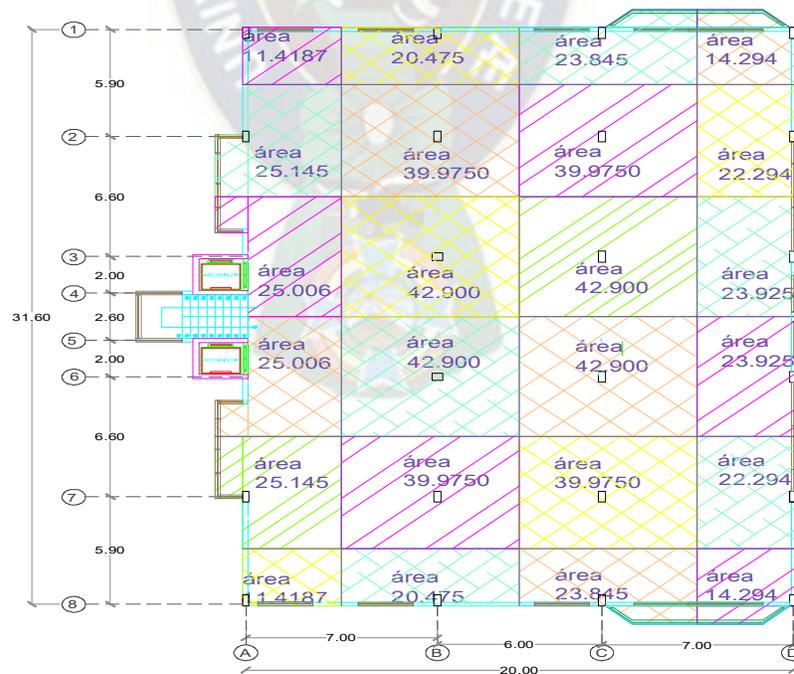
$$P = A_{infl} \cdot g_u + \kappa \cdot A_{infl} \cdot q_u \quad \text{Debido a la losa}$$

$$P = l \cdot b \cdot h \cdot \gamma_{HoAo} = 0 \quad \text{Debido al nervio perimetral}$$

κ = Porcentaje de uso de la carga viva

A_{inf} = Área de influencia en m².

Figura 4.3.2-1 – Área de Influencia.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 18 – Área de Influencia.

Columna	A	B	C	D
1	11,4187	20,475	23,845	14,294
2	25,145	39,975	39,975	23,925
3	25,006	42,9	42,9	23,925
6	25,006	42,9	42,9	23,925
7	25,145	39,975	39,975	23,925
8	11,4187	20,475	23,845	14,294

Fuente: Elaboración propia.

Se cuenta con un nervio en el borde externo de la losa:

Peso específico H^oA^o: $\gamma_{H_o A_o} = 25$ [KN/m³]
 Altura nervio: $h = 0,3$ [m]
 Base nervio: $b = 0,25$ [m]
 Altura losa: $h_{losa} = 0,3$ [m]

Nervio	A	7,0	B	6,0	C	7,0	D
P (KN)	A	10,0	B	8,6	C	10,0	D

Nervio	1	5,9	2	6,6	3	6,6	6	6,6	7	5,9	8
P (KN)	1	8,4	2	9,4	3	9,4	6	9,4	7	8,4	8

PISO	K %	A1 - A8:	D1 - D8:	B1 - B8:	C1 - C8:	A2 - A7:	A3 - A6:	D2-D3- D6-D7:	B2- B7- C2- C7:	B3- B6- C3- C6:
		Pu (KN)	Pu (KN)	Pu (KN)						
TECHO	100	139,279	170,594	243,71	280,41	294,21	293,20	281,43	458,27	490,13
10	100	139,279	170,594	243,71	280,41	294,21	293,20	281,43	458,27	490,13
9	85	133,637	163,531	233,59	268,63	281,79	280,84	269,60	438,52	468,93
8	80	131,756	161,177	230,22	264,70	277,65	276,72	265,66	431,94	461,87
7	75	129,875	158,823	226,85	260,77	273,51	272,61	261,72	425,35	454,80
6	70	127,995	156,469	223,47	256,85	269,36	268,49	257,78	418,77	447,73
5	65	126,114	154,114	220,10	252,92	265,22	264,37	253,84	412,18	440,67
4	60	124,233	151,760	216,73	248,99	261,08	260,25	249,90	405,60	433,60
3	55	122,352	149,406	213,36	245,07	256,94	256,13	245,96	399,02	426,54
2	50	120,472	147,052	209,99	241,14	252,80	252,01	242,02	392,43	419,47
1	50	120,472	147,052	209,99	241,14	252,80	252,01	242,02	392,43	419,47
PB	50	120,472	147,052	209,99	241,14	252,80	252,01	242,02	392,43	419,47
TR	50	14,915	14,915	20,71	20,71	20,35	20,85	20,85	22,90	22,90

$$f_c = 25 \quad [\text{Mpa}]$$

$$f_y = 420 \quad [\text{Mpa}]$$

$$bh = \frac{P_u}{0.45(f_c + \rho \cdot f_y)} * 10$$

(16)

Cuantía:

	Condición	ρ %
1	Central	1,1
2	Medianera	1,15
3	Esquinera	1,2

Entones:

$$bh \text{ (cm}^2\text{)} = 0,750 * Pu$$

$$bh \text{ (cm}^2\text{)} = 0,745 * Pu$$

$$bh \text{ (cm}^2\text{)} = 0,740 * Pu$$

Tabla N° 19 – Pre dimensionamiento columnas.

COLUMNAS: A1 - A8:

NIVEL	L columna	Peso propio	Pu	Pu acum	Anec	Dimensiones (cm)		Acalc	Acal>A _{nec}
	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	b	h	(cm ²)	
TECHO	3,15	0,0	139,28	139,28	-	-	-	-	-
10	3,15	7,09	139,28	285,64	103,03	30	30	900	Cumple
9	3,15	7,09	133,64	426,37	211,31	30	30	900	Cumple
8	3,15	7,09	131,76	565,21	315,41	30	30	900	Cumple
7	3,15	7,09	129,88	702,17	418,12	30	30	900	Cumple
6	3,15	9,65	127,99	839,82	519,44	35	35	1225	Cumple
5	3,15	9,65	126,11	975,58	621,26	35	35	1225	Cumple
4	3,15	9,65	124,23	1109,46	721,69	35	35	1225	Cumple
3	3,15	12,60	122,35	1244,41	820,73	40	40	1600	Cumple
2	3,15	12,60	120,47	1377,48	920,56	40	40	1600	Cumple
1	3,15	12,60	120,47	1510,55	1019,00	40	40	1600	Cumple
PB	3,15	15,95	120,47	1646,97	1117,44	45	45	2025	Cumple
TR	3,15	15,95	14,92	1677,83	1218,35	45	45	2025	Cumple
FU	3,15	15,95		1693,78	1241,18	45	45	2025	Cumple

COLUMNAS: D1 - D8:

NIVEL	L columna	Peso propio	Pu	Pu acum	Anec	Dimensiones (cm)		Acalc	Acal>A _{nec}
	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	b	h	(cm ²)	
TECHO	3,15	0,0	170,59	170,59	-	-	-	-	-
10	3,15	7,09	170,59	348,28	126,20	30	30	900	Cumple
9	3,15	7,09	163,53	518,89	257,64	30	30	900	Cumple
8	3,15	7,09	161,18	687,16	383,85	30	30	900	Cumple
7	3,15	7,09	158,82	853,07	508,33	30	30	900	Cumple
6	3,15	9,65	156,47	1019,18	631,06	35	35	1225	Cumple
5	3,15	9,65	154,11	1182,95	753,95	35	35	1225	Cumple
4	3,15	9,65	151,76	1344,35	875,09	35	35	1225	Cumple
3	3,15	12,60	149,41	1506,36	994,49	40	40	1600	Cumple
2	3,15	12,60	147,05	1666,01	1114,34	40	40	1600	Cumple
1	3,15	12,60	147,05	1825,66	1232,44	40	40	1600	Cumple
PB	3,15	15,95	147,05	1988,66	1350,54	45	45	2025	Cumple

TR	3,15	15,95	14,92	2019,52	1471,12	45	45	2025	Cumple
FU	3,15	15,95		2035,47	1493,95	45	45	2025	Cumple

COLUMNAS: B1 - B8:

NIVEL	L columna	Peso propio	Pu	Pu acum	Anec	Dimensiones (cm)		Acalc	Acalc>A _{nec}
	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	b	h	(cm ²)	
TECHO	3,15	0,0	243,71	243,71	-	-	-	-	-
10	3,15	9,45	243,71	496,87	181,553	30	40	1200	Cumple
9	3,15	9,45	233,59	739,91	370,146	30	40	1200	Cumple
8	3,15	9,45	230,22	979,58	551,203	30	40	1200	Cumple
7	3,15	9,45	226,85	1215,87	729,747	30	40	1200	Cumple
6	3,15	11,81	223,47	1451,16	905,779	30	50	1500	Cumple
5	3,15	11,81	220,10	1683,07	1081,06	30	50	1500	Cumple
4	3,15	11,81	216,73	1911,62	1253,83	30	50	1500	Cumple
3	3,15	17,33	213,36	2142,30	1424,08	40	55	2200	Cumple
2	3,15	17,33	209,99	2369,61	1595,93	40	55	2200	Cumple
1	3,15	17,33	209,99	2596,92	1765,27	40	55	2200	Cumple
PB	3,15	23,63	209,99	2830,53	1934,61	40	75	3000	Cumple
TR	3,15	23,63	20,71	2874,86	2108,64	40	75	3000	Cumple
FU	3,15	23,63		2898,49	2141,66	40	75	3000	Cumple

COLUMNAS: C1 - C8:

NIVEL	L columna	Peso propio	Pu	Pu acum	Anec	Dimensiones (cm)		Acalc	Acalc>A _{nec}
	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	b	h	(cm ²)	
TECHO	3,15	0,0	280,41	280,41	-	-	-	-	-
10	3,15	7,09	280,41	567,91	208,896	30	30	900	Cumple
9	3,15	7,09	268,63	843,63	423,071	30	30	900	Cumple
8	3,15	7,09	264,70	1115,42	628,47	30	30	900	Cumple
7	3,15	7,09	260,77	1383,28	830,943	30	30	900	Cumple
6	3,15	11,81	256,85	1651,94	1030,49	30	50	1500	Cumple
5	3,15	11,81	252,92	1916,67	1230,63	30	50	1500	Cumple
4	3,15	11,81	248,99	2177,48	1427,85	30	50	1500	Cumple
3	3,15	17,33	245,07	2439,87	1622,14	40	55	2200	Cumple
2	3,15	17,33	241,14	2698,33	1817,61	40	55	2200	Cumple
1	3,15	17,33	241,14	2956,79	2010,15	40	55	2200	Cumple
PB	3,15	22,05	241,14	3219,98	2202,7	40	70	2800	Cumple
TR	3,15	22,05	20,71	3262,74	2398,76	40	70	2800	Cumple
FU	3,15	22,05		3284,79	2430,62	40	70	2800	Cumple

COLUMNAS: A2 - A7:

NIVEL	L columna	Peso propio	Pu	Pu acum	Anec	Dimensiones (cm)		Acalc	Acalc>Anec
	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	b	h	(cm ²)	
TECHO	3,15	0,0	294,21	294,21	-	-	-	-	-
10	3,15	7,09	294,21	595,51	219,178	30	30	900	Cumple
9	3,15	7,09	281,79	884,39	443,636	30	30	900	Cumple
8	3,15	7,09	277,65	1169,13	658,838	30	30	900	Cumple
7	3,15	7,09	273,51	1449,72	870,955	30	30	900	Cumple
6	3,15	11,81	269,36	1730,90	1079,99	30	50	1500	Cumple
5	3,15	11,81	265,22	2007,93	1289,45	30	50	1500	Cumple
4	3,15	11,81	261,08	2280,83	1495,83	30	50	1500	Cumple
3	3,15	17,33	256,94	2555,09	1699,13	40	55	2200	Cumple
2	3,15	17,33	252,80	2825,22	1903,45	40	55	2200	Cumple
1	3,15	17,33	252,80	3095,34	2104,68	40	55	2200	Cumple
PB	3,15	22,05	252,80	3370,19	2305,91	40	70	2800	Cumple
TR	3,15	22,05	20,35	3412,60	2510,66	40	70	2800	Cumple
FU	3,15	22,05		3434,65	2542,25	40	70	2800	Cumple

COLUMNAS: D2-D3-D6-D7:

NIVEL	L columna	Peso propio	Pu	Pu acum	Anec	Dimensiones (cm)		Acalc	Acalc>Anec
	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	b	h	(cm ²)	
TECHO	3,15	0,0	281,43	281,43	-	-	-	-	-
10	3,15	7,09	281,43	569,94	209,651	30	30	900	Cumple
9	3,15	7,09	269,60	846,63	424,582	30	30	900	Cumple
8	3,15	7,09	265,66	1119,38	630,706	30	30	900	Cumple
7	3,15	7,09	261,72	1388,19	833,895	30	30	900	Cumple
6	3,15	11,81	257,78	1657,78	1034,15	30	50	1500	Cumple
5	3,15	11,81	253,84	1923,44	1234,99	30	50	1500	Cumple
4	3,15	11,81	249,90	2185,15	1432,89	30	50	1500	Cumple
3	3,15	17,33	245,96	2448,44	1627,85	40	55	2200	Cumple
2	3,15	17,33	242,02	2707,78	1823,99	40	55	2200	Cumple
1	3,15	17,33	242,02	2967,13	2017,19	40	55	2200	Cumple
PB	3,15	22,05	242,02	3231,20	2210,4	40	70	2800	Cumple
TR	3,15	22,05	20,85	3274,10	2407,12	40	70	2800	Cumple
FU	3,15	22,05		3296,15	2439,08	40	70	2800	Cumple

COLUMNAS: B2- B7-C2- C7:

NIVEL	Lcolumna	Peso propio	Pu	Pu acum	Anec	Dimensiones (cm)		Acalc	Acal>Anec
	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	b	h	(cm ²)	
TECHO	3,15	0,0	458,27	458,27	-	-	-	-	-
10	3,15	7,09	458,27	923,6	343,816	30	30	900	Cumple
9	3,15	7,09	438,52	1369,2	692,949	30	30	900	Cumple
8	3,15	12,60	431,94	1813,8	1027,26	40	40	1600	Cumple
7	3,15	12,60	425,35	2251,7	1360,77	40	40	1600	Cumple
6	3,15	15,95	418,77	2686,4	1689,34	45	45	2025	Cumple
5	3,15	15,95	412,18	3114,6	2015,49	45	45	2025	Cumple
4	3,15	23,82	405,60	3544,0	2336,69	55	55	3025	Cumple
3	3,15	23,82	399,02	3966,8	2658,86	55	55	3025	Cumple
2	3,15	28,35	392,43	4387,6	2976,09	60	60	3600	Cumple
1	3,15	28,35	392,43	4808,4	3291,78	60	60	3600	Cumple
PB	3,15	33,27	392,43	5234,1	3607,47	65	65	4225	Cumple
TR	3,15	33,27	22,90	5290,3	3926,85	65	65	4225	Cumple
FU	3,15	33,27		5323,5	3968,99	65	65	4225	Cumple

COLUMNAS: B3- B6-C3- C6:

NIVEL	L columna	Peso propio	Pu	Pu acum	Anec	Dimensiones (cm)		Acalc	Acal>Anec
	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	b	h	(cm ²)	
TECHO	3,15	0,0	490,13	490,13	-	-	-	-	-
10	3,15	7,09	490,13	987,3	367,716	30	30	900	Cumple
9	3,15	12,60	468,93	1468,9	740,749	40	40	1600	Cumple
8	3,15	12,60	461,87	1943,3	740,749	40	40	1600	Cumple
7	3,15	12,60	454,80	2410,7	1457,98	40	40	1600	Cumple
6	3,15	23,82	447,73	2882,3	1808,64	55	55	3025	Cumple
5	3,15	23,82	440,67	3346,8	2162,43	55	55	3025	Cumple
4	3,15	23,82	433,60	3804,2	2510,91	55	55	3025	Cumple
3	3,15	33,27	426,54	4264,0	2854,09	65	65	4225	Cumple
2	3,15	33,27	419,47	4716,8	3199,06	65	65	4225	Cumple
1	3,15	33,27	419,47	5169,5	3538,72	65	65	4225	Cumple
PB	3,15	38,59	419,47	5627,6	3878,39	70	70	4900	Cumple
TR	3,15	38,59	22,90	5689,1	4222,05	70	70	4900	Cumple
FU	3,15	38,59		5727,6	4268,17	70	70	4900	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

4.3.3. Pre dimensionamiento de ábacos.

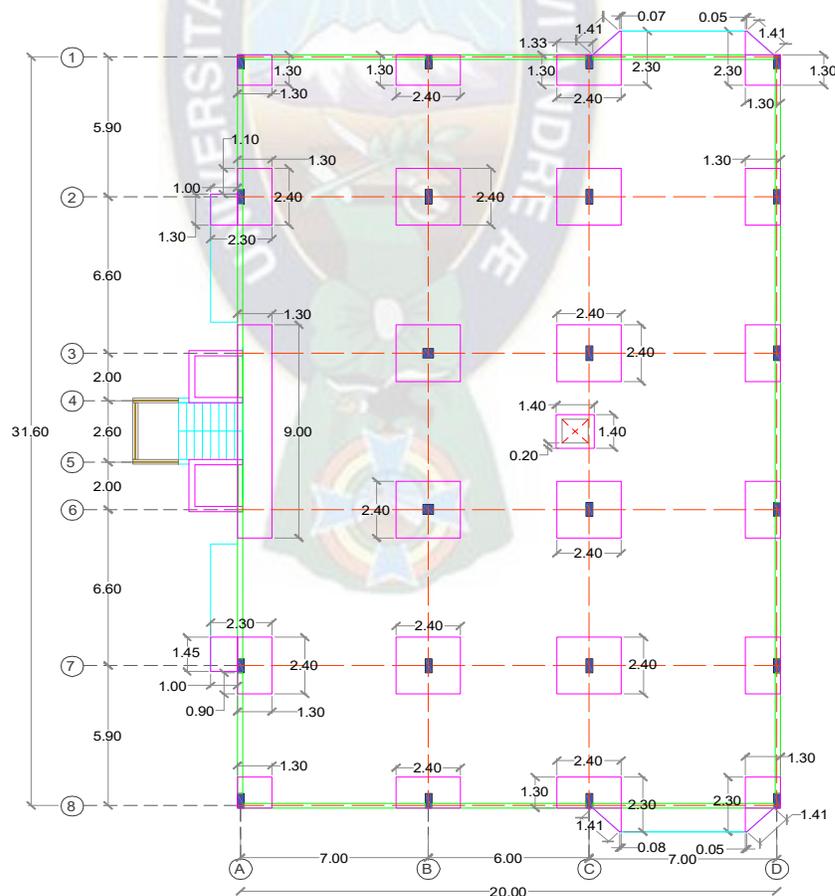
El ábaco debe extenderse en cada dirección desde la línea central de apoyo por una distancia no menor a un sexto de la longitud del vano medida centro a centro de los apoyos en esa dirección.

Tabla N° 20 – Pre dimensionamiento ábacos.

Luces	l/6
5,9	1,0
6,6	1,1
7	1,2
6	1,0

Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.3.3-1 – Pre dimensionamiento de ábacos.



Fuente: Elaboración propia.

4.3.4. Pre dimensionamiento de la escalera.

Estos elementos funcionan como losas inclinadas y se recomienda que tengan una inclinación de 20° a 50° para brindar una comodidad al usuario.

Los límites son:

$$61 \text{ cm} \leq 2c + h \leq 64 \text{ cm}$$

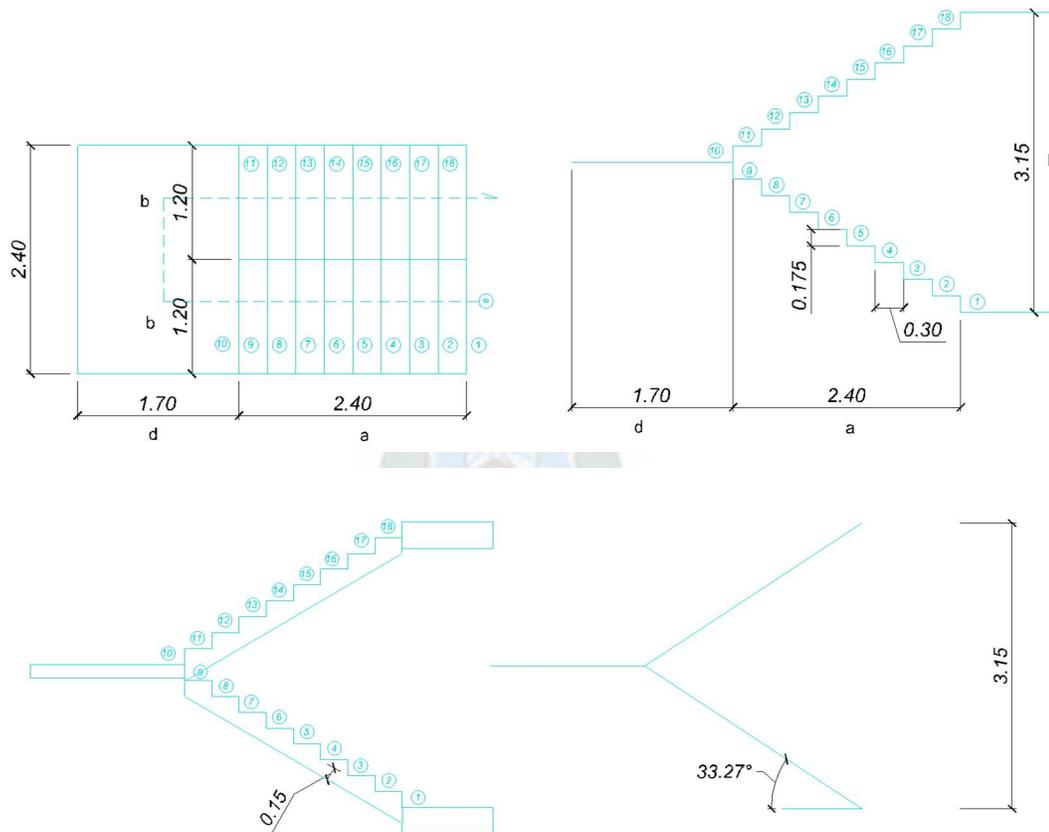
$$25 \text{ cm} < \text{huella (h)} < 30 \text{ cm}$$

$$16 \text{ cm} < \text{contrahuella (ch)} < 19 \text{ cm}$$

$$43 \text{ cm} \leq c + h \leq 45 \text{ cm}$$

$$e_{\text{losa}} = L / 35$$

Figura 4.3.4-1 – Pre dimensionamiento de escalera.



Fuente: Elaboración propia.

DATOS PARA EL DISEÑO

Tabla N° 21 – Pesos específicos para el diseño de la escalera.

Pesos Específicos			Espesor (m)
Peso específico del H°A°	25,00	KN/m ³	
Peso específico de mortero de cemento	22,00	KN/m ³	0,02
Peso específico de revoque	10,00	KN/m ³	0,02
Peso específico de madera dura	12,00	KN/m ³	0,04
Peso específico de revoque de estuco	10,00	KN/m ³	0,02

Fuente: Elaboración propia.

Dimensión de la huella =	0,30 m
Dimensión de la contrahuella =	0,175 m
Espesor de la losa (descanso) =	0,13 m
hm =Espesor de la losa (tramo con peldaños)=	0,27 m
Angulo a =	33,27 °
Peso del barandado =	50,00 Kg/m
Perímetro donde estará el barandado =	4,80 m
Área donde está el barandado =	4,50 m ²
Longitud del barandado=	4,80 m

Adoptamos los siguientes datos

Espesor de la losa (descanso) =	0,15 m
Espesor de la losa (tramo con peldaños)=	0,27 m

TRAMO SIN PELDAÑOS

Tabla N° 22 – Cargas para tramo sin peldaños.

Losas:	3,75		KN/m ²
Contrapiso de nivelación:	0,44		KN/m ²
Revoque:	0,20		KN/m ²
Revestimiento de madera:	0,48		KN/m ²
Barandado:	0,00		KN/m ²
TOTAL =	D=	4,87	KN/m²
Sobrecarga =	L=	4,00	KN/m²
	U=	12,24	KN/m²

Ancho de la escalera = 1,20 m

TOTAL =	D=	5,84	KN/m²
Sobrecarga =	L=	4,80	KN/m²
	U=	14,69	KN/m

Fuente: Elaboración propia.

TRAMO CON PELDAÑOS

Madera sobre la huella =	0,30	m
Dimensión de la huella =	0,30	m
Dimensión de la contrahuella =	0,175	m
Espesor de la losa (descanso) =	0,13	m
Espesor de la losa (tramo con peldaños)=	0,27	m
Angulo a =	33,27	°
Peso del barandado =	50,00	Kg/m
Perímetro donde estará el barandado =	4,80	m
Área donde está el barandado =	4,50	m ²
Longitud del barandado=	4,80	m

Adoptamos los siguientes datos

Espesor de la losa (descanso) =	0,15	m
Espesor de la losa (tramo con peldaños)=	0,27	m

Tabla N° 23 – Cargas para tramo con peldaños.

Losa:	6,75	KN/m ²	
Contrapiso de nivelación:	0,70	KN/m ²	
Revoque:	0,23	KN/m ²	
Revestimiento de madera:	0,48	KN/m ²	
Barandado:	0,62	KN/m ²	
TOTAL =	D=	8,78	KN/m²
Sobrecarga =	L=	4,00	KN/m²
	U=	16,93	KN/m²

Ancho de la escalera = 1,20 m

	TOTAL =	D=	10,53	KN/m²
Sobrecarga =		L=	4,80	KN/m²
		U=	20,32	KN/m

Fuente: Elaboración propia.

4.4. Análisis y diseño del edificio.

El objetivo de cualquier elemento estructural es que su resistencia real sea capaz de soportar con un margen de seguridad cualquier tipo de solicitación o

combinación de solicitaciones que puedan actuar sobre la estructura durante la vida de ésta, asegurando que esta no presente fallas.

Para cumplir este objetivo es que se dimensionan los elementos y se les calculan sus cuantías de refuerzos.

El método usado para el diseño de los elementos resistentes estructurales es el “Método a la Rotura” o “Método a la Resistencia Última”, el cual considera que el hormigón armado está en un estado de esfuerzos cercanos a la falla, donde alguno de los dos materiales que conforman el hormigón armado estará en su rango inelástico no lineal.

Este método adopta una serie de combinaciones de carga para calcular la resistencia última de los elementos resistentes; estas combinaciones fueron definidas en los capítulos anteriores.

Las condiciones que debe cumplir este diseño es que la Resistencia de diseño de cualquier elemento estructural debe ser menor o igual al Esfuerzo Último, calculado a partir de las combinaciones de carga. En general el criterio básico para el diseño por resistencia se expresa:

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida}$$

$$\Phi R_n \geq U \quad (15)$$

Por lo tanto, para un elemento sometido a Momento, Cortante y Carga Axial las condiciones son las siguientes:

$$\begin{aligned} \Phi M_n &\geq M_u \\ \Phi V_n &\geq V_u \\ \Phi P_n &\geq P_u \end{aligned} \quad (16)$$

Los valores de los factores Φ de las condiciones anteriores, tienen valores diferentes dependiendo de la precisión con la cual puedan calcularse las

diferentes resistencias; éstos también reflejan la importancia probable de un elemento en la supervivencia de la estructura y el control de calidad probable alcanzado. La siguiente tabla presenta los diferentes valores que adopta el Código ACI para cada tipo de esfuerzo.

Tabla N° 24 – Factores de reducción de resistencia para cada tipo de esfuerzo.

Acción o elemento estructural	Factor Φ
Momento fuerza axial o momento y fuerza axial combinados.	0.65 a 0.9
Cortante.	0.75
Aplastamiento.	0.65
Zona de anclaje de postensado.	0.85
Cartelas y ménsulas.	0.75
Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor.	0.75
Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción.	0.9
Elementos de concreto simple.	0.6
Anclaje en elementos de concreto.	0.45 a 0.75

Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 21, Pg. 363, Tabla 21.2.1.

Las siguientes razones fundamentan la utilización de factores de reducción de resistencia y factores de carga en el método de diseño por resistencia:

1. La reducción en la resistencia de los materiales o elementos es necesaria por:

- a. La resistencia de los materiales puede diferir de las supuestas en el diseño debido a:

- Variación en la resistencia de los materiales. La resistencia a la compresión del hormigón, así como la resistencia a la fluencia y resistencia última del acero de refuerzo son variables.
 - El efecto de la velocidad de los ensayos. Las resistencias del hormigón y del acero son afectadas por la velocidad de aplicación de las cargas.
 - Resistencia en obra contra resistencia de especímenes. La resistencia del hormigón en una estructura es algo diferente que la resistencia del mismo concreto en un espécimen de control.
 - Efectos de la variabilidad de esfuerzos de contracción o esfuerzos residuales. La variabilidad en los esfuerzos residuales debido a la contracción puede afectar la carga de agrietamiento del elemento y es importante donde el agrietamiento es el estado límite crítico. De manera similar, la transferencia de la carga de compresión del concreto al acero causada por flujo plástico y contracción en las columnas, puede dar lugar a una resistencia a la fluencia prematura del acero en compresión y, posteriormente, provocar fallas por inestabilidad en columnas esbeltas con poca cantidad de refuerzo.
- b. Los elementos pueden variar de los asumidos, debido a errores de fabricación y construcción. Los siguientes errores son importantes:
- Las tolerancias de laminación y fabricación de las varillas de refuerzo.
 - Errores en la geometría de las secciones transversales y errores en la ubicación del acero de refuerzo.
- c. Las hipótesis y simplificaciones en las ecuaciones de diseño, tales como el uso del bloque rectangular equivalente de esfuerzos y la suposición de

máxima deformación unitaria útil del hormigón igual a 0.003, introducen tanto errores sistemáticos como aleatorios.

d. El uso de tamaños nominales de varillas da como resultado variaciones de la capacidad real de los elementos.

2. Los factores de carga son necesarios por la posibilidad de sobrecargas debido a:

a. Las magnitudes de las cargas pueden variar de las asumidas. Las cargas muertas pueden variar:

- Variaciones en los tamaños de los elementos.
- Variaciones en la densidad del material.
- Alteraciones estructurales y no estructurales.

Las cargas vivas varían de manera considerable en el tiempo y de un edificio a otro.

b. Existen incertidumbres en el cálculo de los efectos de las cargas. Las suposiciones de rigidez, longitudes de claros, etc., y las imprecisiones originadas al modelar las estructuras tridimensionales para el análisis estructural, provocan diferencias entre los esfuerzos que en realidad ocurren en una construcción y los que el diseñador consideró en su análisis.

3. La reducción de la resistencia y el incremento de las cargas también es debido a que las consecuencias de una falla pueden ser graves. Se consideran varios factores:

a. El tipo de falla, la advertencia de la misma y la existencia de diferentes condiciones de carga.

- b. Potencial pérdida de vidas.
- c. Costos debido a pérdidas de vidas y daños a la propiedad.
- d. La importancia del elemento en la estructura.
- e. Costos de reparación de la estructura.

HIPÓTESIS DE DISEÑO:

El cálculo de la resistencia de un elemento y de una sección transversal por el Método de Diseño por Resistencia, requiere que se cumplan dos condiciones básicas: (1) El equilibrio estático y (2) la compatibilidad de las deformaciones unitarias.

La primera condición requiere que las fuerzas de compresión y las fuerzas de tensión actuando en una sección transversal en la resistencia nominal estén en equilibrio. La segunda condición requiere que la compatibilidad entre las deformaciones en el concreto y el acero de refuerzo en la resistencia nominal sea establecida dentro de las hipótesis de diseño dadas en la sección 10.2 del código ACI 318-02.

Hipótesis #1.

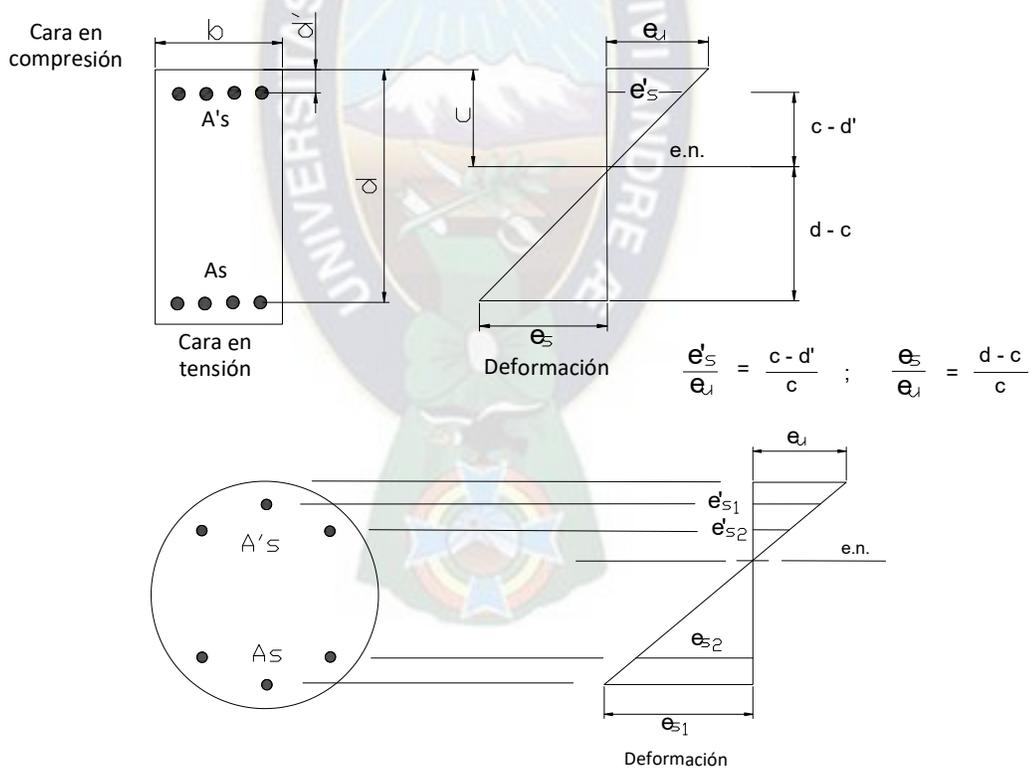
Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se suponen directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro (ACI 318-02, 10.2.2).

Es decir, las secciones planas normales al eje de flexión permanecen planas después de que ocurre ésta. Muchas pruebas han confirmado que la distribución de la deformación es esencialmente lineal, incluso cerca de la resistencia nominal. Para el refuerzo esta suposición ha sido confirmada por

numerosas pruebas a la falla de los elementos en compresión cargados excéntricamente y de los elementos sujetos solamente a flexión.

La condición supuesta de la deformación en la resistencia nominal para una sección rectangular y circular se muestra en la figura 4.4.1. La deformación en el refuerzo y en el concreto es directamente proporcional a la distancia al eje neutro; de hecho, esta hipótesis se aplica al rango completo de la carga desde cero hasta la última. Como se ve en dicha figura, esta hipótesis es de importancia fundamental en el diseño, para determinar la deformación unitaria (y el esfuerzo correspondiente) en el refuerzo.

Figura 4.4-1 – Distribución de deformaciones unitarias.



Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-02),
Capítulo 6, Principios generales de diseño por resistencia, Pg. 6-5, Figura 6-3.

Hipótesis #2.

La máxima deformación utilizable en la fibra extrema en compresión del concreto se supondrá $\epsilon_u = 0.003$ (ACI 318-02, 10.2.3).

La deformación máxima en la fibra extrema a compresión del concreto en el momento de la falla, ha sido medida en muchas pruebas de elementos tanto reforzados como simples. Los resultados indican que la deformación de compresión máxima en el concreto varía desde 0.003 hasta un poco más de 0.008. Esta deformación disminuye al aumentar la resistencia a compresión del concreto f'_c . Sin embargo, la deformación máxima utilizable en la práctica se toma conservadoramente como 0.003.

Hipótesis #3.

El esfuerzo del acero de refuerzo f_s inferior a la resistencia a la fluencia f_y , debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del refuerzo ϵ_s . Para deformaciones mayores que f_y/E_s , el esfuerzo en el acero de refuerzo será considerado independiente de la deformación e igual a f_y (ACI 318-02, 10.2.4).

Para el refuerzo corrugado es razonablemente preciso suponer que antes de alcanzar el esfuerzo de fluencia, el esfuerzo en el refuerzo es proporcional a la deformación unitaria del mismo. Para la práctica del diseño, el incremento de la resistencia debido al efecto de endurecimiento por deformación del refuerzo no se toma en cuenta al calcular la resistencia del elemento o sección.

En los cálculos de resistencia, la fuerza desarrollada en el refuerzo de tensión o en compresión es función de la deformación unitaria en el mismo:

$$\epsilon_s \leq \epsilon_y \left(= \frac{f_y}{E_s} \right) \rightarrow f_s = E_s \epsilon_s$$

$$\epsilon_s \geq \epsilon_y \rightarrow f_s = E_s \epsilon_y = f_y \quad (17)$$

Donde ϵ_s es el valor del diagrama de deformación en la ubicación del refuerzo, ver figura 4.4.1. Para diseño, el valor del módulo de elasticidad, E_s es tomado como $2.03 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

Hipótesis #4.

La resistencia a la tensión del concreto no es considerada en el cálculo de la resistencia a flexión del concreto reforzado (ACI 318-02, 10.2.5).

La resistencia a la tensión del concreto en flexión, conocida como módulo de ruptura, es una propiedad más variable que la resistencia a la compresión, y es alrededor de 8% a 12% de la resistencia a la compresión. El valor aceptado para diseño es kg/cm^2 para el concreto de peso normal. Esta resistencia a la tensión en flexión no se toma en cuenta en el diseño por resistencia. Para porcentajes prácticos de refuerzo, las resistencias calculadas concuerdan razonablemente con los resultados de ensayos; para cantidades bajas de refuerzo resulta conservador despreciar esta resistencia. Debe tenerse presente, sin embargo, que la resistencia a tensión del concreto es importante dentro de las consideraciones del agrietamiento y de la deflexión.

Hipótesis #5.

La relación entre la distribución del esfuerzo por compresión en el concreto y su deformación unitaria se puede suponer que es rectangular, trapezoidal, parabólica o cualquier otra forma que resulte en la predicción de la resistencia que concuerde con los resultados de pruebas (ACI 318-02, 10.2.6).

Esta hipótesis reconoce la distribución inelástica del esfuerzo en el concreto a niveles elevados de esfuerzo. Al aproximarse al esfuerzo máximo, la relación del esfuerzo con la deformación ya no es una línea recta sino algún tipo de curva (el esfuerzo no es proporcional a la deformación). La distribución real del esfuerzo de compresión del concreto es compleja y por lo general no se conoce. Sin embargo, la investigación ha mostrado que las propiedades importantes de la distribución del esfuerzo del concreto se pueden aproximar empleando cualquiera de las diferentes proposiciones en cuanto a la forma de la distribución del esfuerzo. Se han propuesto muchas distribuciones del esfuerzo; las tres más comunes son: trapezoidal, parabólica y rectangular. Todas ellas producen resultados aceptables.

Hipótesis #6.

Los requisitos de la hipótesis #5 pueden considerarse satisfechos si se emplea una distribución rectangular equivalente de esfuerzos del concreto definida como sigue: un esfuerzo en el concreto de $0.85f'_c$ se supondrá de manera uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente que esté limitada por los extremos de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a=\beta_1c$ a partir de la fibra de deformación máxima en compresión. La distancia c desde la fibra de deformación máxima en compresión al eje neutro debe ser medida en dirección perpendicular a dicho eje. El factor β_1 deberá tomarse como 0.85 para resistencias f'_c hasta de 280 kg/cm², y debe reducirse de manera uniforme en 0.05 por cada 70 kg/cm² de aumento por sobre 280 kg/cm², pero no debe ser menor que 0.65 (ACI 318-02, 10.2.7).

El código permite el uso de un bloque rectangular equivalente de esfuerzos en reemplazo de distribuciones de carga más exactas (trapezoidal, parabólica) pero de tratamiento de cálculo más complicado. El bloque rectangular

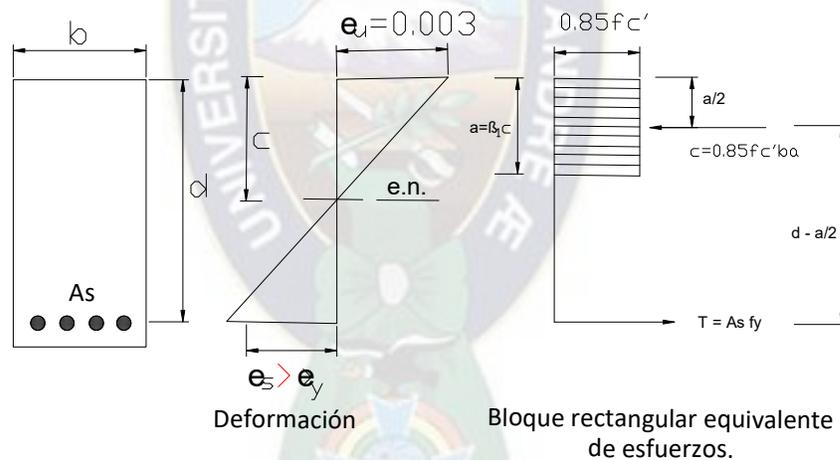
equivalente de esfuerzos, mostrado en la figura 4.4.2, asume un esfuerzo uniforme de $0.85f'_c$ sobre una profundidad $a = \beta_1 c$. El factor β_1 ha sido establecido experimentalmente según la variación de las curvas esfuerzo – deformación del concreto para diferentes resistencias:

$$\beta_1 = 0.85, f'_c \leq 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right), 280 < f'_c \leq 560 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.65, f'_c > 560 \text{ Kg/cm}^2 \quad (18)$$

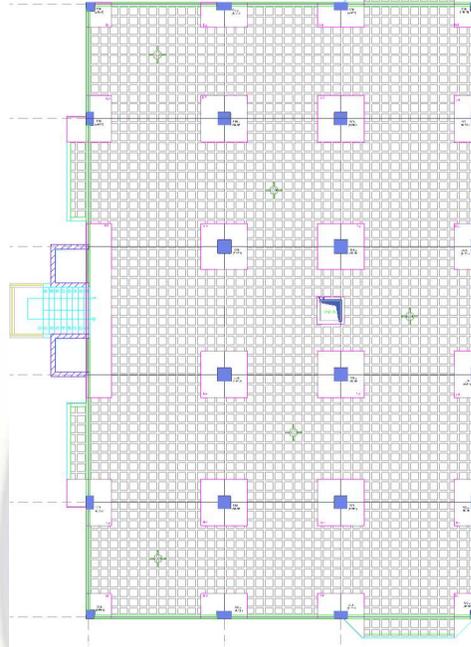
Figura 4.4-2 Distribución rectangular equivalente de esfuerzo (ACI)



Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-02),
Capítulo 6, Principios generales de diseño por resistencia, Pg. 6-11, Figura 6-9.

4.4.1. Análisis y diseño de la losa sin vigas.

Figura 4.4.1-1 – Limitaciones Losas sin Vigas.



Fuente: Elaboración propia.

Para el diseño de las losas sin vigas se utilizará el Método Directo según ACI 318 – 2014. Este método tiene las siguientes limitaciones:

- Deben existir un mínimo de tres vanos continuos en cada dirección.

Como se observa en la figura, la estructura cuenta con tres vanos en la dirección "X" y cinco vanos en la dirección "Y".

- Las longitudes de luces contiguas medidas centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.

Ly:	7	6	7		
Lx:	5,9	6,6	6,6	6,6	5,9

En ningún caso la luz difiere en más de un tercio de la luz mayor.

- Los paneles de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos del panel, no mayor de dos.

Se analizó la relación de las luces de las losas, se tiene:

LOSA	L _{mayor}	L _{menor}	Relación		
1	7	5,9	1,18644	< 2	CUMPLE
2	6	5,9	1,01695	< 2	CUMPLE
4	7	6,6	1,06061	< 2	CUMPLE
5	6,6	6	1,1	< 2	CUMPLE

- Las columnas pueden estar desalineadas hasta un diez por ciento de la luz (medido en la dirección del desalineamiento) con respecto a cualquier eje que pase por el centro de columnas sucesivas.

Los ejes de las columnas de la estructura se encuentran alineados.

- Todas las cargas deben ser únicamente gravitacionales y estar uniformemente distribuidas en todo el panel.

Las cargas laterales, que viene a ser la carga producida por el viento será absorbida por muros de cortante.

- La carga viva no mayorada no debe exceder de dos veces la carga muerta no mayorada.

$$\text{Carga viva } L_{\text{ponderada}} = 2,059 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Carga muerta } D_{\text{ponderada}} = 6,331 \text{ KN/m}^2$$

La carga viva no mayorada no excede en ningún caso la carga muerta no mayorada.

Materiales:

$$f_c = 25 \text{ [Mpa]}$$

$$f_y = 420 \text{ [Mpa]}$$

Deflexión máxima admisible:

Tabla N° 25 – Deflexión máxima admisible calculada.

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		Deflexión inmediata debido a Lr, S y R.	$l / 180$ ⁽¹⁾
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$l / 360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ⁽²⁾	$l / 480$ ⁽³⁾
		No susceptible de sufrir daños debido a deflexiones grandes		$l / 240$ ⁽⁴⁾

⁽¹⁾ Este límite no tiene por objeto constituirse en una salvaguardia contra el empozamiento de agua. El empozamiento de agua se debe verificar mediante cálculos de deflexiones, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contra flecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.

⁽²⁾ Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con ACI – 318 (2014) 24.2.4 y se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de miembros similares a los que se están considerando.

⁽³⁾ Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en los elementos apoyados o ligados.

⁽⁴⁾ Este límite no puede exceder la tolerancia proporcionada para los elementos no estructurales.

Fuente: REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14), Capítulo 24, Pg. 424, Tabla 24.2.2.

$$l/240 = 0,0029 \quad m = 29,167 \text{ mm}$$

Para la luz mayor de 7m.

Cálculo de las solicitaciones.-

Desarrollaremos los cálculos para el Piso 1.

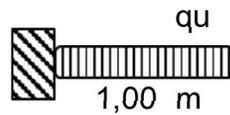
$$M_o = \frac{q_u \cdot l_2 \cdot l_n^2}{8} \quad (6) \quad (\text{ACI 318-2014. Ec. 8.10.3.2})$$

Momento en volado (Pórtico 1):



$$M_v = 38,1 \text{ (KN/m)}$$

Momento en volado (Pórtico A):



$$M_v = 35,9 \text{ (KN/m)}$$

Momento estático. -

Resumen de columnas de piso 1.

	A	B	C	D
1	45x45	40x75	40x70	45x45
2	40x70	65x65	65x65	40x70
3	x	70x70	70x70	40x70
6	x	70x70	70x70	40x70
7	40x70	65x65	65x65	40x70
8	45x45	40x75	40x70	45x45

Tabla N° 26 – Momento estático.

LOSA	SENTIDO "X"	Carga	Ly	Lx	Mo	SENTIDO "Y"	Carga	Ly	Lx	Mo
		L-1	10,888	5,9	7,0		393,5	10,888	5,325	7,0
L-2	10,888	5,9	7,0	393,5	10,888	5,375	7,0	275,2		
L-3	10,888	5,9	7,0	431,6	10,888	5,325	7,0	308,3		
L-4	10,888	6,6	6,0	359,3	10,888	6,25	6,0	354,9		
L-5	10,888	6,6	6,0	323,4	10,888	5,925	6,0	286,7		
L-6	10,888	6,6	6,0	323,4	10,888	5,9	6,0	284,3		
L-7	10,888	6,6	6,0	323,4	10,888	6,6	6,0	355,7		
L-8	10,888	6,6	6,0	323,4	10,888	5,9	6,0	284,3		
L-9	10,888	6,6	6,0	323,4	10,888	5,9	6,0	284,3		

Mo esta en (kN/m)

Fuente: Elaboración propia.

Franjas de columnas y centrales dirección "X". -

Tabla N° 27 – Franjas en dirección X.

	F. Col. A	FC	F. Col. B	FC	F Col. C	FC	F Col. D
Luz(m)	1,75	3,5	3,25	3	3,25	3,5	1,75
	7			6		7	

Fuente: Elaboración propia.

Franjas de columnas y centrales dirección "Y". -

Tabla N° 28 – Franjas en dirección Y.

F. Col. 1	F. C.	F. Col.2	F. C.	F. Col.3	F. C.	F. Col.6	F. C.	F. Col.7	F. C.	F. Col.8
1,5	3,0	3,1	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,1	3,0	1,5
5,9		6,6		6,6		6,6		5,9		

Fuente: Elaboración propia.

Para un apoyo interno:

$$M_{sc} = 0,07 \left[(qD_u + 0,5qL_u)l_2l_n - qD_u l_2 (l_n)^2 \right] \quad (9)$$

(ACI 318-2014 – 8.10.7.2)

Msc (KN/m)= -126,76

Distribución de momentos:

Sentido X. –

Tabla N° 29 – Distribución de momentos en dirección X.

PUNTO	A	Tramo	B	Tramo	C	Tramo	D		
Mo (KN/m)	393,5		393,5		431,6				
Coef. D.	0,26	0,52	0,7	0,65	0,35	0,65	0,7	0,52	0,26
Pórtico 1	102,3	205	275,4	256	138	255,8	302,1	224,42	112,2
Coef.	-1,00	0,22	-0,75	-0,75	0,16	-0,75	-0,75	0,22	-1,00
Franja Col. 1	-102,30	45,01	-206,57	-191,8	22,03	-191,81	-226,57	49,37	-112,21
Coef.	0,00	0,40	-0,15	-0,15	0,2	-0,15	-0,15	0,4	0,00
Franja Central1-2	0	81,8	-39,84		27,5	-41,84		89,767	0

PUNTO	A	Tramo	B	Tramo	C	Tramo	D		
Mu (KN/m)	359,3		323,4		323,4				
Coef. D.	0,3	0,5	0,7	0,65	0,35	0,65	0,7	0,5	0,3
Pórtico 2	107,8	180	251,5	210	113	210,2	226,4	161,69	97,01
Coef.	-1,00	0,72	-0,82	-0,82	0,74	-0,82	-0,82	0,72	-1,00
Franja Col. 2	-215,58	129,35	-333,00	-299,1	83,75	-299,12	-312,38	116,41	-194,02
Coef.	0,00	0,28	-0,18	-0,18	0,26	-0,18	-0,18	0,28	0,00
Franja Central2-3	0	50,3	-41,55		29,4	-18,92		45,272	0

PUNTO	A	Tramo	B		Tramo	C		Tramo	D
Mu (KN/m)	323,4		323,4		323,4		323,4		
Coef. D.	0,3	0,5	0,7	0,65	0,35	0,65	0,7	0,5	0,3
Pórtico 3	97,01	162	226,4	210	113	210,2	226,4	161,69	97,01
Coef.	-1,00	0,73	-0,81	-0,81	0,74	-0,81	-0,81	0,73	-1,00
Franja Col. 3	-223,1	59,198	-320,3	-297	83,753	-297,02	-310,11	118,0308	-223,1
Coef.	-1,00	0,27	-0,19	-0,19	0,26	-0,19	-0,19	0,27	0,00
Franja Central3-6	-252,23	43,655	-41,472		29,427	-41,47		43,65521	0

Fuente: Elaboración propia.

Sentido Y. –

Tabla N° 30 – Distribución de momentos en dirección Y.

PUNTO	1	Tramo	2	Tramo	3	Tramo	6	Tramo	7	Tramo	8				
Mu (KN/m)	270,1		308,3		355,7		308,3		270,1						
Coef. D.	0,3	0,5	0,7	0,65	0,35	0,65	0,65	0,35	0,65	0,65	0,35	0,65	0,7	0,5	0,3
Pórtico A	81,043	135,07	189,1	176	107,9	200,4	200,4	124,5	200,36	200	107,9	176	189	135,1	81
Coef.	-0,5	0,17	-0,5	-0,5	0,18	-0,5	-0,5	0,18	-0,5	-0,5	0,18	-0,5	-0,5	0,17	-0,5
Franja Col. A	-40,52	22,962	-94,5	-88	19,42	-100	-100	22,41	-100,2	-100	19,42	-88	-95	22,96	-41
Coef.	0	0,4	-0,17	-0,2	0,24	-0,17	-0,17	0,24	-0,17	-0,2	0,24	-0,2	-0,2	0,4	0
F.C. A-B	0	54,029	-61,998	25,89	-68,123	29,88	-68,123	25,89	-61,998	54,03	0				

PUNTO	1	Tramo	2	Tramo	3	Tramo	6	Tramo	7	Tramo	8				
Mu (KN/m)	275,2		286,7		284,3		286,7		275,2						
Coef. D.	0,3	0,5	0,7	0,65	0,35	0,65	0,65	0,35	0,65	0,65	0,35	0,65	0,7	0,5	0,3
Portico B	82,572	137,62	192,7	179	100,3	186,3	186,3	99,49	186,34	186	100,3	179	193	137,6	82,6
Coef.	-1	0,71	-0,75	-0,8	0,6	-0,75	-0,75	0,6	-0,75	-0,8	0,6	-0,8	-0,8	0,71	-1
Franja Col. B	-82,57	97,71	-271	-261	60,2	-267	-267	59,69	-266,5	-267	60,2	-261	-271	97,71	-83
Coef.	0	0,4	-0,17	-0,2	0,24	-0,17	-0,17	0,24	-0,17	-0,2	0,24	-0,2	-0,2	0,4	0
F.C. B-C	0	55,048	-63,167	24,08	-63,354	23,88	-63,354	24,08	-63,167	55,05	0				

Fuente: Elaboración propia.

4.4.1.1. Diseño por flexión.

Tabla N° 31 – Diseño por flexión de la losa sin vigas.

MATERIALES:			
HORMIGÓN: H-25			
Resistencia de diseño:	$f_c =$	25,000	[MPa]
ACERO: B-420-S			
Resistencia de diseño:	$f_y =$	420,000	[MPa]
Módulo de Elasticidad Acero:	$E_s =$	200000	[Mpa]
Deformación del Acero para f_y :	$\epsilon_{yd} = f_y/E_s$	2,10	[o/oo]
GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN:			
Ancho de la sección apoyo :	$b_e =$	100,0	[cm]
Altura de la sección :	$h =$	30,0	[cm]
Rec. mecánico de las armaduras:	$d_1 = d_2$	2,5	[cm]
Altura útil de la sección:	$d = h - d_1$	27,5	[cm]
Área por Cuantía Mínima Geométrica:	$A_{s1} = .0018 * b * h * 420 / f_y$	0,54	[cm ²]/N
Área por Cuantía Mínima Geométrica:	$A_{s1} = .0014 * b * h$	0,42	[cm ²]/N

Fuente: Elaboración propia.

Área Necesaria. –

Tabla N° 32 – Acero necesario para losa sin vigas.

Sentido Longitudinal "X".

PUNTO	A	Tramo	B	Tramo	C	Tramo	D
Franja Col. 1	8,08	1,74	12,34	0,77	12,23	1,80	12,39
Franja Central1-2	0,54	3,02	2,69	0,77	2,78	3,00	0,54
Franja Col. 2	18,84	4,46	31,92	1,64	27,78	4,40	25,74
Franja Central2-3	0,56	3,24	2,64	0,62	3,06	3,55	0,54
Franja Col. 3	21,09	3,57	28,18	1,84	29,67	4,64	25,89
Franja Central3-6	24,30	2,58	1,84	0,77	3,22	3,51	0,54

Sentido Longitudinal "X".

PUNTO	A			Tramo			B			Tramo			C			Tramo			D		
	φ[mm]	Cada [cm]	Cant.	φ[mm]	φ[mm]	Cada [cm]	Cant.	φ[mm]	φ[mm]	Cada [cm]	Cant.	φ[mm]	φ[mm]	Cada [cm]	Cant.	φ[mm]	φ[mm]	Cada [cm]			
Franja Col. 1	12	10	2	10	16	15	2	10	16	15	2	12	16	15	2	12	16	15			
Franja Central1-2	10	30	1	16	10	30	2	10	10	30	1	16	10	30	1	12					
Franja Col. 2	16	10	2	16	25	15	2	12	20	10	2	16	20	10	1	10					
Franja Central2-3	10	30	1	16	10	25	2	10	10	20	2	16	10	30	1	12					
Franja Col. 3	20	10	1	16	20	10	2	12	20	10	2	16	20	10	2	16	20	10			
Franja Central3-6	20	10	1	16	10	30	2	10	10	20	2	16	10	30	1	10					

Sentido Transversal "Y".

PUNTO	1	Tramo	2	Tramo	3	Tramo	6	Tramo	7	Tramo	8
Franja Col. A	7,67	1,51	12,39	1,55	12,86	1,49	12,86	1,57	9,71	1,51	7,63
F.C. A-B	0,54	2,17	1,23	2,01	1,65	1,89	1,66	2,03	1,23	2,17	0,54
Franja Col. B	14,45	2,87	25,95	3,04	12,25	2,31	12,22	3,08	25,94	2,86	14,37
F.C. B-C	0,54	1,64	2,94	1,37	3,26	1,60	3,00	1,38	2,94	1,64	0,54

Sentido Transversal "Y".

PUNTO	1			Tramo			2			Tramo			3			Tramo			6			Tramo			7			Tramo			8		
	φ [mm]	Cada [cm]	Cant.	φ [mm]	φ [mm]	Cada [cm]	Cant.	φ [mm]	φ [mm]	Cada [cm]	Cant.	φ [mm]	φ [mm]	Cada [cm]	Cant.	φ [mm]	φ [mm]	Cada [cm]	Cant.	φ [mm]	φ [mm]	Cada [cm]	Cant.	φ [mm]	φ [mm]	Cada [cm]	Cant.	φ [mm]	φ [mm]	Cada [cm]			
Franja Col. A	12	10	2	10	16	15	2	10	16	15	2	10	16	15	2	10	16	15	2	10	16	20	2	10	12	20							
F.C. A-B	10	30	2	12	10	30	2	12	10	30	2	10	10	30	2	12	10	30	1	16	10	30	1	10									
Franja Col. B	16	10	1	16	20	10	1	16	16	15	1	16	16	15	1	16	20	10	1	16	16	10	1	16	16	10							
F.C. B-C	10	30	2	12	10	25	2	10	10	20	2	10	10	25	2	10	10	25	2	12	10	25	2	12	10	30							

Fuente: Elaboración propia.

Verificaciones a Corte. –

Las losas sin vigas son estructuras muy vulnerables a los problemas de corte. La resistencia de la losa deberá verificarse en la vecindad de los apoyos y en las zonas donde se aplican cargas concentradas o reacciones. Existen dos mecanismos de falla por corte en este tipo de sistemas: corte por flexión y corte por punzonamiento.

El diseño de piezas sometidas a esfuerzos de corte debe basarse en la relación:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad (19)$$

Donde:

V_u : Esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada.

V_n : Resistencia nominal al corte de la sección.

ϕ : Factor de reducción de resistencia.

Para esfuerzos de corte : $\phi = 0.75$.

La resistencia nominal al corte se determina mediante la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s \quad (20)$$

Siendo:

V_c : Resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón y la armadura de flexión.

V_s : Resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de alma.

Limitación de V_c según la relación:

$$\beta_c = \frac{a}{b}; a \geq b$$

$$\text{Si } \beta_c \leq 2; \quad V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} b_0 d$$

$$\text{Si } \beta_c > 2; \quad V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_0 d$$

$$V_c \leq \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right) \frac{\sqrt{f'_c b_0 d}}{12} \quad (21)$$

$$\alpha_s \begin{cases} 40 \text{ para columnas interiores} \\ 30 \text{ para columnas de borde} \\ 20 \text{ para columnas esquina} \end{cases}$$

b_0 = Perímetro de la sección crítica.

β_c = Lado mayor/ lado menor de la superficie de reacción.

No es necesario colocar refuerzo de corte si se cumple:

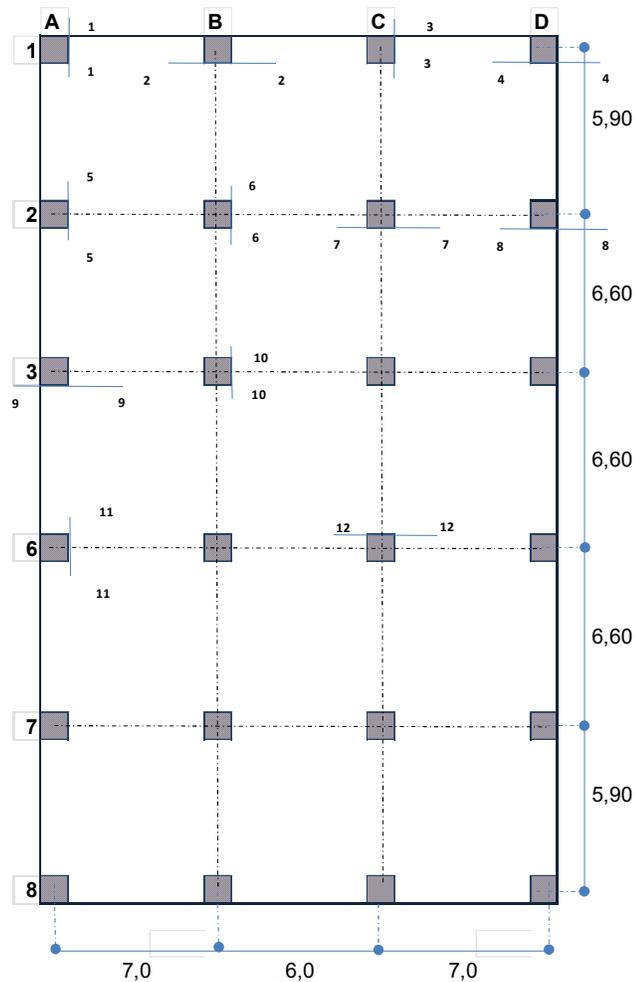
$$\phi V_c \geq V_u$$

Si no se cumple la condición $\phi V_c \geq V_u$.

Alternativas:

- Aumentar el espesor “d”.
- Aumentar espesor de ábaco o disponer de capitel.
- Colocar armadura de corte.
- Aumentar el perímetro “bo” mediante conectores de corte.

Figura 4.4.1.1-1 – Verificaciones a corte.

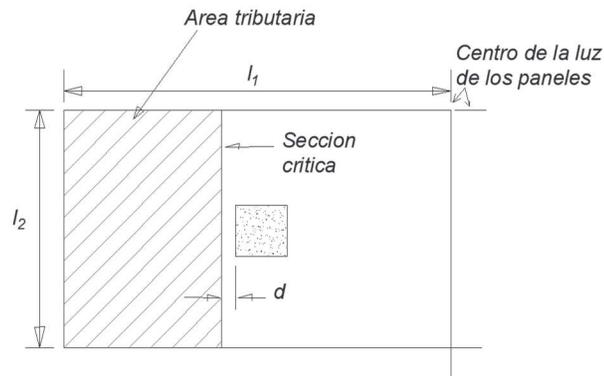


Fuente: Elaboración propia.

4.4.1.2. Diseño por cortante.

El corte en una dirección (comportamiento como viga ancha), considera que la losa actúa como una viga ancha entre las columnas. La sección crítica se extiende en un plano a través del ancho total de la losa, y se toma a una distancia d medida a partir de la cara del apoyo.

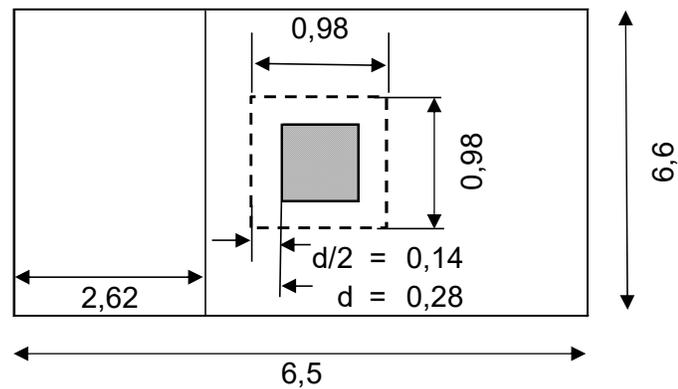
Figura 4.4.1.2-1 – Área tributaria y sección crítica para corte en una dirección.



Fuente: Elaboración propia.

Sección 10- 10: PRIMER PISO

Columna 3B: a X b → **0,70 X 0,70**



El esfuerzo Cortante:

$$V_u = 10,888 \cdot 2,62 = 28,526 \text{ (KN)} \text{ (Para un ancho de 100 cm.)}$$

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{25} \cdot 0,70 \cdot 0,28$$

$$V_c = 166,6 \text{ (KN)}$$

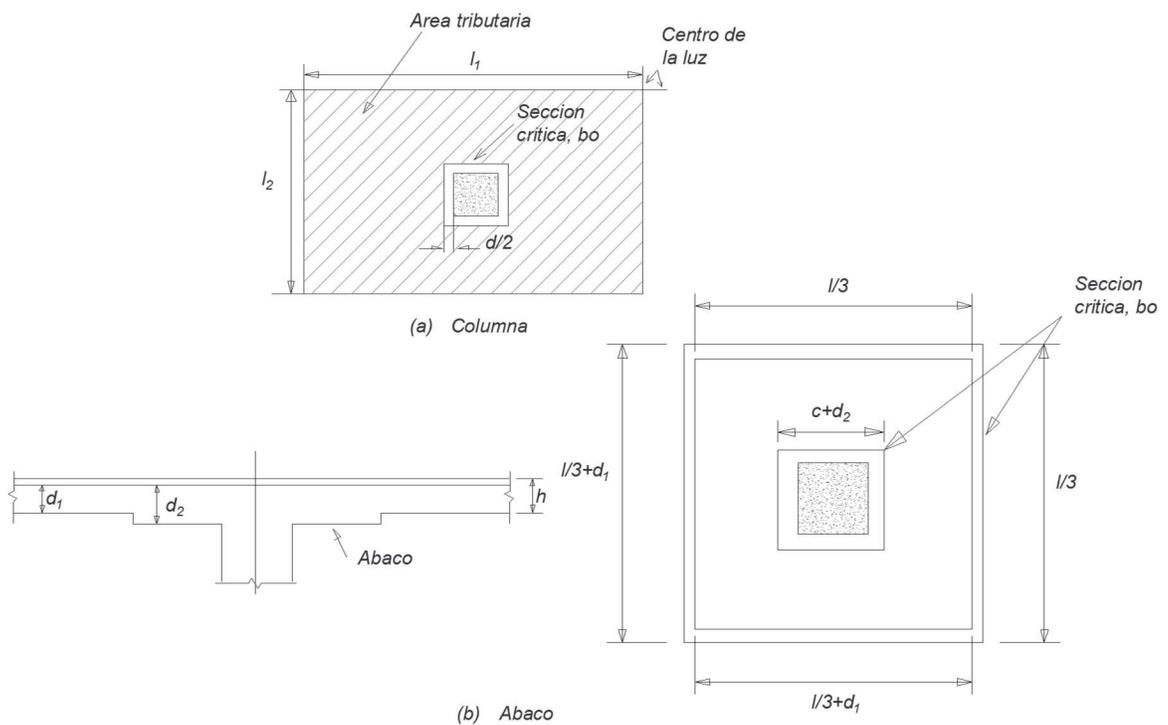
$$\Phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 166,60 = 124,95 > V_u = 28,526 \quad \text{VERIFICA}$$

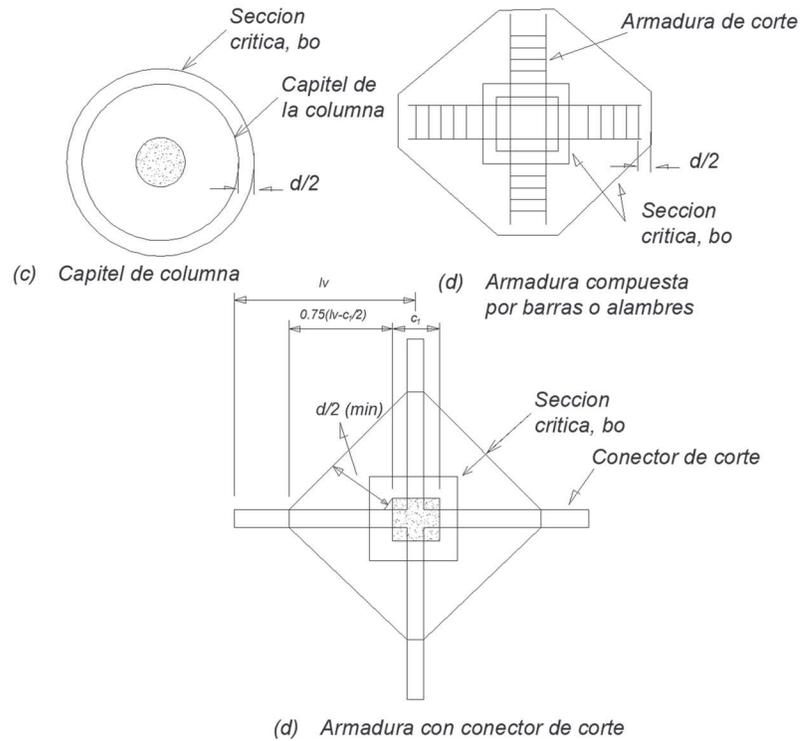
No es necesaria armadura transversal

4.4.1.3. Diseño por punzonamiento.

El corte en dos direcciones, también llamado punzonamiento, es en general el corte más crítico en los sistemas de losas que apoyan directamente sobre columnas. Dependiendo de la ubicación de las columnas, cargas concentradas o reacciones, la falla se puede producir a lo largo de dos, tres o cuatro lados de un cono o pirámide truncada. El perímetro de la sección crítica bo está ubicado de manera tal que representa un mínimo, pero no es necesario que esté a una distancia menor que $d/2$ de los bordes o esquinas de las columnas, cargas concentradas o reacciones, o de las secciones donde varía la altura de la losa tales como los bordes de capiteles o ábacos. Es importante observar que, para definir la sección crítica para columnas, cargas concentradas o superficies de reacción cuadradas o rectangulares, está permitido usar un perímetro rectangular bo .

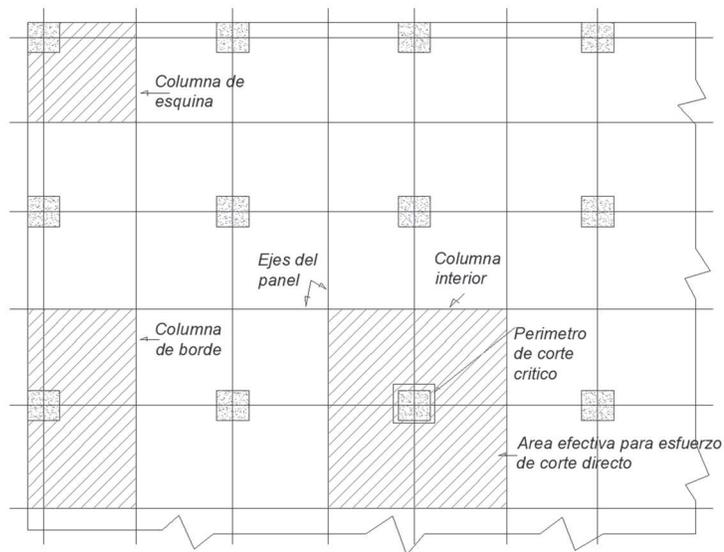
Figura 4.4.1.3-1 – Área tributaria y sección crítica para corte en dos dirección.





Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.4.1.3-2 – Ubicaciones críticas para la resistencia al corte de una losa.



Fuente: Elaboración propia.

Sección 10- 10: 0.70 x 0.70

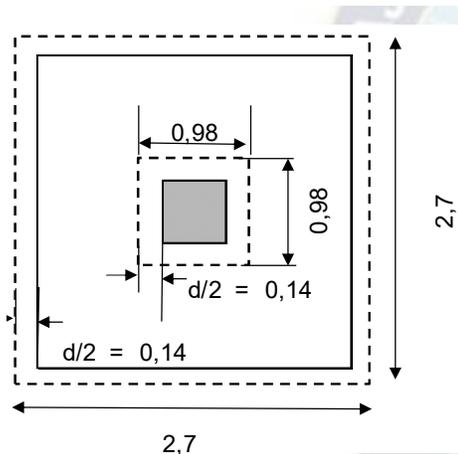
$$V_u = 10,888 \cdot ((6,5 \cdot 6,60) - 0,98^2) = 456,64 \text{ (KN)}$$

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{25} \cdot (4 \cdot 0,98) \cdot 0,28$$

$$V_c = 933,0 \text{ (KN)}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 932,96 = 699,72 > V_u = 456,64 \quad \text{VERIFICA}$$



Sección de Abaco.

Corte en la sección crítica ubicada a $d/2$ del borde del ábaco.

$$V_u = 10,888 \cdot ((6,5 \cdot 6,60) - 2,68^2) = 388,89 \text{ (KN)}$$

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{25} \cdot (4 \cdot 2,68) \cdot 0,28$$

$$V_c = 2551,4 \text{ (KN)}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 2551,4 = 1913,5 > V_u = 388,89 \quad \text{VERIFICA}$$

No es necesaria armadura a punzonamiento

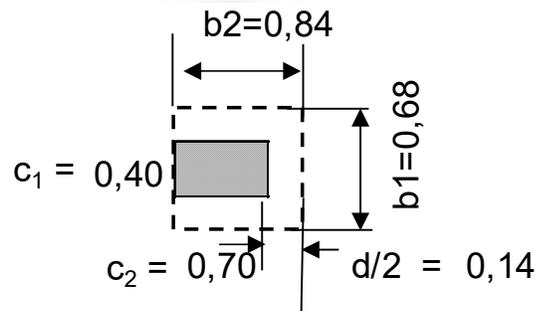
Sección 5- 5:

Columna 2A: a X b → **0,40 X 0,70**

$$V_u = 10,888 \cdot 25,15 \cdot 1,15 / 2 = 157,42 \text{ (KN)}$$

$$M_o = 393,46 \text{ (KN-m)}$$

Propiedades de la sección necesaria para calcular las tensiones de corte:



$$b_1 = c_1 + d = 0,40 + 0,28 = 0,680 \text{ (m)}$$

$$b_2 = c_2 + \frac{d}{2} = 0,70 + \frac{0,28}{2} = 0,840 \text{ (m)}$$

$$b_o = 2 \cdot (0,84) + 0,68 = 2,360 \text{ (m)}$$

$$c = \frac{b_2^2}{2 \cdot b_2 + b_1} = \frac{(0,84)^2}{2 \cdot 0,84 + 0,68} = 0,299 \text{ (m)}$$

$$A_c = (2 \cdot b_2 + b_1) \cdot d = (2 \cdot 0,84 + 0,68) \cdot 0,28 = 0,66 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\frac{J}{c} = \frac{(2 \cdot b_2^2 \cdot d \cdot (b_2 + 2 \cdot b_1) + d^3 \cdot (2 \cdot b_2 + b_1))}{6 \cdot b_2}$$

$$\frac{J}{c} = \frac{(2 \cdot 0,71 \cdot 0,28 \cdot (0,84 + 2 \cdot 0,68) + 0,02 \cdot (2 \cdot 0,84 + 0,68))}{6 \cdot 0,84}$$

$$\frac{J}{c} = 0,18 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$c' = b_2 - c = 0,84 - 0,30 = 0,54 \text{ (m)}$$

$$\frac{J}{c} = \left(\frac{J}{c}\right) \cdot \left(\frac{c}{c'}\right) = (0,18) \cdot \left(\frac{0,30}{0,54}\right) = 0,10 \text{ (m}^3\text{)}$$

- a. Porción del momento no balanceado a ser transferido por excentricidad del corte.

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f$$

$$V_c = 0,33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = 0,33 \cdot \sqrt{25} \cdot 2,36 \cdot 0,28$$

$$V_c = 1090,3 \text{ (KN)}$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_2}{b_1}}} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{0,840}{0,680}}} = 0,57$$

$$\gamma_v = 1 - 0,57 = 0,43$$

Para el Método de Diseño Directo, el momento no balanceado M_u a utilizar en el cálculo de la tensión de corte para la columna de borde será:

$$0,3 \cdot M_o = 0,3 \cdot 393 = 118 \text{ (KN-m)}$$

Tensión de corte combinada a lo largo de la cara interior de la sección crítica de transferencia.

$$V_{u1} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v \cdot M_u \cdot c}{J} = \frac{157}{0,66} + \frac{0,43 \cdot 118 \cdot 0,30}{0,05} = 0,51 \text{ Mpa}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 0,33 \cdot \sqrt{f'c} = 0,75 \cdot 0,33 \cdot \sqrt{25} = 1,2 \text{ Mpa}$$

$$1,24 > V_u = 0,5 \quad \text{VERIFICA}$$

La resistencia al corte de la losa es adecuada para la transferencia de corte y momento requerida entre la losa y la columna.

$$0,75 \cdot \phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 0,75 \cdot 1090,32 = 613,31 > V_u = 157 \quad \text{VERIFICA}$$



$$V_c = \text{Menor valor de: } \begin{matrix} 0,33\sqrt{f_c} \\ 0,17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\sqrt{f_c} \\ 0,083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\sqrt{f_c} \end{matrix}$$

$$v_{ug} \leq 0,4\phi v_c$$

$$\beta = \frac{c_2}{c_1} = \frac{0,70}{0,40} = 2$$

$$\alpha_s = 30,0 \text{ (Columna de borde)}$$

Menor valor de:

$$V_c = 0,33 \cdot \sqrt{f_c} = 0,33 \cdot \sqrt{25} = 1,7 \text{ Mpa}$$

$$V_c = 0,33 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f_c} = 0,33 \cdot \left(1 + \frac{2}{2}\right) \cdot \sqrt{25} = 3,5 \text{ Mpa}$$

$$V_c = 0,33 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot \sqrt{f_c}$$

$$V_c = 0,083 \cdot \left(2 + \frac{30,0 \cdot 0,28}{2,36}\right) \cdot \sqrt{25} = 2,3 \text{ Mpa}$$

$$V_c = 1,7 \text{ Mpa}$$

$$\Phi \cdot (V_c + 0,66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d) > V_u$$

$$0,75 \cdot (1,7 + 0,66 \cdot \sqrt{25} \cdot 0,70 \cdot 0,3) > V_u = 0,51$$

$$1,72 > V_u = 0,51 \quad \text{VERIFICA}$$

RESUMEN DE CORTE:

Las cargas laterales serán resistidas por muros de cortante.

$$f_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

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

$$d = 0,28 \text{ m}$$

$$d/2 = 0,14 \text{ m}$$

$$\Phi = 0,75$$

Tabla N° 33 – Resumen de Corte en una y dos direcciones.

Columnas internas - Corte en una dirección								
Col.	A	b	wu	Área	Vu	Vc	ΦVc	Observación Vc>Vu
	(m)	(m)	(KN/m ²)	(m ²)	(KN)	(KN)	(KN)	
TE- 2B	0,30	0,30	10,89	2,82	30,70	71,40	53,55	VERIFICA
10P- 2B	0,30	0,30	10,89	2,82	30,70	71,40	53,55	VERIFICA
9P- 2B	0,40	0,40	10,89	2,77	30,16	95,20	71,40	VERIFICA
8P- 2B	0,40	0,40	10,89	2,77	30,16	95,20	71,40	VERIFICA
7P- 2B	0,45	0,45	10,89	2,75	29,89	107,10	80,33	VERIFICA
6P- 2B	0,45	0,45	10,89	2,75	29,89	107,10	80,33	VERIFICA
5P- 2B	0,55	0,55	10,89	2,70	29,34	130,90	98,18	VERIFICA
4P- 2B	0,55	0,55	10,89	2,70	29,34	130,90	98,18	VERIFICA
3P- 2B	0,60	0,60	10,89	2,67	29,07	142,80	107,10	VERIFICA
2P- 2B	0,60	0,60	10,89	2,67	29,07	142,80	107,10	VERIFICA
1P- 2B	0,65	0,65	10,89	2,65	28,80	154,70	116,03	VERIFICA
PB- 2B	0,65	0,65	10,89	2,65	28,80	154,70	116,03	VERIFICA

Col.	a	b	wu	Área	Vu	Vc	ΦVc	Observación Vc>Vu
	(m)	(m)	(KN/m ²)	(m ²)	(KN)	(KN)	(KN)	
TE- 3B	0,30	0,30	10,89	2,82	30,70	191,25	143,44	VERIFICA
10P- 3B	0,40	0,40	10,89	2,77	30,16	255,00	191,25	VERIFICA
9P- 3B	0,40	0,40	10,89	2,77	30,16	255,00	191,25	VERIFICA
8P- 3B	0,40	0,40	10,89	2,77	30,16	255,00	191,25	VERIFICA
7P- 3B	0,55	0,55	10,89	2,70	29,34	350,63	262,97	VERIFICA
6P- 3B	0,55	0,55	10,89	2,70	29,34	350,63	262,97	VERIFICA
5P- 3B	0,55	0,55	10,89	2,70	29,34	350,63	262,97	VERIFICA

4P- 3B	0,65	0,65	10,89	2,65	28,80	414,38	310,78	VERIFICA
3P- 3B	0,65	0,65	10,89	2,65	28,80	414,38	310,78	VERIFICA
2P- 3B	0,65	0,65	10,89	2,65	28,80	414,38	310,78	VERIFICA
1P- 3B	0,70	0,70	10,89	2,62	28,53	446,25	334,69	VERIFICA
PB- 3B	0,70	0,70	10,89	2,62	28,53	446,25	334,69	VERIFICA

Columnas internas - Corte en dos dirección (a d/2 de la columna)									
Col.	a	b	wu	Área	Vu	bo	Vc	Φ Vc	Observación Vc>Vu
	(m)	(m)	(KN/m2)	(m2)	(KN)		(KN)	(KN)	
TE- 2B	0,30	0,30	10,89	42,56	463,43	2,32	552,16	414,12	NO VERIFICA
10P- 2B	0,30	0,30	10,89	42,56	463,43	2,32	552,16	414,12	NO VERIFICA
9P- 2B	0,40	0,40	10,89	42,44	462,06	2,72	647,36	485,52	VERIFICA
8P- 2B	0,40	0,40	10,89	42,44	462,06	2,72	647,36	485,52	VERIFICA
7P- 2B	0,45	0,45	10,89	42,37	461,29	2,92	694,96	521,22	VERIFICA
6P- 2B	0,45	0,45	10,89	42,37	461,29	2,92	694,96	521,22	VERIFICA
5P- 2B	0,55	0,55	10,89	42,21	459,59	3,32	790,16	592,62	VERIFICA
4P- 2B	0,55	0,55	10,89	42,21	459,59	3,32	790,16	592,62	VERIFICA
3P- 2B	0,60	0,60	10,89	42,13	458,66	3,52	837,76	628,32	VERIFICA
2P- 2B	0,60	0,60	10,89	42,13	458,66	3,52	837,76	628,32	VERIFICA
1P- 2B	0,65	0,65	10,89	42,04	457,68	3,72	885,36	664,02	VERIFICA
PB- 2B	0,65	0,65	10,89	42,04	457,68	3,72	885,36	664,02	VERIFICA

Col.	a	b	wu	Area	Vu	bo	Vc	Φ Vc	Observación Vc>Vu
	(m)	(m)	(KN/m2)	(m2)	(KN)		(KN)	(KN)	
TE- 3B	0,30	0,30	10,89	42,564	463,43	2,32	552,16	414,12	NO VERIFICA
10P- 3B	0,40	0,40	10,89	42,438	462,06	2,72	647,36	485,52	VERIFICA
9P- 3B	0,40	0,40	10,89	42,438	462,06	2,72	647,36	485,52	VERIFICA
8P- 3B	0,40	0,40	10,89	42,438	462,06	2,72	647,36	485,52	VERIFICA
7P- 3B	0,55	0,55	10,89	42,211	459,59	3,32	790,16	592,62	VERIFICA
6P- 3B	0,55	0,55	10,89	42,211	459,59	3,32	790,16	592,62	VERIFICA
5P- 3B	0,55	0,55	10,89	42,211	459,59	3,32	790,16	592,62	VERIFICA
4P- 3B	0,65	0,65	10,89	42,035	457,68	3,72	885,36	664,02	VERIFICA
3P- 3B	0,65	0,65	10,89	42,035	457,68	3,72	885,36	664,02	VERIFICA
2P- 3B	0,65	0,65	10,89	42,035	457,68	3,72	885,36	664,02	VERIFICA
1P- 3B	0,70	0,70	10,89	41,94	456,64	3,92	932,96	699,72	VERIFICA
PB- 3B	0,70	0,70	10,89	41,94	456,64	3,92	932,96	699,72	VERIFICA

Columnas internas - Corte en dos dirección (a d/2 del ábaco)									
Col.	a	b	wu	Área	Vu	bo	Vc	Φ Vc	Observación Vc>Vu
	(m)	(m)	(KN/m2)	(m2)	(KN)		(KN)	(KN)	
TE- 2B	2,4	2,4	10,89	35,72	388,89	10,72	2551,4	1913,52	VERIFICA
10P- 2B	2,4	2,4	10,89	35,72	388,89	10,72	2551,4	1913,52	VERIFICA
TE- 3B	2,4	2,4	10,89	35,72	388,89	10,72	2551,4	1913,52	VERIFICA

Columnas internas - Aumentar la resistencia de corte												
Col.	a	b	Vu	Φ Vc	Obs.	Av	Av	ARMADURA				
	(m)	(m)	(KN)	(KN)	Vc>Vu	(cm2)	por lado					
TE- 2B	0,30	0,30	463,43	414,12	NO	0,78	0,20	4φ	6	1,13	SI	
10P- 2B	0,30	0,30	463,43	414,12	NO	0,78	0,20	4φ	6	1,13	SI	
9P- 2B	0,40	0,40	462,06	485,52	SI							
8P- 2B	0,40	0,40	462,06	485,52	SI							
7P- 2B	0,45	0,45	461,29	521,22	SI							
6P- 2B	0,45	0,45	461,29	521,22	SI							
5P- 2B	0,55	0,55	459,59	592,62	SI							
4P- 2B	0,55	0,55	459,59	592,62	SI							
3P- 2B	0,60	0,60	458,66	628,32	SI							
2P- 2B	0,60	0,60	458,66	628,32	SI							
1P- 2B	0,65	0,65	457,68	664,02	SI							
PB- 2B	0,65	0,65	457,68	664,02	SI							

Col.	a	b	Vu	Φ Vc	Obs.	Av	Av	ARMADURA				
	(m)	(m)	(KN)	(KN)	Vc>Vu	(cm2)	por lado					
TE- 3B	0,30	0,30	463,43	414,12	NO	0,78	0,20	4φ	6	1,13	SI	
10P- 3B	0,40	0,40	462,06	485,52	SI							
9P- 3B	0,40	0,40	462,06	485,52	SI							
8P- 3B	0,40	0,40	462,06	485,52	SI							
7P- 3B	0,55	0,55	459,59	592,62	SI							
6P- 3B	0,55	0,55	459,59	592,62	SI							
5P- 3B	0,55	0,55	459,59	592,62	SI							
4P- 3B	0,65	0,65	457,68	664,02	SI							
3P- 3B	0,65	0,65	457,68	664,02	SI							
2P- 3B	0,65	0,65	457,68	664,02	SI							
1P- 3B	0,70	0,70	456,64	699,72	SI							
PB- 3B	0,70	0,70	456,64	699,72	SI							

Columnas de borde - corte a d/2 de la columna											
Col.	a	b	b ₁	b ₂	b _o	c	A _c	J / c	γ _f	γ _v	Mo (KN/m)
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ³)			
TE - 2A	0,30	0,30	0,58	0,44	1,46	0,13	0,409	0,07785	0,63	0,37	393,46
10P- 2A	0,30	0,30	0,58	0,44	1,46	0,13	0,409	0,07785	0,63	0,37	393,46
9P- 2A	0,30	0,30	0,58	0,44	1,46	0,13	0,409	0,07785	0,63	0,37	393,46
8P- 2A	0,30	0,30	0,58	0,44	1,46	0,13	0,409	0,07785	0,63	0,37	393,46
7P- 2A	0,30	0,50	0,58	0,64	1,86	0,22	0,521	0,11815	0,59	0,41	393,46
6P- 2A	0,30	0,50	0,58	0,64	1,86	0,22	0,521	0,11815	0,59	0,41	393,46
5P- 2A	0,30	0,50	0,58	0,64	1,86	0,22	0,521	0,11815	0,59	0,41	393,46
4P- 2A	0,40	0,55	0,68	0,69	2,06	0,23	0,577	0,14294	0,60	0,40	393,46
3P- 2A	0,40	0,55	0,68	0,69	2,06	0,23	0,577	0,14294	0,60	0,40	393,46
2P- 2A	0,40	0,55	0,68	0,69	2,06	0,23	0,577	0,14294	0,60	0,40	393,46
1P- 2A	0,40	0,70	0,68	0,84	2,36	0,30	0,661	0,18276	0,57	0,43	393,46
PB- 2A	0,40	0,70	0,68	0,84	2,36	0,30	0,661	0,18276	0,57	0,43	393,46
TE - 1C	0,30	0,30	0,58	0,44	1,46	0,13	0,409	0,07785	0,63	0,37	393,46
10P - 1C	0,30	0,30	0,58	0,44	1,46	0,13	0,409	0,07785	0,63	0,37	393,46
9P- 1C	0,30	0,30	0,58	0,44	1,46	0,13	0,409	0,07785	0,63	0,37	393,46
8P- 1C	0,30	0,30	0,58	0,44	1,46	0,13	0,409	0,07785	0,63	0,37	284,26
7P- 1C	0,30	0,50	0,58	0,64	1,86	0,22	0,521	0,11815	0,59	0,41	284,26
6P- 1C	0,30	0,50	0,58	0,64	1,86	0,22	0,521	0,11815	0,59	0,41	284,26
5P- 1C	0,30	0,50	0,58	0,64	1,86	0,22	0,521	0,11815	0,59	0,41	284,26
4P- 1C	0,40	0,55	0,68	0,69	2,06	0,23	0,577	0,14294	0,60	0,40	284,26
3P- 1C	0,40	0,55	0,68	0,69	2,06	0,23	0,577	0,14294	0,60	0,40	284,26
2P- 1C	0,40	0,55	0,68	0,69	2,06	0,23	0,577	0,14294	0,60	0,40	284,26
1P- 1C	0,40	0,70	0,68	0,84	2,36	0,30	0,661	0,18276	0,57	0,43	284,26
PB- 1C	0,40	0,70	0,68	0,84	2,36	0,30	0,661	0,18276	0,57	0,43	284,26

Col.	a	b	w _u	Area	V _u	0,3·Mo	V _{u1}	V _c	Φ V _c	Obs. V _c >V _u
	(m)	(m)	(KN/m ²)	(m ²)	(KN)	(KN/m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
TE - 2A	0,30	0,30	13,076	23,925	179,879	118,039	1,00	1,7	1,24	VERIFICA
10P- 2A	0,30	0,30	13,076	23,925	179,879	118,039	1,00	1,7	1,24	VERIFICA
9P- 2A	0,30	0,30	13,076	23,925	179,879	118,039	1,00	1,7	1,24	VERIFICA
8P- 2A	0,30	0,30	13,076	23,925	179,879	118,039	1,00	1,7	1,24	VERIFICA
7P- 2A	0,30	0,50	13,076	23,925	179,879	118,039	0,76	1,7	1,24	VERIFICA
6P- 2A	0,30	0,50	13,076	23,925	179,879	118,039	0,76	1,7	1,24	VERIFICA
5P- 2A	0,30	0,50	13,076	23,925	179,879	118,039	0,76	1,7	1,24	VERIFICA
4P- 2A	0,40	0,55	13,076	23,925	179,879	118,039	0,64	1,7	1,24	VERIFICA
3P- 2A	0,40	0,55	13,076	23,925	179,879	118,039	0,64	1,7	1,24	VERIFICA

2P- 2A	0,40	0,55	13,076	23,925	179,879	118,039	0,64	1,7	1,24	VERIFICA
1P- 2A	0,40	0,70	13,076	23,925	179,879	118,039	0,55	1,7	1,24	VERIFICA
PB- 2A	0,40	0,70	13,076	23,925	179,879	118,039	0,55	1,7	1,24	VERIFICA
TE - 1C	0,30	0,30	13,076	23,925	179,879	118,039	1,00	1,7	1,24	VERIFICA
10P - 1C	0,30	0,30	13,076	23,925	179,879	118,039	1,00	1,7	1,24	VERIFICA
9P- 1C	0,30	0,30	13,076	23,925	179,879	118,039	1,00	1,7	1,24	VERIFICA
8P- 1C	0,30	0,30	13,076	23,925	179,879	85,2771	0,84	1,7	1,24	VERIFICA
7P- 1C	0,30	0,50	13,076	23,925	179,879	85,2771	0,64	1,7	1,24	VERIFICA
6P- 1C	0,30	0,50	13,076	23,925	179,879	85,2771	0,64	1,7	1,24	VERIFICA
5P- 1C	0,30	0,50	13,076	23,925	179,879	85,2771	0,64	1,7	1,24	VERIFICA
4P- 1C	0,40	0,55	13,076	23,925	179,879	85,2771	0,55	1,7	1,24	VERIFICA
3P- 1C	0,40	0,55	13,076	23,925	179,879	85,2771	0,55	1,7	1,24	VERIFICA
2P- 1C	0,40	0,55	13,076	23,925	179,879	85,2771	0,55	1,7	1,24	VERIFICA
1P- 1C	0,40	0,70	13,076	23,925	179,879	85,2771	0,47	1,7	1,24	VERIFICA
PB- 1C	0,40	0,70	13,076	23,925	179,879	85,2771	0,47	1,7	1,24	VERIFICA

Columnas de borde - corte a d/2 del ábaco											
Col.	a	b	b ₁	b ₂	b _o	c	A _c	J / c	Y _f	Y _v	M _o (KN/m)
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ³)			
2A	1,30	2,40	1,58	2,54	6,66	0,97	1,865	1,361	0,54	0,46	393,5
7A	1,30	2,40	1,58	2,54	6,66	0,97	1,865	1,361	0,54	0,46	284,3

Col.	a	b	w _u	Área	V _u	0,3·M _o	V _{u1}	V _c	Φ V _c	Obs. V _c >V _u
	(m)	(m)	(KN/m ²)	(m ²)	(KN)	(KN/m)	(MPa)	(MPa)	(KN)	
2A	1,30	2,40	13,08	23,9	179,88	118	0,14	1,7	1,24	VERIFICA
7A	1,30	2,40	14,51	23,9	199,66	85,28	0,14	1,7	1,24	VERIFICA

Columnas de borde - Aumentar la resistencia de corte												
Col.	a	b	V _u	Φ V _c	Obs.	A _v	A _v	ARMADURA				
	(m)	(m)	(MPa)	(MPa)	V _c >V _u	(cm ²)	por lado	φ	φ	φ	φ	SI
TE - 2A	0,30	0,30	1,00	1,24	SI	-0,004	-0,001	0φ	0	0,00	0,00	SI
10P- 2A	0,30	0,30	1,00	1,24	SI	-0,004	-0,001	0φ	0	0,00	0,00	SI
9P- 2A	0,30	0,30	1,00	1,24	SI	-0,004	-0,001	0φ	0	0,00	0,00	SI
10P - 1C	0,30	0,30	1,00	1,24	SI	-0,004	-0,001	0φ	0	0,00	0,00	SI
9P- 1C	0,30	0,30	1,00	1,24	SI	-0,004	-0,001	0φ	0	0,00	0,00	SI
8P- 1C	0,30	0,30	0,84	1,24	SI	-0,01	-0,002	0φ	0	0,00	0,00	SI

Fuente: Elaboración propia.

Armadura mínima por retracción y temperatura. –

En losas estructurales donde la armadura por flexión tiene un solo sentido, se debe colocar armadura normal a la armadura de flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura. Como en este caso las losas son en dos direcciones la función de esta armadura la cumple la armadura principal en su condición de perpendicularidad una con otra.

4.4.2. Análisis por viento.

Para comenzar con el diseño se deben obtener, diferentes parámetros básicos de diseño por cargas de viento.

Factor de dirección del viento, K_d . –

El viento debería ser considerado como procedente horizontalmente desde cualquier dirección, por lo tanto, la edificación tiene que ser analizada con el viento actuando paralelamente a sus dos direcciones principales. Para este factor se utiliza la siguiente tabla que presenta valores dados del factor K_d para cada tipo de estructura.

Tabla N° 34 – Valores del Factor de direccionalidad de viento.

Tipo de estructuras	Factor direccional
Edificios	
Sistema principal resistente a la fuerza de viento	0.85
Componentes y revestimientos	0.85
Cubiertas abovedadas	0.85
Chimeneas, tanques y estructuras similares	
Cuadradas	0.9
Hexagonales	0.95
Redondas	0.95
Carteles llenos	0.85
Torres reticuladas	
Triangular, cuadrada, rectangular	0.85
Toda otra sección transversal	0.95

Fuente: NORMA BOLIVIANA DEL VIENTO EN ESTUDIO (APNB 122500) ANTEPROYECTO DE NORMA BOLIVIANA (IBNORCA), Capítulo 5, Pg. 16, Tabla 5.3.4.

Categoría de Exposición. -

Existen cuatro clases de superficies de exposición, la elegida es la categoría B por las siguientes razones:

Categoría A: Grandes centros urbanos con al menos 50% de las edificaciones con alturas mayores a 20m.

Categoría B: Áreas urbanas o suburbanas, áreas con árboles u otros terrenos con numerosos espacios cortos que tengan el tamaño de una vivienda unifamiliar.

Categoría C: Áreas abiertas con construcciones dispersas con alturas menores a 10 m. Incluye terrenos de campo abierto y pastizales.

Categoría D: En esta categoría entran lugares que no estén en la Categoría B y C. Dentro de los que se encuentran áreas de agua, arena, terrenos lodosos, terrenos de sal y hielo que no se rompa.

Efectos Topográficos, Kzt. -

El Factor de Exposición. Kzt, representa la variabilidad de la presión de la velocidad del viento en el sitio de la estructura debido a lo siguiente:

- Altura por encima del nivel del terreno.
- Rugosidad del terreno, y
- En terreno ondulado, la forma y la pendiente del terreno.

Un Factor de Topografía de Viento, Kzt, será considerado cuando la estructura está ubicada sobre una colina o elevación capaz de incrementar la velocidad del viento de barlovento a 10 m por encima del nivel del terreno. Kzt será tomado como 1.0 si:

$$H/L_n < 0,2$$

$H < 9\text{ m}$ para Categoría de Exposición B.

$H < 18,0\text{ m}$ para Categoría de Exposición C.

Donde:

H = Altura de la colina,

L_n = Anchura de barlovento de la colina a media altura.

Coefficiente de exposición de presión de velocidad evaluado a una altura z (Kz). –

Los coeficientes de exposición de presión de la velocidad, K_h y K_z son funciones de la altura por encima del terreno de las categorías de exposición A, B, C, y D están definidas siguiente tabla.

Tabla N° 35 – Coeficiente de exposición de presión de velocidad.

Altura sobre el nivel del terreno, z (m)	EXPOSICIÓN					
	A		B		C	D
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1 y 2	Caso 1 y 2
0 - 5	0.68	0.33	0.72	0.59	0.87	1.05
6	0.68	0.36	0.72	0.62	0.90	1.08
7.50	0.68	0.39	0.72	0.66	0.94	1.12
10	0.68	0.44	0.72	0.72	1.00	1.18
12.50	0.68	0.48	0.77	0.77	1.05	1.23
15	0.68	0.51	0.81	0.81	1.09	1.27
17.50	0.68	0.55	0.84	0.84	1.13	1.30
20	0.68	0.57	0.88	0.88	1.16	1.33
22.50	0.68	0.60	0.91	0.91	1.19	1.36
25	0.68	0.63	0.93	0.93	1.21	1.38
30	0.68	0.68	0.98	0.98	1.26	1.43
35	0.72	0.72	1.03	1.03	1.30	1.47
40	0.76	0.76	1.07	1.07	1.34	1.50

Fuente: NORMA BOLIVIANA DEL VIENTO EN ESTUDIO (APNB 122500) ANTEPROYECTO DE NORMA BOLIVIANA (IBNORCA), Capítulo 5, Pg. 20, Tabla 5.5.4-1.

Efectos Dinámicos y Aeroelásticos (Efectos de Ráfaga). –

Para la definición de las presiones de viento, las edificaciones están clasificadas según la geometría de sus áreas expuestas en cuatro tipos Estructurales:

Tipo I: Edificaciones Cerradas con una razón de esbeltez menor que 5 o período natural menor que 1 s que son insensibles a ráfagas y otros efectos dinámicos de viento. También incluye edificaciones cerradas con planchas laminadas, con una o más fachadas abiertas (bodegas industriales, teatros, auditorium, etc.).

Tipo II: Edificaciones Abiertas con una razón de esbeltez menor que 5 o período natural menor que 1 s tales como torres, antenas sujetas o libres, tanques elevados, anuncios comerciales y pretilas.

Tipo III: Edificaciones particularmente sensibles a ráfagas de corta duración. Incluye todas las edificaciones consideradas como Tipo I o Tipo II pero con una razón de esbeltez mayor que 5 o período natural mayor que 1 s así como aquellas cuya geometría puede incluir vibraciones fuertes.

Tipo IV: Este grupo incluye todas las estructuras con problemas aerodinámicos específicos tales como techos suspendidos, formas aerodinámicas inestables, estructuras flexibles que tienen período natural cercanos unos a otros, etc.

Para superficies a favor del viento, la presión q_h (así como K_h) es tomada como constante a través de toda la altura y corresponde al valor calculado para una altura, h , igual a la altura media del techo para edificaciones Tipo I o para la altura total de la edificación para los otros tipos de edificación.

Las presiones p y fuerzas F del viento están relacionadas con la Presión del Viento Dinámica q , los Factores de Efecto de Ráfaga G_h y G_z y los

Coeficientes de Forma para presiones externa C_{pe} e interna C_{pi} así como C_f para techos de edificación abierta y estructuras que no son construcción.

Para estructuras rígidas el **Factor de Efecto de Ráfaga, G** , será tomado **como 0.85**. Aquí el período natural $T \leq 1$ segundo.

Factor de importancia. –

Las edificaciones están clasificadas en cuatro categorías de importancia:

Categoría I: Edificaciones y estructuras relacionadas cuyo fallo implica bajo riesgo para la vida humana incluyendo, pero no limitado a facilidades rurales, de almacenaje o temporales.

Categoría II: Edificaciones de ocupación normal o privadas (viviendas, oficinas, comercio, etc.). Adicionalmente, ésta incluye facilidades riesgosas no clasificadas como Categoría III si se asegura que cualquier daño o derrame tóxico puede ser controlado inmediatamente.

Categoría III: Facilidades riesgosas o edificaciones de alta ocupación públicas o privadas.

Categoría IV: Facilidades esenciales tales como hospitales, estaciones de bomberos y policía y albergues designados para huracanes.

Se asignará un factor de importancia a cada clase:

Categoría I: $I = 0.77$ o 0.87

Categoría II: $I = 1.0$

Categoría III: $I = 1.15$

Categoría IV: $I = 1.15$

Se asume que la fuerza de viento por unidad de área actúa estáticamente en una dirección normal a la superficie de la estructura o elemento excepto donde otras fueron especificadas, Ej. Con fuerzas funcionales tangenciales.

Ambas fuerzas internas y externas deben ser consideradas.

La resonancia puede amplificar las respuestas a las fuerzas sobre ciertas estructuras sensibles al viento. Tales estructuras están caracterizadas por su ligereza, flexibilidad y bajo nivel de amortiguamiento estructural.

Presión (Interna y Externa). –

Para estimar el coeficiente de presión interna, las edificaciones están clasificadas como Cerradas, Parcialmente Cerradas o abiertas.

La presión de diseño, p , para sistemas primarios en estructuras Cerradas o Parcialmente Cerradas se define mediante la siguiente ecuación que toma en consideración las presiones internas.

- Edificación Rígida de cualquier altura:

La presión de diseño, p , para sistemas primarios en edificaciones Cerradas o Parcialmente Cerradas no será menor que 480 N/m².

Para sistemas secundarios en edificaciones Cerradas o Parcialmente Cerradas, la presión de diseño p se define como:

$$P = q_h [(GC_p) - (GC_{pi})] \text{ para estructuras con } h \leq 18 \text{ m.}$$

$$P = q [(GC_p) - (GC_{pi})] \text{ para estructuras con } h > 18 \text{ m.}$$

(22)

Para sistemas primarios o secundarios en edificaciones Abiertas, p está dada por la expresión:

$$P = q_z G C_p \quad (23)$$

$G C_{pi}$: será determinada basada en la clasificación de encerramiento de la edificación.

Coefficiente de Presión interna. -

Una vez obtenida la clasificación de recinto del edificio se procede a calcular el coeficiente de presión interna que se lo puede obtener de la siguiente tabla:

Tabla N° 36 – Coeficiente de presión interna.

Clasificación de Recinto	($G C_{pi}$)
Edificios abiertos	0.00
Edificios parcialmente cerrados	+0.55 -0.55
Edificios cerrados	+0.18 -0.18

Fuente: NORMA BOLIVIANA DEL VIENTO EN ESTUDIO (APNB 122500) ANTEPROYECTO DE NORMA BOLIVIANA (IBNORCA), Capítulo 7, Pg. 31, Tabla 7.2.1-1.

Coefficiente de Presión externa. –

Los factores de presión, C_p de las dos últimas expresiones, se determina según el tipo y forma de la construcción. En el caso de edificios y construcciones cerradas se consideran los coeficientes de presión normal cerradas se consideran los coeficientes de presión normal a la superficie expuesta.

Tabla N° 37 – Coeficiente C_p para construcciones cerradas.

Descripción	C_p
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento*	-0.4
Paredes Laterales	-0.8
Techos planos	-0.8
Techos inclinados lado de sotavento	-0.7
Techos inclinados lado de barlovento **	$-0.8 < 0.04\theta - 1.6 < 1.8$

* La succión se considerará constante en toda la altura de la pared de sotavento y se calculará para un nivel z igual a la altura media del edificio.

** Θ es el ángulo de inclinación del techo en grados.

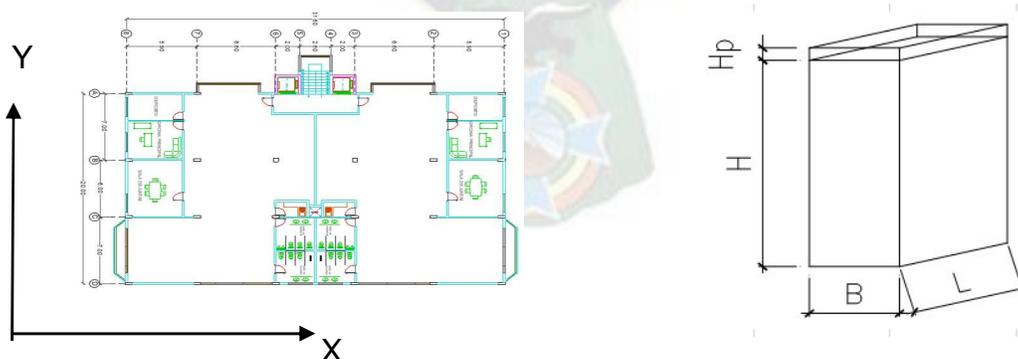
Fuente: NORMA BOLIVIANA DEL VIENTO EN ESTUDIO (APNB 122500) ANTEPROYECTO DE NORMA BOLIVIANA (IBNORCA), Capítulo 7, Pg. 31, Tabla 7.2.1-2.

Tabla N° 38 – Parámetros básicos de diseño.

Categoría de exposición (B, C o D, ASCE 7-10 26.7.3):	B			
Factor de importancia (ASCE 7-10 Tabla 1.5-2):	$I_w =$	1,000	Para todas las categorías	
Velocidad básica de viento (ASCE 7-10 26.5.1):	$V =$	65,319	Mph	= 29,2 m/s
Factor topográfico (ASCE 7-10 26.8 y Tabla 26.8-1):	$K_{zt} =$	1,000	Flat	
Número de Pisos:	11,000			
Altura de cada piso:	$h =$	10,335	= 3,15	m
Altura del edificio al techo:	$H =$	124,0	Ft	= 37,80 m
Altura del parapeto:	$H_P =$	0	Ft	
Longitud del edificio:	$L =$	103,675	Ft	= 33,6 m
Ancho del edificio:	$B =$	65,617	Ft	= 20,0 m
Frecuencia natural (ASCE 7-10 26.9):	$n_1 =$	0,955	Hz, (1 / T)	

Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.4.2-1 – Parámetros básicos de diseño.



Fuente: Elaboración propia.

Análisis:

Presión de la velocidad del viento. -

$$q_z = 0.00256 K_z K_{zt} K_d V^2 \quad (24)$$

Donde:

q_z = presión de la velocidad del viento calculada a la altura z (ASCE 7-10, Eq. 27.3-1, pag. 260 y Eq. 30.3-1 pag.316)

$$\rho_{\min} = 16 \quad (\text{ASCE 7-10, 27.4.7})$$

K_z = coeficiente de exposición de presión de la velocidad evaluada a la altura, z . (ASCE 7-10, Tab. 27.3-1, pág. 261)

$$K_z = 2,01 \cdot (z/z_g)^{2/\alpha} \quad \text{Para } 15 \text{ ft} \leq z \leq z_g \quad (\alpha \text{ y } z_g, \text{ de la ASCE 7-10, Tab. 26.9.1})$$

Para categoría de exposición B se tiene:

$$\alpha = 7$$

$$z_g = 1200 \text{ ft}$$

K_d = factor de direccionalidad del viento. (ASCE 7-10, Tab. 26.6-1, para la construcción, pág. 250)

$$K_d = 0,85$$

z = altura sobre la tierra

Tabla N° 39 – Presión de la velocidad del viento calculada a la altura z .

z(ft)	124,016	113,681	103,346	93,012	82,677	72,343	62,008
K_z	1,051	1,025	0,998	0,968	0,936	0,901	0,862
$q_z(\text{psf})$	9,757	9,517	9,261	8,987	8,689	8,364	8,004

z(ft)	62,008	51,673	41,339	31,004	20,669	10,335	0,000
K_z	0,862	0,818	0,768	0,707	0,630	0,570	0,570
$q_z(\text{psf})$	8,004	7,597	7,128	6,566	5,848	5,292	5,292

Fuente: Elaboración propia.

Presión de diseño para el sistema principal de fuerza resistente de viento. -

$$p = q G C_p - q_h (G C_{pi}) \quad (25)$$

Donde:

p = presión en la superficie para edificio rígido con todo h . (ASCE 7-10, Eq. 27.4-1, pág. 260).

$q = q_z$ para barlovento pared de altura z sobre el terreno, ver tabla de arriba.

G_{Cpi} = coeficiente de presión interna. (ASCE 7-10, Tab. 26.11-1, edificio abierto, pág. 258).

$$G_{Cpi} = 0$$

$q_h = q_z$ valor a la altura de la azotea media, h , para pared de sotavento, paredes laterales y techo.

C_p = coeficiente de presión externa. Vea abajo las tablas (ASCE 7-10, Tab. 27.4-1, pág. 263).

G = factor de efecto de ráfaga. (ASCE 7-10 26.9, pág. 254).

$$G = \begin{cases} 0,925 \left(\frac{1 + 1,7Iz \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1,7g_v I z} \right); \text{ para } n_1 < 1,0 \\ 0,925 \left(\frac{1 + 1,7g_Q I z Q}{1 + 1,7g_v I z} \right); \text{ para } n_1 \geq 1,0 \end{cases} \quad (26)$$

Tabla N° 40 – Presión de diseño para el sistema principal de fuerza resistente de viento.

Iz = 0,26198	z = 74,409	Q _B = 0,319
z _{min} = 30,000	g _Q = 3,400	Lz = 419,619
c = 0,300	l = 320,000	ε̄ = 0,333
g _R = 4,179	β = 0,050	η _h = 10,317
η _B = 5,459	η _L = 28,875	N ₁ = 7,589
R _η = 0,039	ᾱ = 0,250	h = 124,016
V _z = 52,827	g _v = 3,400	b̄ = 0,450
R _L = 0,034	R _B = 0,166	R _h = 0,092
R = 0,080678956	Q _L = 0,280	

Fuente: Elaboración propia.

Para $n_1 < 1,0$: $G_B = 0,554$ $G_L = 0,5334$

Tabla N° 41 – Coeficiente de presión externa.

Muro	Dirección	L / B	C _p
Pared a barlovento	Todas	Todas	0,800
Pared a sotavento	Para dir L	0,633	-0,500
Pared a sotavento	Para dir B	1,580	-0,384
Paredes laterales	Todas	Todas	-0,700

Viento en "X"
Viento en "Y"

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 42 – ACCIONES DEL VIENTO EN EL SENTIDO LONGITUDINAL "X"

NIVEL	COTA	Presión de diseño para el sistema principal de fuerza resistente de viento.									
		Nº	Z	Kz	qz	P _{barlovento}	P _{sotavento}	P _{pared lateral}	P	P	F _{calculo}
	ft	-	psf	psf	psf	psf	psf	psf	N/m2	N/m	KN/m
CUB.	124,02	1,051	9,76	4,16	-2,13	-2,99	6,30	307,85	10344	10,34	
10	113,68	1,025	9,52	4,06	-2,13	-2,99	6,20	302,86	10176,0	10,18	
9	103,35	0,998	9,26	3,95	-2,13	-2,99	6,09	297,52	9996,8	10,00	
8	93,01	0,968	8,99	3,83	-2,13	-2,99	5,97	291,80	9804,3	9,80	
7	82,68	0,936	8,69	3,71	-2,13	-2,99	5,84	285,59	9595,9	9,60	
6	72,34	0,901	8,36	3,57	-2,13	-2,99	5,70	278,81	9367,9	9,37	
5	62,01	0,862	8,00	3,42	-2,13	-2,99	5,55	271,29	9115,3	9,12	
4	51,67	0,818	7,60	3,24	-2,13	-2,99	5,38	262,82	8830,6	8,83	
3	41,34	0,768	7,13	3,04	-2,13	-2,99	5,18	253,03	8501,7	8,50	
2	31,00	0,707	6,57	2,80	-2,13	-2,99	4,94	241,30	8107,5	8,11	
1	20,67	0,630	5,85	2,50	-2,13	-2,99	4,63	226,31	7604,2	7,60	
PB	10,33	0,57	5,29	2,26	-2,13	-2,99	4,39	214,72	7214,7	7,21	
PISO	0,00	0,57	5,29	2,26	-2,13	-2,99	4,39	214,72	7214,7	7,21	
1psf =	47,88	N/m2									

NIVEL	COTA	PRESIONES	F. CALCULO	SOLICITACIONES		
				Nº	Z	P
	m	N/m2	N/m	KN/m	KN	KN-m
CUB.	37,80	307,85	969,7	0,970	32,58	1231,647
10	34,65	302,86	954,0	0,954	32,05	1110,684
9	31,50	297,52	937,2	0,937	31,49	991,933
8	28,35	291,80	919,2	0,919	30,88	875,550
7	25,20	285,59	899,6	0,900	30,23	761,722
6	22,05	278,81	878,2	0,878	29,51	650,672
5	18,90	271,29	854,6	0,855	28,71	542,682
4	15,75	262,82	827,9	0,828	27,82	438,109
3	12,60	253,03	797,0	0,797	26,78	337,434
2	9,45	241,30	760,1	0,760	25,54	241,341
1	6,30	226,31	712,9	0,713	23,95	150,905
PB	3,15	214,72	676,4	0,676	22,73	71,588
PISO	0,00	214,72	676,4	0,676	22,73	0,000

Fuente: Elaboración propia.