

CAPÍTULO I
ANTECEDENTES

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1 EL PROBLEMA

Según los datos obtenidos en el censo realizado por el Instituto Nacional de Estadística en las últimas décadas la ciudad de Tarija ha tenido un crecimiento poblacional del 1.9 %, valor que supera considerablemente otras regiones del país, lo que trajo como consecuencia una crisis de la vivienda social por el desproporcionado déficit habitacional para la población de escasos recursos ya que solamente existen un total de 143.124 viviendas particulares para un total de 391.226 habitantes del departamento.

Los planteamiento para resolver la crisis de la vivienda social, han sido normados por el gobierno central, mediante una débil política de crédito social, aspecto que ha generado el origen de barrios marginales sin servicios básicos ya que solamente el 53.4% de las viviendas cuentan con alcantarillado sanitario generando un desarrollo caótico de la ciudad con construcciones informales y de baja calidad.

A esto se debe sumar que solamente un 3.1% de la población vive en departamentos, indicador de que los intentos realizados concentran las soluciones en la vivienda unifamiliar, generando la ocupación del área urbana con muy baja densidad, lo que incrementa los costos de la vivienda por la infraestructura y los servicios básicos, haciendo prácticamente inalcanzable el terreno destinado a la construcción de la vivienda social.

Frente a esta situación es necesario el surgimiento de ideas renovadas que mejoren la cantidad y la calidad de la vivienda social, mediante la propuesta de diseño y construcción de edificios de vivienda social multifamiliar.

1.1.1 PLANTEAMIENTO

Existe un alto déficit de vivienda social en la ciudad de Tarija. Las causas principales que originan esta situación son los altos costos de los terrenos y de la construcción, ausencia de proyectos de edificios de vivienda social multifamiliar y preferencia por proyectos de vivienda social unifamiliar, correlación de costos entre vivienda social unifamiliar y

multifamiliar, desinterés institucional público y privado para generar un programa autónomo de vivienda social y asignar recursos, y la falta de fuentes de trabajo y bajos salarios.

Si se mantiene la situación actual se corre el riesgo de incrementar seriamente la cantidad de habitantes sin vivienda, disponer de mayor superficie de terreno para menos familias, disponer de pocas viviendas de alto costo y baja calidad, la existencia de hacinamiento en las viviendas y enfermedades masivas, de la misma manera, asentamientos ilegales en áreas sin infraestructura y servicios básicos que generen caos urbano y conflictos sociales.

1.1.2 FORMULACIÓN

El déficit habitacional en la ciudad de Tarija se reducirá con menor costo mediante la construcción de edificios multifamiliares de vivienda social.

1.1.3 SISTEMATIZACIÓN

Las alternativas propuestas, serán estudiadas desde el punto de vista del diseño estructural, de las edificaciones, cómputos métricos, volúmenes de obra y presupuesto, para proceder con una comparación de las alternativas y tomar la decisión sobre la más adecuada.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 GENERAL

Realizar el Diseño Estructural de un edificio de vivienda social multifamiliar en propiedad horizontal para reducir el déficit habitacional de la población de menores recursos en la ciudad de Tarija.

1.2.2 ESPECÍFICOS

- Proponer alternativas de edificación para vivienda social.
- Establecer criterios para simplificar el diseño de los elementos constitutivos de la propuesta estructural.
- Estimar los costos de construcción de viviendas sociales unifamiliar y multifamiliar.

- Comparar los costos de un edificio para vivienda social multifamiliar y para una vivienda social unifamiliar.

1.3 JUSTIFICACIÓN

1.3.1 ACADÉMICA

Profundizar en los conocimientos académicos adquiridos en la elaboración de proyectos de edificios para vivienda en el diseño estructural, cálculo de volúmenes, costos de construcción, y otros.

1.3.2 TÉCNICA

En edificios de vivienda social multifamiliar, se requiere superficies menores y luces menores que disminuyen las solicitaciones en la estructura, dando como resultados elementos de menores dimensiones y por tanto de menor costo.

Tarija presenta elevados índices de pobreza y grandes diferencias en las condiciones de vida entre los sectores de la población, privilegiando a los de mayores ingresos frente a los de menores ingresos con el correspondiente impacto en el hábitat del ciudadano.

El déficit habitacional es mayor en la población más vulnerable, tanto urbana como rural. Este aspecto se manifiesta en el déficit cuantitativo (carencia absoluta de vivienda) y en el déficit cualitativo (mala calidad de la vivienda).

Casi la totalidad de la población que cuenta con vivienda propia, es por el resultado de esfuerzo propio, lo que genera también un alto porcentaje de déficit cualitativo.

La mayoría de la vivienda propia está constituida por casas unifamiliares y un porcentaje muy bajo vive en departamentos.

El alto porcentaje de población que no cuenta con vivienda propia, accede en su mayoría al inquilinato y en menor porcentaje al anticrético. Algunos habitantes acceden a la vivienda por cesión de parentesco, otros por alquiler de habitaciones sueltas y muy pocos en departamentos.

Es importante destacar que la mayor parte del territorio urbano de la ciudad de Tarija está ocupado por viviendas unifamiliares lo que ocasiona un muy bajo aprovechamiento del territorio, agudizando el problema económico que coarta gravemente el derecho a la vivienda propia y en muchos casos, sin acceso a servicios básicos.

A esto se suma la informalidad en la construcción por no considerar la normativa del Plan de Ordenamiento Territorial, el que por ser exigente, es eludido por la población con serias repercusiones en el acceso al crédito de vivienda.

1.4 MARCO DE REFERENCIA

Para el desarrollo del proyecto se ha elaborado un marco de referencia basado en información secundaria y por tratarse de un proyecto de alto contenido social, esta información corresponde principalmente al marco institucional gubernamental tanto nacional como departamental.

También se ha considerado la información secundaria de algunas instituciones privadas relacionadas con el tema.

1.4.1 CONCEPTUAL

Se deja claramente establecido el siguiente marco conceptual:

- **Vivienda unifamiliar**, se refiere a la vivienda habitada por una sola familia.
- **Vivienda multifamiliar**, se refiere a la vivienda habitada por varias familias.
- **Vivienda Social**, se refiere a la vivienda unifamiliar y/o multifamiliar de bajo costo que cumple una función social.

1.4.2 ESPACIAL

El Plan Municipal de Ordenamiento Territorial del Gobierno Municipal, ha destinado para la ciudad de Tarija, cuatro áreas para planes de viviendas de carácter social, para ciudadanos de bajos ingresos

Sin embargo, el acuerdo entre el Plan de Ordenamiento Territorial del Gobierno Municipal y en Plan de Vivienda Social (PVS) de comprar estos terrenos no se concretó por lo que el

PVS tomó interés en un terreno de 10 000 m² ubicado sobre la carretera del barrio San Luis, el cual será el espacio físico donde se realizará el proyecto.

1.5 ALCANCE DEL PROYECTO

El alcance propuesto permitirá demostrar que el déficit habitacional en la ciudad de Tarija se reducirá con menor costo mediante la construcción de edificios multifamiliares de vivienda social.

De acuerdo a esta afirmación, seguidamente se detallan las consideraciones de diseño, el análisis de las alternativas de solución, los resultados esperados y el aporte académico del proponente.

1.5.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Para el diseño, se ha considerado un terreno de interés para el Plan de Vivienda Social que se encuentra en la ciudad de Tarija en el barrio San Luis.

Los parámetros para el diseño son los que corresponden a un diseño clásico aplicado a la vivienda multifamiliar de carácter social, tales como la topografía, resistencia del suelo, análisis de cargas, dimensionamiento de la estructura y otros.

1.5.2 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

Por los anteriores aspectos se plantean dos alternativas:

- ALTERNATIVA 1.- Diseño de un modelo de edificio de vivienda social multifamiliar.
- ALTERNATIVA 2.- Análisis de un modelo de vivienda social unifamiliar.

Para la alternativa 1 se realizarán las siguientes tareas:

Se partirá de un diseño arquitectónico modelo, tipo social multifamiliar.

El planteamiento estructural estará basado en pequeñas superficies, luces cortas, bajas solicitaciones y por ende los elementos estructurales no serán de gran dimensión.

Se procederá al diseño estructural del mismo en sus componentes de zapatas, columnas, vigas, losas, escaleras y demás elementos estructurales.

Se asumirán por comparación con otros edificios de vivienda, los elementos constitutivos de las ingenierías hidrosanitaria, eléctricas y de instalaciones especiales (gas y otros).

Se establecerán en detalle los ítems que constituyen el proyecto.

Con la anterior información, se estimará para cada ítem las cantidades y volúmenes de obra, se procederá con la elaboración del presupuesto.

Con el resultado final del presupuesto y con los costos del terreno, se realizará la comparación con la alternativa 2.

Para la alternativa 2, se realizarán las siguientes tareas:

De acuerdo a la experiencia de construcción de la vivienda social en la ciudad de Tarija, se partirá de un diseño arquitectónico ya existente, proporcionado por el PVS y se establecerán los ítems que constituyen el proyecto.

Se estimarán para cada ítem, las cantidades y volúmenes de obra, se procederá a la elaboración del presupuesto.

Con el resultado final del presupuesto y con los costos del terreno, se establecerán parámetros unitarios de comparación con la alternativa 1.

1.5.3 RESULTADOS A LOGRAR

Los resultados a lograr son los siguientes:

- Diseño y cálculo estructural de un edificio de 4 plantas. Memoria de cálculo, planos estructurales generales y de detalle.
- Estudio de suelos para edificaciones.
- Listado de los ítems del edificio.
- Cantidades y volúmenes de los ítems.

- Presupuesto general.
- Análisis comparativo de los costos de un edificio para vivienda social multifamiliar y de una vivienda social unifamiliar.

1.5.4 APORTE ACADÉMICO DEL ESTUDIANTE

Análisis comparativo con aplicación de las normas CBH – 87 y NB – 1225001 estableciendo similitudes y diferencias, para el diseño a compresión en pilares.

CAPÍTULO 2
MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

Este capítulo comprende el marco teórico de los conceptos con los cuales se trabajará en el desarrollo del presente trabajo.

2.1 INFORMACIÓN BÁSICA.

2.1.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El levantamiento topográfico consiste en llevar a cabo la descripción de un terreno para poder determinar la posición relativa del mismo entre varios puntos sobre un plano horizontal, aspecto que se realiza mediante un método llamado planimetría.

Otro objetivo es determinar la altura entre varios puntos en relación con un plano horizontal definido. Esto se lleva a cabo mediante la nivelación directa con la cual es posible trazar planos y mapas que describen las diferencias de altura de los relieves o de los elementos que se encuentran en el lugar.

Los resultados obtenidos en un levantamiento topográfico serán utilizados como base para la ubicación de una obra civil sobre el terreno.

2.1.2 ESTUDIO DE SUELOS

El estudio de suelos es un conjunto de actividades que permiten establecer las propiedades entre partículas de la corteza terrestre de distinta naturaleza, tales como la granulometría, humedad, cohesión, resistencia y otras propiedades de los suelos en general, con el fin de asegurar la interacción del suelo con la estructura, aspecto fundamental para el diseño de las cimentaciones.

2.1.3 DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico es el conjunto de planos, dibujos y esquemas utilizados para establecer los diferentes elementos de la edificación antes de ser construida. En un concepto más amplio, la arquitectura para una edificación, comprende la distribución de usos y espacios, la manera de utilizar los materiales y tecnologías, y la elaboración del conjunto de planos con detalles y perspectivas.

2.2 BASES DE CÁLCULO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural, es un proceso mediante el cual se le da forma a un sistema estructural para que cumpla una función determinada con un grado de seguridad razonable y que en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado.

Este proceso lleva a la determinación de la respuesta del sistema estructural ante la sollicitación de las acciones externas que puedan incidir sobre dicho sistema. La respuesta de una estructura o de un elemento es su comportamiento bajo una acción determinada, está en relación a sus propias características y puede expresarse como deformaciones, agrietamiento, vibraciones, esfuerzos, reacciones y otros.

Para obtener la respuesta del sistema estructural a las acciones externas, a continuación se conceptualizan los siguientes aspectos: idealización de la estructura, cargas de diseño y el dimensionamiento de los elementos.

2.2.1 IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

El concepto de la idealización de la estructura consiste en seleccionar un modelo teórico y analítico factible, el cual será establecido en base a los siguientes modelos:

- **Modelo geométrico:** Es un esquema que representa las principales características geométricas de la estructura con todos sus elementos.
- **Modelo de las condiciones de continuidad en los elementos:** Establece cómo cada elemento está conectado a sus adyacentes y cuáles son las condiciones de apoyo de la estructura.
- **Modelo de las acciones impuestas.** Establece las acciones que afectan a la estructura para una condición de funcionamiento definida, se representa por fuerzas y/o deformaciones impuestas.

- **Modelo del comportamiento de los materiales.** Supone una relación acción - respuesta o esfuerzo - deformación del material que compone la estructura.

2.2.2 DETERMINACION LAS CARGAS DE DISEÑO

Las cargas y otras acciones que introducen esfuerzos en la estructura, están definidas en general por las normas y/o reglamentos de la construcción y es obligación del proyectista sujetarse a ellos con el objetivo de crear una estructura estable y confortable.

En el presente trabajo se utilizarán las siguientes normas: NORMA BOLIVIANA DEL HORMIGON ARMADO CBH – 87, la norma española INSTRUCCIÓN DE HORMIGON ESTRUCTURAL EHE – 08 y norma española MV-101-1962 (*CARGAS SOBRE EDIFICACIONES*)

2.2.3 DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS

En esta etapa se define a detalle los elementos de la estructura y se revisa si se cumple con los requisitos de seguridad adoptados. Se pueden suponer las siguientes dos fases:

2.2.3.1 PRIMERA FASE: PREDIMENSIONAMIENTO

Como indica su nombre, es un dimensionamiento previo de los elementos que constituyen la estructura, basado en las normas establecidas.

El predimensionamiento estima las dimensiones de los elementos que se analizan para obtener las solicitaciones debido a las cargas actuantes sobre los mismos.

2.2.3.2 SEGUNDA FASE: DIMENSIONAMIENTO

En caso de que las secciones de los elementos definidas en el pre dimensionamiento no soporten las solicitaciones se debe RE – DIMENSIONAR dichos elementos hasta llegar a una sección que asegure la *estabilidad y confortabilidad* de la estructura.

Normalmente para obtener las secciones finales, se realizan más de uno o dos dimensionamientos de los elementos. (Es un proceso de iterativo).

2.3 METODOLOGÍA DE DISEÑO

Debido a que la estructura es sencilla y sus elementos se encuentran con dimensiones comúnmente utilizadas (vigas y soportes rectangulares), la metodología de diseño a utilizar es la del ESTADO ÚLTIMO BAJO SOLICITACIONES NORMALES y los cálculos serán realizados por MÉTODOS ADIMENSIONALES Y SIMPLIFICADOS.

Para aplicar ésta metodología de diseño se consideran cinco dominios en los que pueden actuar los elementos estructurales, los que se explican a continuación.

2.3.1 DOMINIO 1

Corresponde al diseño por tracción simple o compuesta. Un elemento se encuentra en esta condición cuando la sollicitación predominante es un esfuerzo axial de tracción, es decir, todo el elemento se encuentra en estado de tracción.

Éste es el caso de elementos donde la armadura trabaja a su máximo alargamiento y el hormigón no resiste esfuerzo alguno.

2.3.2 DOMINIO 2

Corresponde al diseño por flexión simple o compuesta.

Un elemento se encuentra en esta condición cuando la sollicitación predominante es el momento, presentando el elemento una zona traccionada y otra comprimida.

En este caso, el elemento presenta la armadura en su situación límite de alargamiento y el hormigón no llega a alcanzar su límite de compresión a rotura.

En este dominio, el elemento se encuentra sobredimensionado y se recomienda disminuir el tamaño de la sección para lograr un mejor aprovechamiento del hormigón.

2.3.3 DOMINIO 3

Corresponde al diseño por flexión simple o compuesta.

Un elemento se encuentra en esta condición cuando la sollicitación predominante es el momento, presentando el elemento una zona traccionada y otra comprimida.

En este caso, el elemento presenta la armadura en su situación límite de alargamiento y el hormigón en su situación límite de compresión a rotura. Es decir, ambos elementos se encuentran en su estado límite de rotura.

En este dominio, se logra el máximo aprovechamiento posible de ambos materiales trabajando simultáneamente, motivo por el cual, cuando las secciones estén trabajando a flexión simple o flexión compuesta, la situación óptima es que se encuentren en EL DOMINIO 3

2.3.4 DOMINIO 4

El dominio 4 también puede presentarse en situaciones de flexión simple o flexión compuesta.

En este dominio, el hormigón en el borde comprimido de la sección se encuentra siempre trabajando en el límite de compresión a rotura, en tanto que el acero de la zona traccionada tiene un alargamiento inferior al de su límite a rotura. Por lo tanto no existe un óptimo aprovechamiento del acero.

2.3.5 DOMINIO 5

Corresponde al diseño por compresión simple y compuesta.

En la situación de *compresión simple* la solicitación de la sección se reduce a un esfuerzo axial de compresión centrado que conduce a que toda la sección se encuentre comprimida.

En *compresión compuesta* la solicitación está integrada por un esfuerzo axial de compresión y un momento flector donde el efecto del axial de compresión predomina sobre el momento y la sección se encuentra globalmente comprimida.

En este dominio, el hormigón trabaja a su máxima resistencia mientras que el acero no tiene exigencias de tracción.

2.4 PARÁMETROS DE DISEÑO

2.4.1 CAPACIDAD MECANICA DEL ACERO

Se llama Capacidad Mecánica “Us” de una armadura al producto del área de su sección (As) por su resistencia de cálculo (fyd), es decir:

$$Us = As * f_{yd}$$

La siguiente tabla muestra los valores de Us para las barras corrugadas del acero B-400 que es el tipo de acero que se usará en este proyecto considerando un factor de seguridad (γs) de 1.15

Tabla N° 1: Capacidad mecánica del acero (KN)

$$f_{yk} = 400 \text{ N/mm} \quad \gamma_s = 1.15$$

$$f_{yd} = 347.83 \text{ N/mm}$$

DIÁMETRO	Numero de Barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	9,8	19,7	29,5	39,3	49,2	59	68,8	78,7	88,5	98,3
8	17,5	35	52,5	69,9	87,4	104,9	122,4	139,9	157,4	174,8
10	27,3	54,6	82	109,3	136,6	163,9	191,2	218,5	245,9	273,2
12	39,3	78,7	118	157,4	196,7	236	275,4	314,7	354	393,4
14	53,5	107,1	160,6	214,2	267,7	321,3	374,8	428,3	481,9	535,4
16	69,9	139,9	209,8	279,7	349,7	419,6	489,5	559,5	629,4	699,3
20	109,3	218,5	327,8	437,1	546,4	655,6	764,9	874,2	983,5	1092,7
25	170,7	341,5	512,2	683	853,7	1024,4	1195,2	1365,9	1536,6	1707,4
32	279,7	559,5	839,2	1119	1398,7	1678,4	1958,2	2237,9	2517,6	2797,4
40	437,1	874,2	1311,3	1748,4	2185,5	2622,5	3059,6	3496,7	3933,8	4370,9

Fuente: Jiménez Montoya – HORMIGÓN ARMADO

Para el diseño simplificado de secciones rectangulares se ha establecido de manera universal la siguiente tabla N° 2 que facilita notablemente la resolución de los problemas más corrientes al estimar los factores de cálculo, momento reducido y cuantía mecánica en base al momento de agotamiento.

La tabla N° 2 mencionada corresponde a secciones rectangulares sometidas a flexión simple o compuesta (dominios 2 y 3). En el caso más elemental de flexión simple sin armadura de compresión, la tabla proporciona directamente los valores de la *cuantía mecánica* (ω), en función del *momento reducido* (μ). Al mismo tiempo el momento reducido (μ) se calcula en base al momento de agotamiento (M_u).

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \omega = \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

Donde:

μ = Momento reducido.

ω = Cuantía mecánica.

M_u = Momento de Agotamiento.

Las resistencias de cálculo del hormigón y acero son f_{cd} y f_{yd} respectivamente.

Tabla N° 2: Valores universales de μ y ω para flexión simple

μd	ωs	
0,04	0,0414	DOMINIO 2
0,06	0,0627	
0,07	0,0735	
0,08	0,0844	
0,09	0,0953	
0,1	0,1064	
0,11	0,1177	
0,12	0,1291	
0,13	0,1407	
0,14	0,1524	
0,15	0,1643	
0,16	0,1762	
0,17	0,1884	
0,18	0,2008	
0,1872	0,2098	DOMINIO 3
0,19	0,2134	
0,2	0,2263	
0,21	0,2395	
0,22	0,2529	
0,23	0,2665	
0,24	0,2804	
0,25	0,2946	
0,26	0,3091	
0,27	0,3239	
0,28	0,3391	
0,29	0,3546	
0,2961	0,3643	
0,3	0,3706	
0,31	0,3869	
0,32	0,4038	
0,33	0,4211	
0,34	0,439	
0,35	0,4576	
0,36	0,4768	
0,37	0,4968	

Fuente: Jiménez Montoya – HORMIGÓN ARMADO

Como se puede observar en la tabla anterior existe una zona sombreada que corresponde a posiciones de la fibra neutra con profundidades relativas (ξ) mayores a $\xi=0.45$ y momentos reducidos mayores a $\mu=0.2961$, valores límites que son recomendables NO superar ya que a partir de esa profundidad, el dimensionamiento de la sección sólo con armadura de tracción proporciona secciones poco dúctiles, es decir que si sobrepasan su resistencia, pueden quebrarse súbitamente.

Es importante destacar que la ductilidad de un acero sometido a tracción es la capacidad para deformarse bajo carga, sin romperse, una vez superado el límite elástico.

2.4.2 PANDEO Y ESBELTEZ

En el análisis de la esbeltez y el pandeo, tratándose de pilares, se deben considerar las siguientes condiciones:

El elemento se considera Intraslacional, cuando desde el punto de vista de la estabilidad en conjunto se desprecian los desplazamientos transversales (efectos de 2do orden). Para este tipo de elementos no es necesario verificar el efecto de pandeo.

El elemento se considera Traslacional, cuando desde el punto de vista de la estabilidad en conjunto se deben considerar los desplazamientos transversales (efectos de 2do orden). Para este tipo de elementos sí es necesario verificar el efecto de pandeo.

2.4.2.1 LONGITUD DE PANDEO. (ℓ_o)

La longitud de pandeo se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre los puntos de momento nulo del mismo.

La longitud de pandeo (ℓ_o) de los soportes aislados es función de las rigideces relativas de las vigas y pilares que concurren en los nudos extremos del elemento en compresión considerado y se pueden determinar mediante la expresión:

$$\ell_o = \alpha * \ell$$

Donde:

ℓ_o = Longitud de pandeo

ℓ = Longitud del elemento.
 α = Coeficiente que depende del tipo de empotramiento.

El valor del coeficiente α puede obtenerse de la siguiente tabla:

Tabla N° 3: Longitud de Pandeo l_0

LONGITUD DE PANDEO $l_0 = \alpha l$ DE LAS PIEZAS AISLADAS

SUSTENTACION DE LA PIEZA DE LONGITUD l	Valor del coeficiente " α "
Un extremo libre y otro empotrado	2
Ambos extremos articulados	1
Ambos extremos empotrados, pero con libre desplazamiento normal a la directriz	
Un extremo con articulación fija y el otro empotrado	0,7
Ambos extremos empotrados	0,5

Fuente: Jiménez Montoya – HORMIGÓN ARMADO

2.4.2.2 ESBELTEZ

Se consideran dos tipos de esbeltez: la geométrica y la mecánica

Se define como *esbeltez geométrica* (λ_g) de una pieza de sección constante, a la relación entre la *longitud de pandeo* (ℓ_0) y la dimensión (h) de la sección en el plano de pandeo.

$$\lambda_g = \frac{\ell_0}{h}$$

Se define como *esbeltez mecánica* (λ_m) a la relación entre la longitud de pandeo (ℓ_0) y el radio de giro (i_c) de la sección en el plano de pandeo.

$$\lambda_m = \frac{\ell_0}{i_c}$$

El radio de giro (i_c) de la sección en el plano de pandeo se calcula la siguiente relación:

$$i_c = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I = Momento de inercia en el plano de pandeo

A = Área de la sección

También se considera la *esbeltez mecánica límite* que se calcula con la siguiente relación:

$$\lambda_{lim} = 35 \sqrt{\frac{C}{v} \left[1 + \frac{0.24}{\frac{e_2}{h}} + 3.4 \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]}$$

Donde:

v = Axial reducido de cálculo que solicita al soporte $v = N_d / (A_c * f_{cd})$

e_1 = Mayor excentricidad de cálculo de primer orden del soporte. Se considera positiva si tiene el mismo signo que e_2 .

e_2 = Menor excentricidad de cálculo de primer orden del soporte. Se considera positiva.

Normalmente e_1 y e_2 son excentricidades en los extremos.

Si la estructura es TRASLACIONAL, se asumirá un valor $e_1/e_2 = 1$

h = Dimensión del soporte en el plano de flexión considerado.

C = Coeficiente que depende de la disposición de armadura.

- 0.24 para armadura simétrica en las dos caras opuestas respecto al plano de flexión considerado.
- 0.2 para armadura igual en las 4 caras
- 0.16 para armadura simétrica en las caras laterales respecto al plano de flexión considerado.

Si la *esbeltez mecánica* " λ_m " es menor a la *esbeltez mecánica límite*. La pieza se considera como un pilar CORTO, por lo que no sería necesario verificar el pandeo.

En caso de que se cumpla $\lambda_{lim} < \lambda_m < 100$ se pueden aplicar MÉTODOS APROXIMADOS de cálculo.

Es importante destacar que la norma boliviana CBH-87 cubre pilares con efectos de 2do orden con una λ_m no mayor a 200.

2.4.3 PRESIONES SOBRE EL TERRENO

Se considera la presión de hundimiento y la presión admisible.

2.4.3.1 PRESIÓN DE HUNDIMIENTO

Está condicionada por los siguientes aspectos:

Las Características Geotécnicas del suelo y principalmente su cohesión y ángulo de rozamiento interno, parámetros que se determinan mediante ensayos.

La estratificación del terreno y altura del nivel freático, que se determinan mediante sondeos.

La profundidad en la que se sitúa la zapata y sus dimensiones en planta.

2.4.3.2 PRESIÓN ADMISIBLE SOBRE EL TERRENO

Se define como el cociente entre la presión de hundimiento y un coeficiente de seguridad (γ_t). Se representa por la siguiente relación:

$$\text{Presion adm} = \frac{\text{presión de hundimiento}}{\text{coef de seguridad } (\gamma_t)}$$

El coeficiente de seguridad (γ_t), depende de la situación en la que se encuentra la estructura en relación con las cargas. Cuando la situación es Persistente o Transitoria el asume el valor de 3. Cuando la situación es accidental o extraordinaria asume el valor de 2.

2.4.4 ASIENTOS DEL TERRENO

Son de dos tipos, los previsibles y los admisibles.

2.4.4.1 ASIENTOS PREVISIBLES

Se consideran los siguientes tres tipos:

Los que se producen al momento de aplicar la carga y se denominan instantáneos.

Los de consolidación, que son producidos en arcillas saturadas a causa de la deformación producida a lo largo del tiempo por drenaje del agua.

Los de fluencia lenta, que son los que producen después de los anteriores a causa de la fluencia viscosa de los contactos entre partículas del suelo.

2.4.4.2 ASIENTOS ADMISIBLES

Son los asientos máximos que tolera la estructura sin que se produzcan lesiones (fisuras, descensos o inclinaciones), incompatibles con el servicio o aspecto de la misma.

2.5 FUNDACIONES: ZAPATAS

Para el estudio de las fundaciones se debe tomar en cuenta 2 tipos de estudios: Geotécnicos y estructurales.

Los **estudios geotécnicos** definen las dimensiones de las zapatas en planta. Permite verificaciones para el hundimiento y asentos del terreno

Los **estudios del cálculo estructural** definen el canto de las zapatas y generan el dimensionamiento como elemento de Hormigón Armado.

Al obtener las dimensiones en planta de la zapata, es necesario comprobar que las presiones sobre el terreno y los asentos del mismo no superen sus valores admisibles. Como las presiones, asentos y sus respectivos valores admisibles dependen de las dimensiones de la zapata y no se conocen anticipadamente, debe procederse por tanteo respetando las siguientes fases:

- **Estimación** de las dimensiones de la zapata y obtención de la presión de hundimiento y la presión admisible del terreno
- **Cálculo** de las presiones del terreno.
- **Comprobación** de que las presiones NO SUPERAN las admisibles y reajuste, en su caso, de las dimensiones de la zapata.
- **Calculo** de los asentos del terreno.
- **Comprobación** de que los asentos NO SUPERAN los admisibles y reajuste, en su caso, de las dimensiones de la zapata.

En la práctica este proceso se simplifica utilizando valores aproximados de la presión admisible y valores estimados de los asentos.

2.5.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Se expone a continuación el Predimensionamiento de zapatas aisladas sometidas a una carga centrada N y a un momento M que son las más frecuentes en edificios comunes.

Las formulaciones siguientes son aplicables cuando la **excentricidad relativa (η)** es menor de $1/9 = 0.111$, lo que sucede habitualmente en edificación.

2.5.1.1 DIMENSIONES EN PLANTA

Las dimensiones en planta de la zapata se obtienen de la comprobación de las presiones del suelo. Se deduce que puede admitirse una distribución uniforme de presiones. En la práctica, el área (A) necesaria en planta para la zapata se obtiene en función de la presión admisible para el terreno mediante la ecuación:

$$A = a * b = \frac{N(1 + 3\eta) + P}{\sigma_{adm}}$$

Siendo N la carga centrada de servicio (sin mayorar) y P el peso propio de la zapata.

Para entrar en esta ecuación es preciso en primer lugar estimar la excentricidad relativa del soporte respecto a la dimensión de la zapata $\eta = M/(N*a)$, así como el peso propio de la zapata (P). Por ello, el primer paso consiste en hacer una estimación de la dimensión de la zapata. En esta estimación puede conseguirse un aumento en un 25% del área que sería necesaria sin tener en cuenta ni la excentricidad ni el peso de la zapata.

$$A_0 = \frac{1.25N}{\sigma_{adm}}$$

A partir de ésta area se obtiene una primera estimación (a_0) de la dimensión de a , que será igual a la raíz cuadrada del área A_0 en caso de zapata cuadrada. Conviene redondear el valor de a_0 obteniendo un múltiplo de 0.1 m siguiente, pues las dimensiones en planta de las zapatas se suelen modular en la práctica con incrementos de 10cm por razones constructivas.

2.5.1.2 EXCENTRICIDAD RELATIVA (η).

La excentricidad relativa (η) está representada por la siguiente relación:

$$\eta = \frac{M}{N * a}$$

Si la excentricidad (η) fuera menor de $1/90 = 0.011$, podría prescindirse por completo de dicha excentricidad (o del momento M), calculando la zapata como si la carga N estuviera centrada.

Para excentricidades comprendidas entre 0.011 y 0.111 conviene cubrirse de los errores que puedan presentarse, los cuales solamente representan menos del 5%. Esto se realiza, de forma aproximada, multiplicando las cargas por los siguientes factores:

- Para Cálculos Geotécnicos (comprobación de presiones en el suelo).

$$\gamma_g = 1 + 3 \eta$$

- Para Cálculos Estructurales (comprobaciones de flexión y cortante)

$$\gamma_e = 1 + 4.5 \eta$$

El valor de N debe incrementarse además para tener en cuenta el peso de la zapata. Para ello puede multiplicarse por el factor $(1 + \beta)$ siendo:

$$\beta = \frac{25 - 0.075\sigma_{adm}}{\sigma_{adm}}$$

Donde σ_{adm} es la presión admisible del terreno en KN/m^2 .

En definitiva, el área necesaria para la zapata puede estimarse mediante;

$$\beta = \frac{N(1 + 3\eta)(1 + \beta)}{\sigma_{adm}}$$

Obtenida el área A , de inmediato se puede obtener sus dimensiones en planta, que deberán redondearse al múltiplo de 0.1 superior.

Dimensionada la zapata en planta, para el cálculo estructural se considerará una presión uniforme del terreno, prescindiendo del peso propio de la zapata. Por tanto, como acción del terreno sobre la zapata se tomará la presión uniforme:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_d(1 + 4.5\eta)}{(a * b)}$$

Siendo N_d el “axial mayorado transmitido por el soporte.”

2.5.1.3 CANTO DE LA ZAPATA.

Las zapatas aisladas bajo carga centrada o excéntrica son de 2 tipos: Rígidas y flexibles.

Las **Zapatas Rígidas** son aquellas en las que el vuelo (v) en ambas direcciones, no supera 2 veces el canto máximo (h).

Las **Zapatas Flexibles** son aquellas en las que el vuelo (v) es superior a 2 veces el canto máximo (h) en alguna de las dos direcciones principales.

El canto de la zapata se obtiene de su dimensionamiento como pieza de hormigón estructural y por razones económicas debe ser el menor posible y para su determinación, el parámetro más relevante es la **presión admisible del terreno**.

Para **valores medios de presión admisible** del terreno ($160 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} < 250 \text{ kN/m}^2$) suelen resultar zapatas flexibles y el canto óptimo es aquél por debajo del cual es necesario disponer armadura de cortante.

Pero en la comprobación correspondiente tanto el *cortante actuante* $V_d = \sigma_t b (v-d)$ como el cortante último resistente $V_{u2} = V_{cu} f_{cv} b d$ dependen del canto útil, por lo que nuevamente es preciso efectuar tanteos.

Para iniciar estos tanteos se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante para presiones admisibles de terreno $\sigma_{\text{adm}} > 160 \text{ Kn/m}^2$, adoptar como valor el canto útil (d_c) el proporcionado en metros por la expresión:

$$d_c = \frac{2.09 \sigma_t}{\sigma_t + 1120} (v - 0.23)$$

Siendo:

d_c = canto útil

$\sigma_t = Nd/(a*b)$ = presión uniforme del terreno sobre la zapata en KN/m^2

Nd = axial mayorado transmitido por el soporte a la zapata

V = el mayor de los vuelos V_a y V_b en las dos direcciones a y b

$V_a = (a-a_0)/2$ = vuelo en la dirección a

$V_b = (b-b_0)/2$ = vuelo en la dirección b

a, b = Dimensiones en planta de la zapata

a_0, b_0 = Dimensiones de la sección del soporte

Este canto evita la comprobación de cortante en la gran mayoría de los casos (especialmente en aquellos en los que, como es habitual, el canto se redondea para que el

canto total h sea múltiplo de 10cm), pues las zapatas con él dimensionadas la satisfacen automáticamente; además, este canto, tanto para zapatas rígidas como flexibles, proporciona soluciones cercanas al óptimo económico.

2.5.2 DIMENSIONAMIENTO

2.5.2.1 CÁLCULO A FLEXIÓN. DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA PRINCIPAL

Como se ha indicado, en el caso de las zapatas flexibles (aquellas en las que el mayor de sus vuelos cumple con la condición $v > 2h$), la determinación de la armadura de tracción debe hacerse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones. Para ello pueden usarse las formulas simplificadas a continuación.

El momento de cálculo de la sección en el caso más general de zapatas con carga excéntrica, es:

$$M_d = b(v + 0.15a_0)^2 \left[\frac{1}{2}\sigma_{1d} + \frac{1}{3}(\sigma_{max,d} - \sigma_{1d}) \right]$$

Las tensiones σ_{1d} y $\sigma_{max,d}$ se obtienen a partir de los esfuerzos mayorados del pilar, sin tener en consideración el peso propio de la zapata, usando el método tradicional elástico.

Si la carga sobre la zapata es centrada, el momento debido a la carga de terreno $\sigma_t = N_d / (a*b)$ es:

$$M_d = \frac{\sigma_t}{2} b(v_a + 0.15 a_0)^2$$

Siendo $V_a = (a-a_0)/2$ el vuelo en la dirección a .

La armadura correspondiente a esta sección de dimensiones $b \times d$, puede determinarse mediante las tablas o ábacos correspondientes. También resulta cómoda la fórmula simplificada:

$$\mu = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$\omega = \mu(1 + \mu)$$

$$U = a * f_{yd} = \omega * b * d * f_{cd}$$

2.5.2.2 COMPROBACIÓN A CORTANTE Y PUNZONAMIENTO.

Las zapatas predimensionadas de acuerdo a lo indicado anteriormente, no necesitan comprobación a punzonamiento frente a sollicitaciones tangenciales ya que al definir el canto con la formula presentada, aseguramos la resistencia al cortante.

CAPÍTULO 3
INGENIERÍA DEL PROYECTO

CAPÍTULO 3

INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1 INFORMACIÓN BÁSICA

El proyecto comprende el diseño estructural en hormigón armado de un edificio modelo para vivienda social multifamiliar de 4 plantas ubicado en un terreno que se encuentra sobre la carretera principal del barrio San Luis a diez minutos del centro de la ciudad de Tarija - Bolivia.

El terreno tiene una superficie de aproximadamente 10 000m² (1 Ha) apto para un emprendimiento de vivienda social.

3.1.1 RESULTADOS DE LA TOPOGRAFÍA

En el levantamiento topográfico mostrado en el ANEXO E – PLANOS, se puede observar que el terreno es relativamente plano ya que presenta desniveles no mayores al orden de 30 cm en el área de emplazamiento, tiene una ligera pendiente de aproximadamente un 3% entre el frente y el fondo.

Por los anteriores aspectos se puede afirmar que de acuerdo a la topografía el terreno es óptimo para la construcción de un edificio de vivienda.

3.1.2 RESULTADOS DEL ESTUDIO DE SUELOS

Para el análisis de suelos se excavó una calicata hasta una profundidad de 2.30m observándose que hasta la profundidad de 1.80m existe material fino limo arcilloso con características plásticas bajas. Desde 1.80m hasta 2.30m se evidenció un material granular compuesto de gravas y arenas con limos en proporción mínima.

El estudio fue realizado mediante ensayo SPT a la profundidad de la calicata. En base a dos muestras se ha estudiado la humedad natural y las propiedades índices de los materiales obteniéndose los siguientes resultados.

- Capacidad admisible del terreno de fundación: 200 KN/m²
- GW grava bien graduada con arena
- Profundidad mínima de cimentación = 1.80 m.
- Bajo porcentaje de humedad natural. Suelo no saturado.

El informe de suelos completo se encuentra en el ANEXO C - INFORME DEL ESTUDIO DE SUELOS

3.1.3 PLANOS ARQUITECTÓNICOS

El edificio consta de cuatro plantas donde las plantas 1, 2 y 3 cuentan con cuatro departamentos cada uno de 68 m² y un área común de 20 m².

La cubierta consiste en una losa de hormigón armado diseñada de manera similar a las demás losas para una posible ampliación de una planta a futuro.

El acceso al edificio puede hacerse por un hall de ingreso que conduce a la escalera, la cual lleva a un pasillo común entre los departamentos de cada planta.

Con el objetivo de mantener una estructura simétrica la distribución de ambientes es similar en todas las plantas.

Las siguientes figuras muestran las fachadas principales, planta baja y la planta tipo del edificio:



Figura 1: Fachada Oeste

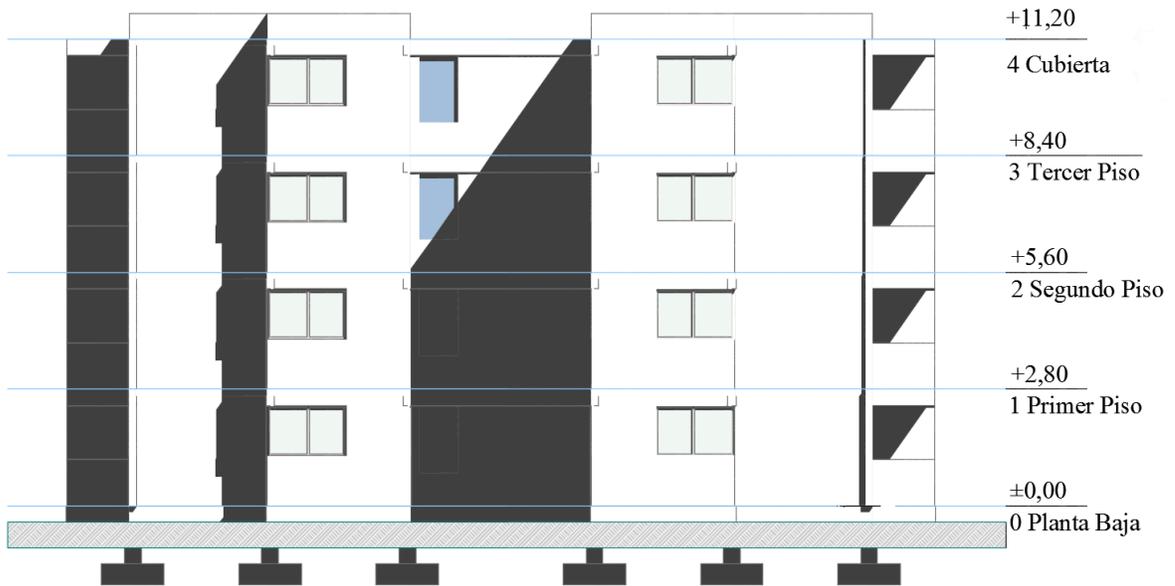


Figura 2: Fachada Este



Figura 3: Planta baja amoblada



Figura 4: Planta tipo amoblada

3.2 BASES DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

3.2.1 IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

El proceso de idealización de la estructura consiste en definir la ubicación y características de los diferentes elementos estructurales (losas, vigas, muros, columnas), de tal forma que se logre dotar a la estructura de buena rigidez, además resulte fácil y confiable reproducir el comportamiento real de la misma.

Para definir la ubicación de los elementos estructurales, se tomaron ejes referenciales aplicando un sistema de coordenadas X – Y con el origen en el extremo inferior izquierdo de la planta baja. Los ejes ordenados numéricamente serán paralelos al eje de las abscisas

mientras que los ejes ordenados alfabéticamente serán paralelos al eje de las ordenadas como se muestra en la siguiente figura.

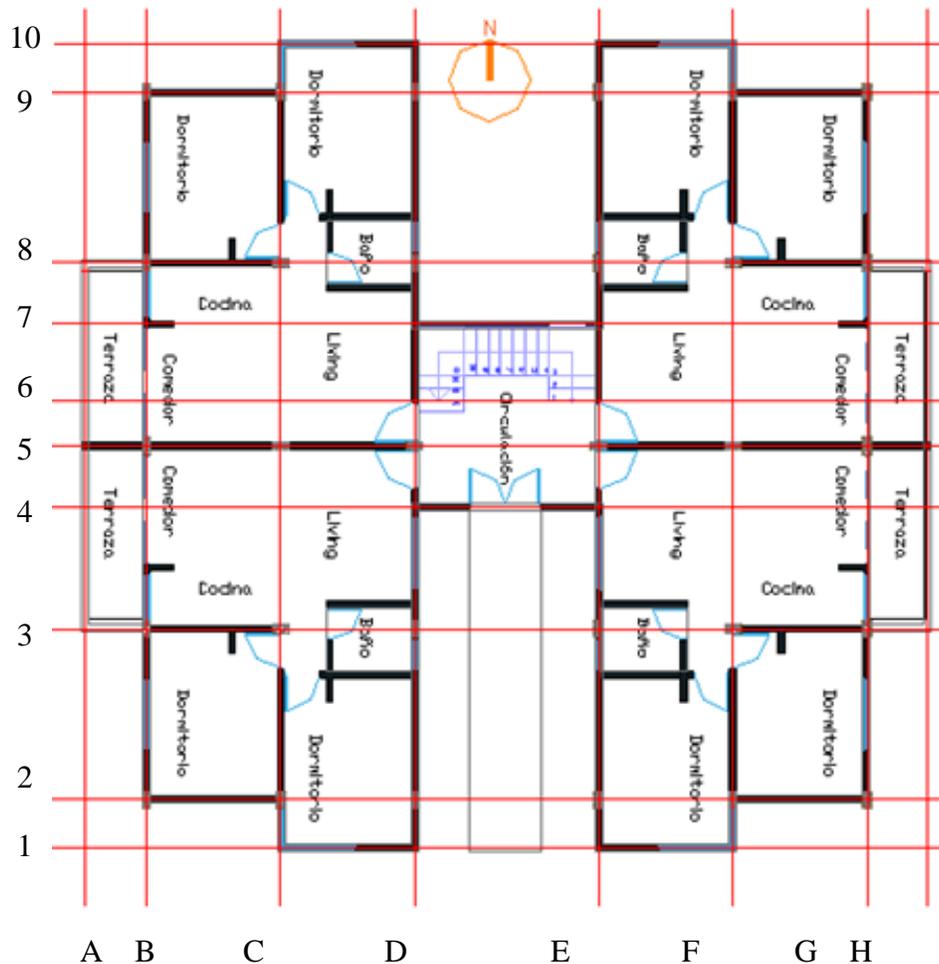


Figura 5: Ejes Referenciales

3.2.1.1 ESTRUCTURACIÓN DE COLUMNAS

Todas las columnas del edificio inician en la planta baja y terminan en la quinta planta soportando una cubierta de losa. El nombre de cada columna se basa en la planta en la que se ubica y el punto donde se intersectan los ejes referenciales.

Por ejemplo: para la columna ubicada en las coordenadas B – 3, la letra C representa la nominación de la columna, la letra B representa la ubicación en el eje X y el numero 3 representa la ubicación en el eje Y. Entonces, la columna se describe de la siguiente manera:

Como resumen, la columna mencionada se encuentra en la intersección de los ejes B y 3.

3.2.1.2 ESTRUCTURACIÓN DE VIGAS.-

Para el diseño de las vigas se consideran los siguientes criterios:

- Las vigas de los ejes B, C, D, E, F y G son catalogadas como vigas continuas.
- Las vigas de los ejes 3, 5 y 8 son vigas con un tramo en voladizo.
- Sobre los ejes 4, 6 y 7 entre los ejes D al E, se ubican las vigas simplemente apoyadas que soportan a las escaleras.

3.2.1.3 ESTRUCTURACIÓN DE LOSAS.

Las losas serán aligeradas y armadas en la dirección que esté acorde con las vigas continuas que las soportan, considerando siempre que la longitud sea menor a 7m.

3.2.1.4 ESTRUCTURACIÓN DE ESCALERAS.

Las escaleras se encuentran en el cuadrante definido por los ejes D y E en las abscisas y por los ejes 6 y 7 en las ordenadas.

3.2.2 NORMAS EMPLEADAS

El presente proyecto se basará en la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87) puesta en vigencia por Resolución Ministerial N° 194 del 22 de octubre de 1986 y publicada por el Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.

Sin embargo, la norma mencionada en el capítulo 1 subtítulo 1.1 Objetivo y Campo de Aplicación, indica que: *El autor del proyecto... está obligado a conocer y tener en cuenta las prescripciones del presente código pero pueden, bajo su personal responsabilidad, emplear sistemas de cálculo, disposiciones constructivas y métodos de control diferentes de los que aquí se incluyen si son debidamente justificados ante la autoridad competente....”*

Se sabe que en 1983 con la cooperación del Reino de España, visitan el país eminentes profesionales como Francisco Morán Cabré, Álvaro García Mesenguer y otros profesionales para dictar conferencias sobre criterios de la norma, por lo que la norma CBH – 87 está basada en la norma española, razón por la cual en este trabajo se utilizarán como apoyo las siguientes normativas:

- La Instrucción Española de Hormigón Estructural (**EHE-08**)
- Acciones en la Edificación (**MV – 101/1962**).

3.2.3 METODOLOGÍA DE CÁLCULO

La metodología empleada es la de **Diseño por Estados Límites Últimos**. Con este método se busca que la resistencia última minorada de un elemento sometido a flexión, compresión, o corte sea mayor o igual a la fuerza última que se obtiene mediante las combinaciones de cargas amplificadas, aspecto que se resume en la siguiente fórmula:

$$\gamma R_d \geq \alpha S_d$$

Donde:

R_d = Valor de cálculo de la resistencia de la estructura.

S_d = Valor de cálculo de la sollicitación actuante.

γ = Factor de reducción de la resistencia. Menor a la unidad

α = Factor de amplificación de carga.

Las siguientes tablas muestran los factores de reducción de resistencia (γ) y de amplificación de carga (α) indicados en la Norma CBH – 87

Tabla 4: Coeficientes de ponderación de las acciones

COEFICIENTE BÁSICO	NIVEL DE CONTROL Y DAÑOS PREVISIBLES		CORRECCIÓN
$\alpha = 1.15$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0,20
		Normal	0
		Intenso	-0,10
	Daños previsibles en caso de accidente	Reducido	-0,10
		Normal	0
		Intenso	+0,20

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH - 87)

Tabla 5: Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales

MATERIAL	COEFICIENTE BÁSICO	NIVEL DE CONTROL	CORRECCIÓN
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0,05
		Normal	0
		Intenso	-0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido	+0,20
		Normal	0
		Intenso	-0,10

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH - 87)

3.2.4 MATERIALES EMPLEADOS

3.2.4.1 ACERO DE REFUERZO

De acuerdo a la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH – 87) se utiliza:

Acero corrugado tipo **A – 40**.

- Resistencia característica del acero a la tracción:

$$f_{yk} = 400 \text{ Mpa} = 400\,000 \text{ KN/m}^2.$$

- Módulo de elasticidad.

$$E_s = 210\,000 \text{ Mpa} = 210\,000\,000 \text{ KN/m}^2.$$

3.2.4.2 HORMIGÓN

De acuerdo a la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH – 87) se utiliza:

Hormigón tipo **H-21**.

- Resistencia característica del hormigón a la compresión:

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} = 21\,000 \text{ KN/m}^2$$

- Módulo de elasticidad.

$$E_c = 29000 \text{ Mpa} = 290\,000\,000 \text{ KN/m}^2$$

- Coeficiente de Poisson.

$$\mu = 0.20.$$

3.2.5 PRE DIMENSIONAMIENTO

3.2.5.1 LOSAS

El pre dimensionamiento de una losa consiste en determinar un peralte que sea capaz de resistir las cargas verticales que soporta, evitar las deflexiones excesivas y además, que garantice el comportamiento de la losa como diafragma rígido, es decir, que distribuya de manera adecuada las cargas hacia las columnas.

Según el la norma CBH – 87 en el titulo 9.9.10.4.3 “Condiciones que deben cumplir los forjados” en el comentario “F”, en los forjados comunes con luces de hasta 6m no es preciso comprobar la flecha máxima siempre que se cumpla la siguiente relación para forjados simplemente apoyados que vayan a soportar tabiques con revoque de yeso:

$$h = \frac{1}{20} * l$$

$$h = \frac{1}{20} * 3.3 \text{ m}$$

$$h = 0.165 \text{ m}$$

Por lo que el espesor mínimo prediseñado de la losa es de 16.5 cm.

3.2.5.2 VIGAS

Para predimensionar las vigas se asume una altura mínima (h) de la sección transversal en función de la longitud (l):

$$h = \frac{l}{12}$$

Considerando que la luz de la viga de mayor longitud es de 4.5 m, la altura mínima será:

$$h = \frac{4.50 \text{ m}}{12}$$

$$h = 0.375\text{m}$$

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

Para predimensionar el ancho (b) de la sección transversal se aplica:

$$0.3h \leq b \leq 0.5h$$

Como:

$$b = 0.4h$$

Se asume:

$$b = 0.18\text{m} \approx 0.20\text{m}$$

Redondeando:

$$\mathbf{b = 0.20m}$$

La luz de la viga de menor longitud es de 4.20 m motivo por el que se asume un espesor mínimo de de 0.45 m para todas las vigas de la estructura con el fin de mantener la simetría y estética ya que la diferencia de longitud entre las vigas no es grande.

Sin embargo éste es un Predimensionamiento, las dimensiones finales se las definirá por tanteos.

3.2.5.3 COLUMNAS

La norma española EHE-08 utiliza la siguiente fórmula para el pre-dimensionamiento de columnas:

$$A = \alpha \frac{P * n}{f_{ck}}$$

Donde.

A = área necesaria de la sección de la columna.

P = Sobrecarga de servicio en el área tributaria de la columna

n = Número de pisos por encima de la columna

f_{ck} = Resistencia característica del H°A°

α = Coeficiente de la tabla 6 “SITUACIÓN DEL PILAR”

Tabla 6: Situación del pilar

SITUACIÓN DEL PILAR	α
PILAR INTERIOR EN LAS PRIMERAS PLANTAS	3.3
PILAR INTERIOR EN LAS ÚLTIMAS PLANTAS SI HAY MAS DE 5 PLANTAS	4.0
PILAR EXTREMO	4.6
PILAR DE ESQUINA	6.0

Fuente: Norma Española EHE - 2008

Por lo que para la columna C5 tenemos:

$$Q = 3.2 \text{ Kn/m}^2$$

$$\text{Area tributaria} = 4.5\text{m} \times 3.3\text{m} = 14.85\text{m}^2$$

n = número de pisos por encima del pilar

$$\text{Area} = (3.3) \frac{(3.2 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} * 14.85\text{m}^2)(4 \text{ pisos})}{21000 \text{ Kn/m}^2}$$

$$\text{Area necesaria} = 0.030 \text{ m}^2$$

Por lo que:

$$a = b = \sqrt{0.030 \text{ m}^2}$$

$$a = b = 0.17 \text{ m}$$

$$a = 17 \text{ cm} = b$$

Por lo anterior se considera lo indicado en la Norma Boliviana del Hormigón (CBH – 87) donde se indica que la menor dimensión de los soportes debe ser de **25 cm** si se trata de soportes rectangulares armados in situ.

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

3.2.6 CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

De acuerdo a la norma española MV-101/1962 ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN las acciones que en general actúan en los edificios son: las acciones gravitatorias, las producidas por el viento y las que ocasionan el sismo.

3.2.6.1 ACCIONES GRAVITATORIAS

La carga producida por los pesos que gravitan sobre un elemento resistente, o una estructura, se descompone en **Concarga y Sobrecarga**.

- **CONCARGA.-**

Es la carga cuya magnitud y posición es constante a lo largo del tiempo. Salvo el caso de reforma del edificio. Está constituida por el **peso propio y la carga permanente**.

El **Peso Propio** es la carga debida al peso del elemento resistente. Se calcula multiplicando su volumen por su peso específico aparente. Para los elementos de hormigón se adoptarán las siguientes masas específicas:

Hormigón sin armar	23 KN/m ³
Hormigón Armado	25 KN/m ³ .

La **Carga Permanente** es la carga debida a los pesos de todos los elementos constructivos, instalaciones fijas y otros, que soporta el elemento.

- **SOBRECARGA DE USO**

Es la carga cuya magnitud y/o posición puede ser variable a lo largo del tiempo. Se debe al peso de todos los objetos que puedan gravitar por el uso. (Personas, muebles, materias almacenadas, vehículos, etc.)

Está constituida por sobrecarga de uso en viviendas, de muros interiores, balcones y horizontales.

La norma española MV-101-1962 ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN especifica los siguientes valores de sobrecarga:

Tabla 7: Valores de sobrecarga de Uso

COBRECARGAS DE USO	
Uso del elemento	Sobrecarga KN/m²
A. Azoteas	
Accesibles sólo para conservación	1
Accesibles sólo privadamente	1,5
B. Viviendas	
Habitaciones en viviendas	2
Escaleras y accesos públicos	3
C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc	
Zonas de dormitorio	2
Zonas públicas, escaleras, accesos	3
Locales de reunión y de espectáculo	5
D. Oficinas y comercios	
Locales privados	2
Oficinas públicas, tiendas	3
Galerías comerciales, escaleras y accesos	4
E. Edificios docentes	
Aulas, despachos y comedores	3
Escaleras y accesos	4
F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos	
Locales con asientos fijos	3
Locales sin asientos, tribunas, escaleras	5

G. Calzadas y garajes	
Sólo automóviles de turismo	4
Camiones	10

Fuente: Norma MV-101-1962 ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN

La sobrecarga de uso para vivienda es de **2 KN/m²**

De acuerdo a la norma española MV – 101 – 1962 en su título 3.3 la **sobrecarga de tabiquería** se asume debido a que un edificio suele ser objeto de reformas, el peso de los muros interiores de ladrillo hueco (e = 12 cm) se calculará asumiendo una sobrecarga uniforme de **1.2 KN/m²** que se adicionará a la sobrecarga de uso.

La **Sobrecarga en Balcones** en toda clase de edificios se calcula como una sobrecarga actuando en toda su área igual a la de las habitaciones con que comunican, más una sobrecarga lineal, actuando en sus bordes frontales de **2 KN/m**.

Las **Sobrecargas Horizontales** de antepechos de terrazas, balcones, escaleras, etc., se calculara para resistir una sobrecarga lineal horizontal, actuando en su borde superior de **0.5 KN/m** en viviendas y edificios.

3.2.6.2 CARGA DE VIENTO

La acción del viento es en general una fuerza perpendicular a la superficie expuesta del edificio denominada **presión dinámica del viento (w)**, la que es función de la velocidad del viento (v), la altura de su coronación y de su situación topográfica.

En la siguiente tabla se muestra los valores de la velocidad del viento (v) y la presión dinámica (w) del viento:

Tabla N° 8: Presión Dinámica del Viento

Altura de coronación del edificio sobre el terreno en metros cuando la situación topográfica es:		Velocidad del viento (v)		Presión dinámica (w)
Normal	Expuesta	m/s	Km/h	KN/m ²
De 0 a 10	-	28	102	0,5
De 11 a 30	-	34	125	0,75
De 31 a 100	De 0 a 30	40	144	1

Mayor de 100	De 31 a 100	45	161	1,25
-	Mayor de 100	49	176	1,5

Fuente: Norma MV-101-1962 ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN

Para una altura de coronación del edificio en estudio es de 11.80 m la presión dinámica asumida de la tabla N° 8 es:

$$w = 0.75 \frac{KN}{m^2}$$

3.2.6.3 SISMO

El alcance de la presente propuesta estructural toma en cuenta solamente las cargas de gravedad y viento. No contempla un diseño sismoresistente.

3.2.7 HIPÓTESIS DE CARGAS

Resumiendo la clasificación de las acciones, se tiene:

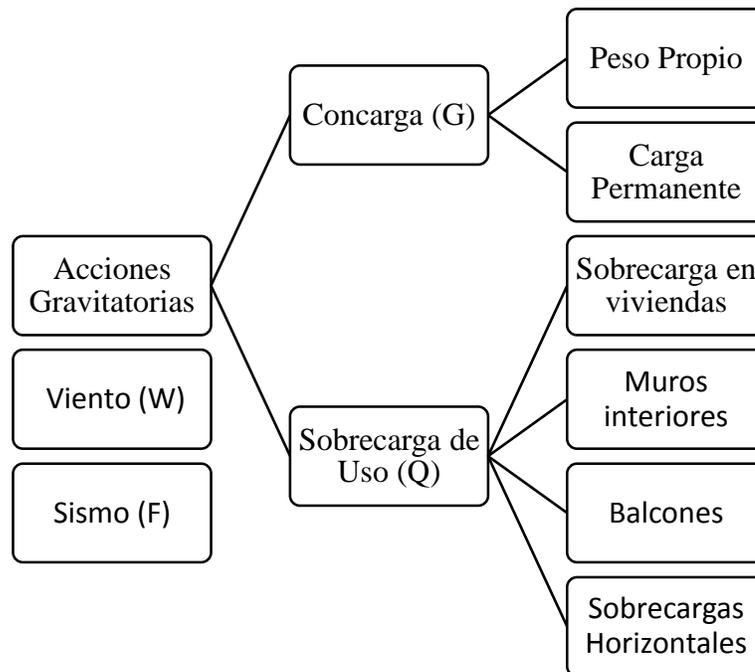


Figura 6: Clasificación de las acciones

La Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH – 87) establece las siguientes hipótesis:

HIPÓTESIS I: $\gamma_f * G + \gamma_f * Q$

HIPÓTESIS II: $0.90 (\gamma_f * G + \gamma_f * Q) + 0.9 * \gamma_f * W$

$$\text{HIPÓTESIS III: } 0.8 (\gamma_f * G + \gamma_f * Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

Donde:

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

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

Q_{eq} = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

W = Valor característico de la carga del viento

W_{eq} = Valor característico de la carga del viento, durante la acción sísmica. En general se tomará W_{eq} = 0.

F_{eq} = Valor característico de la acción sísmica.

3.2.8 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS SOBRE LOS ELEMENTOS

Habiendo definido los conceptos básicos sobre las cargas que actúan en la estructura, presentamos a continuación la metodología detallada de la distribución de estas cargas sobre cada elemento tipo. Estas cargas están basadas en la norma española MV-101-1962 (CARGAS SOBRE EDIFICACIONES) y a la norma Boliviana CBH-87.

3.2.8.1 LOSAS

La carga permanente sobre la losa se la calcula tomando en cuenta 1 m² de losa, asumiendo las siguientes materiales que la constituyen:

1. Viguetas Pretensadas

En los componentes de una losa alivianada, vemos que por cada m² de losa utilizamos 2 viguetas pretensadas de 1m de longitud, y de acuerdo a las especificaciones técnicas de CONCRETEC el peso de una vigueta pretensada es de **18 kg/ml**.

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} \text{Peso viguetas} &= \frac{2 \text{ viguetas}}{m} * 0.18 \frac{KN}{m} \\ \text{Peso viguetas} &= 0.36 \frac{KN}{m^2} \end{aligned}$$

2. Complemento Cerámico

En la norma española MV-101-1962 (*CARGAS SOBRE EDIFICACIONES*) nos indica que para el complemento cerámico de una losa aligerada de 15cm de espesor tomemos un peso de:

$$\text{Peso complemento} = 2.40 \frac{KN}{m^2}$$

3. Carpeta de compresión

Asumiendo una carpeta de compresión de Hormigón Armado de 5 cm de espesor tenemos:

$$\text{Peso carpeta comp} = \delta_{H^oA^o} * V_{carpeta}$$

$$\text{Peso carpeta comp} = 25 \frac{KN}{m^3} * (1m * 1m * 0.05m)$$

$$\text{Peso carpeta comp} = 1.25 \frac{KN}{m^2}$$

4. Cerámica de piso

De acuerdo a especificaciones técnicas de distribuidores de cerámica para piso en la ciudad de Tarija, el peso de la cerámica es de:

$$\text{Peso Cerámica} = 0.14 \frac{KN}{m^2}$$

La norma Boliviana CBH-87 se debe asumir una sobrecarga uniforme para un edificio de vivienda de una magnitud de:

$$\text{Sobrecarga de uso} = 2 \frac{KN}{m^2}$$

De acuerdo a la CBH, tomando en cuenta que un edificio puede estar sujeto a reformas, el peso de la tabiquería se asimilará a una carga superficial uniforme que se adicionará a la sobrecarga de uso de:

$$\text{Sobrecarga de tabiquería} = 12 \frac{KN}{m^2}$$

Tabla 9: Resumen de Cargas sobre la Losa

DETALLE	PESO KN/m ²	
	CONCARG A (G)	SOBRECARGA DE USO (Q)
Viguetas	0.36	-
Complemento cerámico	2.40	-
Carpeta de compresión	1.25	-
Ceramica de piso	0,14	-
Mortero carpeta de nivelación (4cm)	0,84	-
Sobrecarga de uso	-	2
Peso de Tabiquería	-	1,2
TOTAL		8.20

Fuente: Elaboración Propia

3.2.8.2 VIGAS

Como las viguetas de la losa son apoyadas sobre las vigas, es necesario calcular el área tributaria de la losa sobre las vigas de carga.

En el caso de la distribución de cargas de las vigas tomamos como ejemplo la viga más cargada de la estructura con el fin de comparar resultados con los obtenidos en el CYPECAD.

Si observamos en la figura 7 podemos ver el área tributaria que resiste la viga del eje "C".

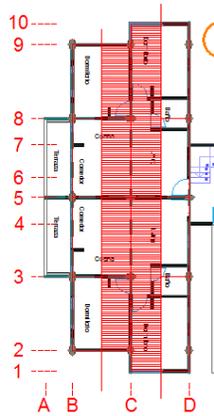


Figura 7: Area de carga tributaria viga del eje “C”

De acuerdo a los planos arquitectónicos, la distancia entre ejes B-C Y C-D es de 3.30 m.

Convirtiendo las cargas de superficie en lineales:

- **Peso propio de losa**

$$D_G 1_{\text{lado de losa}} = \left(2.57 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) * (1.65 \text{ m})$$

$$D1 = 4.24 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$D_G 2_{\text{lados de losa}} = \left(2.57 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) * (3.30 \text{ m})$$

$$D_G 2 = 8.48 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$D_G 2 \approx 8.50 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

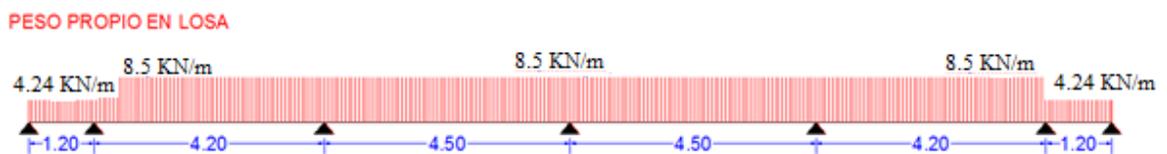


Figura 8: Peso propio en losa

- **Carga muerta sobre losa**

$$D_{P1\text{lado de losa}} = \left(1.00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) * (1.65 \text{ m})$$

$$CM1 = 1.65 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$D_{P2\text{lados de losa}} = \left(1.00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) * (3.30 \text{ m})$$

$$CM2 = 3.30 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

CARGA MUERTA EN LOSA

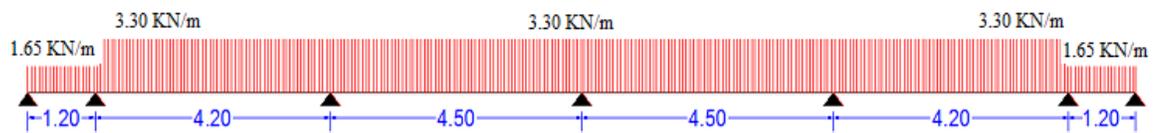


Figura 9: Carga Muerta en losa

- Sobrecarga de uso

$$Q1_{\text{lado de losa}} = \left(3.20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) * (1.65 \text{ m})$$

$$Q1 = 5.28 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$Q1 \approx 5.30 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$Q2_{\text{lados de losa}} = \left(3.20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) * (3.30 \text{ m})$$

$$Q2 = 10.56 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$Q2 \approx 10.60 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

SOBRECARGA DE USO EN LOSA

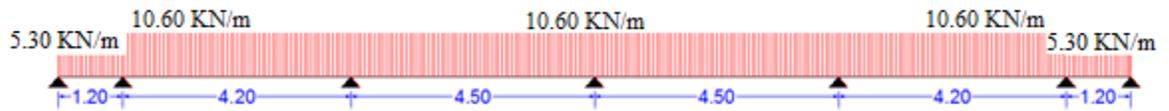


Figura 10: Sobrecarga de uso

Existe también una carga lineal y permanente correspondiente a los muros de tabiquería, calculada de la siguiente manera:

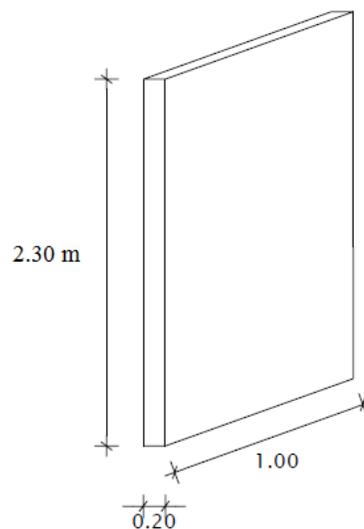


Figura 11: Muros sin ventanas

El peso específico de un muro de ladrillo de 20cm de espesor es de 1800 kg/m^3

$$PM 1 = 18.00 \frac{KN}{m^3} * 2.30m * 0.20m$$

$$PM 1 = 8.28 \frac{KN}{m}$$

$$PM 1 \approx 8.30 \frac{KN}{m}$$

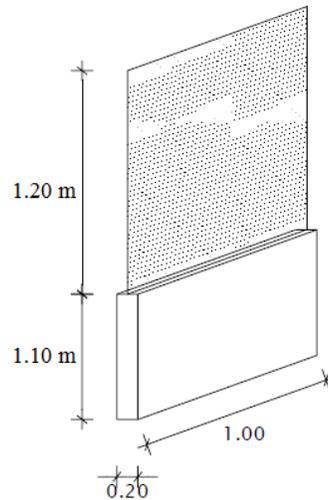


Figura 12: Muros con ventanas

$$PM\ 2 = 18.00 \frac{KN}{m^3} * 1.10m * 0.20m$$

$$PM\ 2 = 3.96 \frac{KN}{m}$$

$$PM\ 2 \approx 4.00 \frac{KN}{m}$$

3.3 ANÁLISIS DE CARGAS EN CYPECAD

A continuación se explica la forma en la que se cargó la estructura en el programa cypecad.

3.3.1.1 GRAVEDAD

Para iniciar, en el cypecad se asume:

- a) **Una sobrecarga de uso “Q”** que corresponde a cargas en edificios residenciales.

Q = sobrecarga de uso + sobrecarga de tabiquería

$$Q = 2.00 \frac{KN}{m^2} + 1.20 \frac{KN}{m^2}$$

$$Q = 3.20 \frac{KN}{m^2}$$

- b) Una carga Muerta “CM” en base a la tabla 9:

Cerámica de Piso	0.14 KN/m ²
Mortero de cemento carpeta de nivelación (4 cm)	0.84 KN/m ²

$$CM = 0.14 \frac{KN}{m^2} + 0.84 \frac{KN}{m^2}$$

$$CM = 0.98 \frac{KN}{m^2}$$

En las vigas, donde corresponda, se introdujo una carga lineal correspondiente al muro de ladrillo calculado en el subtítulo 3.2.8.2

En el caso del Peso Propio, el programa calcula automáticamente de acuerdo a las características con las se ingresaron los elementos estructurales aproximándose a los calculados también en el subtítulo 3.2.8.2

3.3.1.2 VIENTO

El programa cypecad tiene la opción de calcular las cargas generadas por el viento mediante un método genérico basado en una curva de presiones. Esta curva se encuentra en función de la velocidad del viento a determinadas alturas.

La curva de presiones en la ciudad de Tarija, la curva de presiones presenta los siguientes valores:

Tabla 10: Presión del viento ciudad de Tarija

Altura "z" (m)	Presión del viento "q" (Kn/m ²)
0 a 5	0.261
6.00	0.270
7.50	0.282
10.00	0.300
12.50	0.315

15.00	0.327
17.50	0.339
20.00	0.348

Fuente: Elaboración propia.

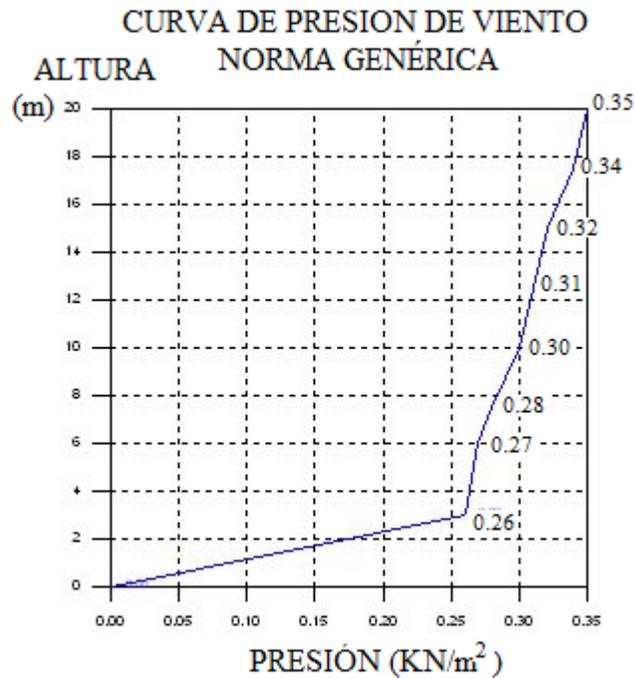


Figura 13: Curva de presión del viento

Valores que son obtenidos en base a una velocidad del viento de 27 m/s. dato obtenido del Instituto Nacional de Estadística (INE) como velocidad máxima registrada en la zona aeropuerto de la ciudad de Tarija – Bolivia.

3.4 DISEÑO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

En este apartado, se presenta el diseño detallado de cada elemento estructural basándose en los esfuerzos obtenidos por el programa, con el objetivo de obtener las dimensiones y

cantidades de los materiales necesarios y compararlos con los que el programa ha calculado.

Debido a que la estructura es completamente simétrica en planta y se repite de igual manera en todos los niveles, los cálculos detallados a continuación son de los elementos más solicitados.

3.4.1 VIGAS (EJEMPLO DE CÁLCULO)

De acuerdo a la metodología de diseño, el objetivo es que el elemento se encuentre en el DOMINIO 3 para aprovechar al máximo las resistencias de los materiales.

Para simplificar el método constructivo de **paso de las instalaciones hidrosanitarias y eléctricas**, se definen las vigas de los ejes B, C, D, E, F, G y H como vigas continuas principales de carga.

Para simplificar el método constructivo **de armado y vaciado del hormigón**, se asumen vigas continuas de una misma dimensión en toda su longitud, diseñada en base al mayor esfuerzo que actúa sobre ese elemento.

A continuación damos el ejemplo de cálculo de la viga más cargada.

DISEÑO VIGA CONTINUA DEL EJE “C” (“Alineación 3” en cypecad)

DISEÑO VIGA CONTINUA

Losa 1

Datos:

Recubrimiento= 3.5 cm

Mto (-) = 61.32 KN*m

$d' = 0.315$ m

Mto (+) = 45.93 KN*m

$f_{ck} = 21000$ KN/m²

$f_{yk} = 400000$ KN/m²

$b = 0.20$ m

$h = 0.35$ m

3.4.1.1 Para momento negativo

1) Capacidad mecánica del hormigón.

$$U_c = f_{cd} * b * d$$

Donde:

U_c = capacidad mecánica del Hormigón (KN)

f_{cd} = resistencia de cálculo del hormigón a compresión (KN/m²)

b = base de la sección (m)

d = Canto útil de la sección (m)

$$U_c = \frac{21000 \text{ KN/m}^2}{1.5} * 0.2\text{m} * 0.315 \text{ m}$$

$$U_c = 882 \text{ KN}$$

2) Momento flector reducido de cálculo

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

Donde:

μ_d = Momento flector reducido de cálculo (adimensional)

M_d = Momento flector de cálculo (Kn * m)

U_c = Capacidad mecánica del hormigón (Kn)

d = Canto útil de la sección. (m)

$$\mu_d = \frac{61.32 \text{ Kn} * \text{m}}{882\text{Kn} * 0.315\text{m}}$$

$$\mu_d = 0.22071 \Rightarrow \text{DOMINIO 3}$$

$$\mu_d = 0.22071 \Rightarrow \text{A TABLA 2}$$

3) Cuantía mecánica

Con el momento reducido de cálculo entramos a la tabla universal para flexión simple e interpolando obtenemos la Cuantía Mecánica (ω).

$$\text{Si } \mu_d \Rightarrow \omega = 0.2539$$

4) Capacidad mecánica del acero

Como $\omega = 0.2539$

$$U_s = \omega * U_c$$

$$U_s = 0.2539 * 882 \text{ KN}$$

$$U_s = 223.94 \text{ Kn}$$

↓

A tabla 1 “capacidad mecánica del acero”

Según la tabla 1, si colocamos **6 barras de d=12 mm** adquirimos una capacidad mecánica de **236 KN**

$$236 \text{ KN} > 223.94 \text{ KN}$$

5) Comprobación de la cantidad de armadura

Si calculamos el área total de las 6 barras de diámetro 12mm tenemos:

$$A_{\emptyset 12mm} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{Total} = 6 \text{ barras} * 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{Total} = 6.78 \text{ cm}^2$$

Según el programa cypecad, necesitamos una armadura para el momento NEGATIVO de

$$A_{cypecad} = 6.54 \text{ cm}^2$$

3.4.1.2 Para momento positivo

1) Capacidad mecánica del hormigón

$$U_c = f_{cd} * b * d$$

Donde:

U_c = capacidad mecánica del Hormigón (KN)

f_{cd} = resistencia de cálculo del hormigón a compresión (KN/m²)

b = base de la sección (mm)

d = Canto útil de la sección (mm)

$$U_c = \frac{21000 \text{ KN/m}^2}{1.5} * 0.20 \text{ m} * 0.315 \text{ m}$$

$$U_c = 882 \text{ KN}$$

2) Momento flector reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{Md}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{Md}{U_c * d}$$

Donde:

μ_d = Momento flector reducido de cálculo (adimensional)

Md = Momento flector de cálculo (KN * m)

Uc = Capacidad mecánica del hormigón (KN)

d = Canto útil de la sección. (m)

$$\mu_d = \frac{45.9 \text{ KN} * \text{m}}{882 \text{ KN} * 0.315 \text{ m}}$$

$$\mu_d = 0.1652$$

$$\mu_d = 0.1652 \Rightarrow \text{A TABLA 2}$$

3) Cuantía mecánica

Con el momento reducido de cálculo entramos a la tabla universal para flexión simple e interpolando obtenemos la Cuantía Mecánica (ω).

$$\text{Si } \mu_d \Rightarrow \omega = 0.1826$$

4) Capacidad mecánica del acero

Como $\omega = 0.1826$

$$U_s = \omega * U_c$$

$$U_s = 0.1826 * 882 \text{ Kn}$$

$$U_s = 161.05 \text{ Kn}$$



A tabla 1 “capacidad mecánica del acero”

Según la tabla 1 “capacidad mecánica del acero”, si colocamos **3 barras de d=16 mm** adquirimos una capacidad mecánica de **209.8 KN**

$$209.8 \text{ KN} > 161.05 \text{ KN}$$

5) Comprobación de la cantidad de armadura

Si calculamos el área total de las 4 barras de diámetro 12 mm tenemos:

$$A_{\emptyset 16mm} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{Total} = 3 \text{ barras} * 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{Total} = 6.03 \text{ cm}^2$$

Según el programa cypecad, necesitamos una armadura para el momento POSITIVO de

$$A_{cypecad} = 5.09 \text{ cm}^2$$

3.4.2 COLUMNAS (EJEMPLO DE CÁLCULO)

Al ser una estructura simétrica en todos sus niveles, el cálculo se simplifica, aún más teniendo columnas rectangulares y utilizando acero de 400 Mpa.

En base a estos criterios, la metodología de diseño fue a FLEXOCOMPRESION CON FORMULAS APROXIMADAS.

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo del pilar con mayores esfuerzos.

DISEÑO COLUMNA C-B5

Datos.-

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$N_d = 1245.7 \text{ KN}$$

$$h = 0.30 \text{ m}$$

$$M_{dy} = 39.1 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$d' \text{ (rec)} = 0.035 \text{ m}$$

$$\delta' = d'/h = 0.035/0.265 = 0.1320$$

$$f_{ck} = 21000 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yk} = 400\,000 \text{ KN/m}^2$$

1. Resistencia de Cálculo

Hormigón

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{21000 \text{ KN/m}^2}{1.5}$$

$$f_{cd} = 14000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Acero:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{400\,000 \text{ KN/m}^2}{1.15}$$

$$f_{yd} = 347\,826 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

2. Capacidad Mecánica del Concreto (Uc)

$$U_c = f_{cd} * A$$

$$U_c = 14000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0.3 \text{ m} * 0.3 \text{ m}$$

$$U_c = 1260 \text{ KN}$$

3. Esfuerzos Reducidos de Cálculo (v y μ)

Esfuerzo Axial Reducido (v)

$$v = \frac{Nd}{U_c} = \frac{1245.7 \text{ KN}}{1260 \text{ KN}} = 0.98$$

$$v = 0.98$$

Momento Reducido (μ)

$$\mu d = \frac{Md}{Uc * h} = \frac{49.1 \text{ KN} * m}{1260 \text{ KN} * 0.30 \text{ m}}$$

$$\mu d = 0.13$$

4. Cuantía Mecánica (ω)

La Cuantía mecánica de la sección total de la armadura $A_{\text{tot}} = \Sigma A$, correspondiente a una sección rectangular sometida a un esfuerzo normal Nd con excentricidad e_0 se calcula por la siguiente formula:

$$\omega = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 * \mu d}{1 - \alpha_3 * \delta'}$$

Figura 14: Tipos de Armaduras

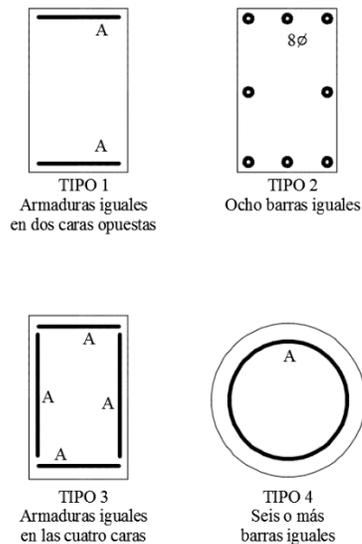


Tabla 11: Coeficientes para dimensionamiento de soportes rectangulares y circulares

COEFICIENTES PARA DIMENSIONAMIENTO DE SOPORTES RECTANGULARES Y CIRCULARES												
AXIAL ν	α_1	α_2	α_3									
0,1	-0,09	2,03	1,98	-0,14	2,36	2,14	-0,15	2,53	2,02	-0,19	3,17	2,17
0,2	-0,16	1,98	2,12	-0,23	2,54	2,04	-0,24	2,65	2,12	-0,25	3,28	2,14
0,3	-0,21	1,99	2,07	-0,28	2,63	1,99	-0,3	2,73	2,19	-0,3	3,39	2,11
0,4	-0,24	2	2	-0,31	2,67	2	-0,33	2,76	2,24	-0,34	3,42	2,23
0,5	-0,22	1,99	2,2	-0,29	2,57	2,25	-0,32	2,75	2,29	-0,31	3,34	2,42
0,6	-0,22	2,12	2,12	-0,28	2,65	2,25	-0,29	2,75	2,39	-0,32	3,49	2,49
0,7	-0,19	2,2	2,02	-0,24	2,73	2,16	-0,26	2,82	2,29	-0,3	3,73	2,2
0,8	-0,15	2,29	1,92	-0,2	2,8	2,06	-0,21	2,89	2,18	-0,25	3,76	2,07
0,9	-0,09	2,31	1,8	-0,13	2,82	1,97	-0,15	2,9	2,07	-0,18	3,76	1,95
1	-0,01	2,32	1,69	-0,06	2,82	1,87	-0,07	2,91	1,96	-0,1	3,75	1,82
1,1	0,06	2,39	1,45	-0,01	2,92	1,61	-0,01	3,02	1,66	0,03	3,56	1,57
1,2	0,15	2,38	1,33	-0,1	2,9	1,5	0,08	3,01	1,54	0,12	3,53	1,44
1,3	0,25	2,37	1,23	-0,19	2,88	1,4	0,17	2,99	1,42	0,22	3,5	1,31
1,4	0,34	2,36	1,14	-0,29	2,85	1,3	0,27	2,97	1,32	0,32	3,46	1,21
1,5	0,44	2,36	1,05	-0,39	2,81	1,22	0,37	2,93	1,22	0,41	3,43	1,12
ARMADO	TIPO 1			TIPO 2			TIPO 3			TIPO 4		

Siendo α_1 , α_2 y α_3 coeficientes que dependen del axial reducido ν , cuyos valores se indican en la tabla 10.

Esta tabla es válida para aceros de 400 y 500 Mpa.

Se observa que la armadura es del TIPO 4 al suponer que utilizaremos 6 o más barras que deben ser iguales ya que contamos con momentos tanto en el eje X como en el eje Y.

Por lo tanto:

Axial reducido $\nu = 0.99$
Momento reducido $\mu dy = 0.13$
Armado TIPO 4

Entrando a la tabla 10 se observa que con los valores obtenidos se debe interpolar.

Interpolando se obtienen los siguientes valores para un axial reducido $\nu = 0.98$.

$$\alpha_1 = - 0.11$$

$$\alpha_2 = 3.75$$

$$\alpha_3 = 1.83$$

Por lo que la cuantía mecánica será:

$$\omega = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 * \mu d}{1 - \alpha_3 * \delta'}$$

$$\omega = \frac{-0.11 + 3.75 * 0.13}{1 - 1.85 * 0.1320}$$

$$\omega = 0.50$$

5. Capacidad Mecánica del Acero (Us)

$$U_s = \omega * U_c$$

$$U_s = 0.50 * 1260 \text{ KN}$$

$$U_s = 630 \text{ Kn}$$

Observando el ANEXO A de “Diseño Estructural” en la parte de esfuerzos en pilares, la columna C-B5 en la losa 1 solamente presenta un momento de magnitud considerable en el eje Y, por lo que se asumen seis barras en el pilar, 4 en las esquinas y 2 en las caras donde se encuentra el momento.

Por lo tanto:

$$\frac{U_s = 630 \text{ KN}}{6 \text{ barras iguales}} = 105 \text{ Kn necesarios por barra.}$$

Según la tabla 1 “Capacidad mecánica del acero” se tiene que 1 barra de d=20mm tiene una capacidad mecánica de 109.3 Kn.

Por lo tanto:

$$6 \phi 20\text{mm} = 6 * 109.3 \text{ KN}$$

$$6 \phi 20\text{mm} = 655.80 \text{ KN}$$

$$630 \text{ Kn} < 655.80 \text{ Kn}$$

Por lo tanto 6 barras de 20mm CUMPLEN con la capacidad necesaria generando un área total de acero

$$A_s = 18.84 \text{ cm}^2$$

6. Esbeltez Mecánica (λ_m)

Longitud de pandeo (ℓ_o)

$$\ell_o = \alpha * \ell$$

De la tabla N° 3 sabemos que $\alpha = 0.5$ por que el pilar tiene 2 extremos empotrados

$$\ell_o = 0.5 * 2.50m$$

$$\ell_o = 1.25$$

Inercia (I)

$$I = \frac{1}{12} h * b^3$$

$$I = \frac{1}{12} 0.30 \text{ cm} * (0.30\text{cm})^3$$

$$I = 6.75 * 10^{-4}$$

Esbeltez mecánica (λ_m).

$$i_c = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{6.75 * 10^{-4}}{0.09}}$$

$$i_c = 0.09$$

$$\lambda_m = \frac{\ell_o}{i_c}$$

$$\lambda_m = \frac{1.15}{0.09}$$

$$\lambda_m = 12.7$$

Al tener una esbeltez mecánica menor a 35, sabemos que el pilar es un pilar “corto”

7. Esbeltez límite (λ_{lim})

$$\lambda_{lim} = 35 \sqrt{\frac{C}{v} \left[1 + \frac{0.24}{\frac{e_2}{h}} + 3.4 \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]}$$

$$\lambda_{lim} = 35 \sqrt{\frac{0.16}{0.98} \left[1 + \frac{0.24}{\frac{2.5 \text{ cm}}{30 \text{ cm}}} + 3.4(1 - 1)^2 \right]}$$

$$\lambda_{lim} = 35 \sqrt{\frac{0.16}{0.98} \left[1 + \frac{0.24}{\frac{2.5 \text{ cm}}{30 \text{ cm}}} + 3.4(1 - 1)^2 \right]}$$

$$\lambda_{lim} = 27.86$$

$$27.86 > 12.7$$

$\lambda_{lim} > \lambda_m \Rightarrow$ **no es necesario comprobar PANDEO**

3.4.3 ESCALERAS (EJEMPLO DE CÁLCULO)

Datos:

Recubrimiento= 3.00 cm

Mto (-) = 7.048 KN*m/m

d' = 0.12 m

fck = 21000 KN/m²

fyk = 400000 KN/m²

b = 1.00 m

h = 0.15 m

Capacidad mecánica del hormigón.

$$Uc = f_{cd} * b * d$$

Donde:

Uc = capacidad mecánica del Hormigón (KN)

Fcd = resistencia de cálculo del hormigón a compresión (KN/m²)

b = base de la sección (m)

d = Canto útil de la sección (m)

$$U_c = \frac{21000 \text{ KN/m}^2}{1.5} * 1.00\text{m} * 0.12 \text{ m}$$

$$U_c = 1680 \text{ KN}$$

6) Momento flector reducido de cálculo.

$$\mu_d = \frac{Md}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{Md}{U_c * d}$$

Donde:

μ_d = Momento flector reducido de cálculo (adimensional)

Md = Momento flector de cálculo (Kn * m)

Uc = Capacidad mecánica del hormigón (Kn)

d = Canto útil de la sección. (m)

$$\mu_d = \frac{7.048 \text{ KN} * \text{m}}{1680 \text{ KN} * 0.12\text{m}}$$

$$\mu_d = 0.034$$

$$\mu_d = 0.034 \Rightarrow A \text{ TABLA 2}$$

7) Cuantía mecánica

Con el momento reducido de cálculo entramos a la tabla universal para flexión simple e interpolando obtenemos la Cuantía Mecánica (ω).

$$Si \mu_d \Rightarrow \omega = 0.0387$$

8) Capacidad mecánica del acero

Como $\omega = 0.0387$

$$U_s = \omega * U_c$$

$$U_s = 0.0387 * 1680 \text{ KN}$$

$$Us = 65.01 \text{ KN}$$



A tabla 1 “capacidad mecánica del acero”

Según la tabla 1, si colocamos **5 barras de d=8 mm** adquirimos una capacidad mecánica de **87.4 KN**

$$87.4 \text{ KN} > 65.01 \text{ KN}$$

Por cada metro lineal de escalera, entran 5 barras con una separación de 20 cm, por lo que para la longitud de 1.35 metros que tiene la escalera del proyecto se necesita:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{1.35 \text{ m}}{0.20 \text{ m}} + 1$$

$$N^{\circ} \text{ de barras} = 7.75$$

$$N^{\circ} \text{ de barras} = 8$$

3.4.4 ZAPATAS (EJEMPLO DE CÁLCULO)

Debido a que el terreno donde se emplazará la obra cuenta con un Esfuerzo admisible alto, podemos utilizar fundaciones superficiales, de las cuales las que mejor se ajustan a nuestro diseño arquitectónico son las ZAPATAS AISLADAS BAJO CARGA CENTRADA O EXCÉNTRICA.

Como se explicó en el capítulo II, nuestras zapatas serán *zapatas aisladas bajo carga centrada o excéntrica*.

A continuación presentamos el ejemplo de cálculo estructural del H°A°. de la zapata del soporte CB-5, que presenta el mayor esfuerzo axial de toda la estructura.

DISEÑO DE ZAPATA DEL SOPORTE CB-5

Datos Soporte

$$a_0 = 0.30\text{m}$$

$$N = 1245 \text{ KN}$$

$$b_0 = 0.30\text{m}$$

$$M_y = 39.1 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$6 \phi 20$$

$$\gamma_f = 1.6 \text{ coeficiente de mayoración de acciones}$$

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} = 21000 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yk} = 400 \text{ Mpa} = 400\,000 \text{ KN/m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_c = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \text{ coeficientes de minoración de materiales}$$

$$\sigma_{adm} \text{ del suelo} = 200 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Se desea que la zapata sea cuadrada.}$$

3.4.4.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA Z-B5

a. Excentricidad de la carga (e)

$$e = \frac{M}{N} = \frac{39.1 \text{ KN} \cdot \text{m}}{1245 \text{ KN}} = 0.0327$$

$$e = 0.0314 \text{ m}$$

b. Canto mínimo (por anclaje de pilar)

Como el pilar tiene armadura de ϕ 20mm el canto debe alojar $2/3 * 60\text{cm}$ de su anclaje y sumarle 6cm de recubrimiento.

$$\text{Canto minimo} = \frac{2}{3} * 0.6 \text{ m} = 0.40 \text{ m} + 0.06 \text{ m}$$

$$\text{Canto minimo} = 0.46 \text{ m}$$

Pero como aclaramos anteriormente, es preferible redondear al múltiplo 0.1 m inmediato superior.

$$\text{Canto minimo} = 0.50 \text{ m}$$

c. Área de planta de zapata (1ª estimación)

$$A_0 = a^2 = \frac{1.25N}{\sigma_{adm}}$$

$$A_0 = a^2 = \frac{1.25(1245\text{KN})}{200 \text{ KN/m}^2} = 7.78 \text{ m}^2$$

$$A_0 = a^2 = 7.78 \text{ m}^2 \Rightarrow a = \sqrt{7.78\text{m}^2}$$

$$a = 2.78 \text{ m} \Rightarrow \text{redondeamos} \Rightarrow a = 2.80 \text{ m}$$

$$a = 2.80 \text{ m} = b$$

d. Excentricidad Relativa (η).

$$\eta = \frac{M}{N * a}$$

$$\eta = \frac{39.1 \text{ KN} * \text{m}}{1245 \text{ KN} * 2.80\text{m}} = 0.0112$$

$$\eta = 0.0112$$

$$0.011 < \eta = 0.0112 < 0.111$$

Se prescinde de la excentricidad o momento. Pero debemos asegurarnos de cubrir los errores del 5% por lo que debemos usar un factor de seguridad en *cálculos geotécnicos como en cálculos estructurales*.

e. Coeficiente para tener en cuenta el peso de la zapata (β)

$$\beta = \frac{25 - 0.075 \sigma_{adm}}{100}$$

$$\beta = \frac{25 - 0.075 * \frac{200KN}{m^2}}{100} = 0.10$$

$$\beta = 0.10$$

Factor que incrementa es esfuerzo Normal = $(1+\beta)$

Por lo tanto, la dimensión en planta de la zapata es:

$$A = \frac{N (1 + 3\eta)(1 + \beta)}{\sigma_{adm}}$$

$$A = \frac{1245KN (1 + 3 * 0.0112)(1 + 0.10)}{200KN/m^2} = 7 m^2$$

$$A = 7 m^2$$

Por lo tanto se tiene una dimensión de zapata corregida:

$$a_1 = \sqrt{A} = \sqrt{7 m^2} = 2.65m$$

$$a_1 = 2.70m = b_1$$

f. Vuelo (v).

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

$$v = \frac{(2.70m - 0.30m)}{2} = 1.20m$$

$$v = 1.20m$$

g. Presión del terreno para el cálculo estructural (σ_t)

$$\sigma_t = \frac{\gamma_f * N (1 + 4.5\eta)}{a * b}$$

$$\sigma_t = \frac{1.6 * 1245KN (1 + 4.5 * 0.0112)}{2.70m * 2.70m}$$

$$\sigma_t = 287.02 \frac{kN}{m^2}$$

De acuerdo a lo establecido en el capítulo II, la presión admisible del suelo se considera media, por lo que puede resultar una zapata flexible. Debemos elegir un canto que asegure la resistencia al cortante y punzonamiento, eso lo hacemos con la siguiente formula:

$$d = d_c = \frac{2.09 * \sigma_t}{\sigma_t + 1120} (v - 0.23)$$

$$d = d_c = \frac{2.09 * 283.94 \frac{KN}{m^2}}{287.02 \frac{KN}{m^2} + 1120} (1.20m - 0.23)$$

$$d = d_c = 0.41m$$

Si suponemos un canto total de $h = d_c +$ un recubrimiento de 6cm resulta un canto teórico de:

$$h = 0.41m + 0.06m = 0.47m$$

Pero debemos redondear:

$$h = 0.50m$$

Restándole a este valor los 6cm de recubrimiento, tenemos un canto útil de:

$$d_c = 0.44m$$

Por lo que la zapata, queda así predimensionada.

$$a = 2.70m = b$$

$$h = 0.50m$$

$$d = 0.44m$$

$$v = 1.20m > 2h = 1.00m$$

Zapata flexible.

3.4.4.2 COMPROBACIÓN DE LA PRESIÓN SOBRE EL TERRENO.

h. Peso de la zapata (P).

$$P = 25 * a * b * h$$

$$P = 25 \frac{Kn}{m^3} * 2.7m * 2.70m * 0.50m$$

$$P = 91.12 KN$$

i. Presión sobre el Terreno (σ)

$$\sigma = \frac{N(1 + 3\eta) + P}{a * b}$$

$$\sigma = \frac{1245KN(1 + 3 * 0.0112) + 91.12KN}{2.70m * 2.70m}$$

$$\sigma = 189 \frac{KN}{m^2} < \sigma_{adm} \rightarrow OK$$

3.4.4.3 CÁLCULO A FLEXIÓN, CORTANTE Y PUNZONAMIENTO.

j. Momento Flector

$$M_d = \frac{1}{2} \sigma_t * b(v + 0.15a_0)^2$$

$$M_d = \frac{1}{2} 287.02 * 2.70(1.2 + 0.15 * 0.30)^2$$

$$M_d = 600.6 KN * m$$

k. Capacidad Mecánica del Hormigón.

$$Uc = fcd * b * d$$

$$Uc = \frac{21000}{1.5} KN * 2.70m * 0.44m$$

$$U_c = \frac{21000}{1.5} \text{KN/m}^2 * 2.70\text{m} * 0.44\text{m}$$

$$U_c = 16632 \text{ KN}$$

l. Momento Reducido

$$\mu = \frac{M_d}{U_c * d} = \frac{600.6 \text{ KN} * \text{m}}{16632 \text{ KN} * 0.44\text{m}}$$

$$\mu = 0.0821$$

m. Cuantía Mecánica

$$\omega = \mu * (1 + 0.72\mu)$$

$$\omega = 0.0812 * (1 + 0.72 * 0.0821)$$

$$\omega = 0.086$$

n. Capacidad Mecánica del Acero

$$U_s = U_c * \omega$$

$$U_s = 16632 \text{ KN} * 0.086$$

$$U_s = 1430.35 \text{ KN}$$

o. Área de la Armadura.

$$A_s = \frac{U_s}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{1430.35 \text{ KN}}{\frac{400000 \text{ KN/m}^2}{1.15}} = 0.0041 \text{ m}^2$$

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

p. Cuantía Geométrica

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{41 \text{ cm}^2}{270\text{cm} * 44 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.0035 > \rho_{min} = 0.0009$$

q. Área dispuesta de la Armadura

Si $A_s = 41 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1$ barra de $\phi=16\text{mm} = 2.01\text{cm}^2$

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{41\text{cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} = 20.40 \text{ barras}$$

Redondeando:

$$N^\circ \text{ de barras} = 21 \text{ barras de } \phi 16\text{mm}$$

r. Cuantía Geométrica Real Utilizada (para 21 barras).

$$\rho_r = \frac{A_s}{b * d} = \frac{21 * 2.01 \text{ cm}^2}{270\text{cm} * 44 \text{ cm}}$$

$$\rho_r = 0.0036$$

A pesar de haber asegurado un canto que pueda resistir el cortante y el punzonamiento, a continuación presentaremos la forma de verificación de tal resistencia.

s. Cortante Actuante

$$V_d = \sigma_t * b(v - d)$$

$$V_d = 287.02 \text{ KN/m}^2 * 2.7\text{m}(1.20\text{m} - 0.44\text{m})$$

$$V_d = 588.96 \text{ KN}$$

t. Coeficiente de Cálculo de la Resistencia Virtual a Cortante (ξ)

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(\text{mm})}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{440\text{mm}}}$$

$$\xi = 1.67$$

u. Resistencia Virtual a Cortante (f_{cv})

$$f_{cv} = \frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100\rho_r * f_{ck}(\frac{N}{\text{mm}^2}))^{1/3}$$

$$f_{cv} = \frac{0.18}{1.5} 1.67 * (100 * 0.0036 * 21)^{1/3}$$

$$f_{cv} = 0.39 \text{ N/mm}^2 \approx 390 \text{ KN/m}^2$$

m. Resistencia Virtual a Cortante mínima (f_{cmin})

$$f_{cmin} = 0.005 * \xi^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

$$f_{cmin} = 0.05 * 1.67^{\frac{3}{2}} * 21^{\frac{1}{2}}$$

$$f_{cmin} = 0.494 \text{ N/mm}^2 \approx 494 \text{ KN/m}^2$$

De ambas resistencias virtuales, elegimos la mayor de las dos.

$$f_{cmin} = 494 \text{ KN/m}^2 > f_{cv} = 390 \text{ KN/m}^2$$

Por lo que trabajamos con:

$$f_{cv} = 494 \text{ KN/m}^2$$

n. Cortante Último

$$V_{cu} = f_{cv} * b * d$$

$$V_{cu} = 494 \text{ KN/m}^2 * 2.70\text{m} * 0.44\text{m}$$

$$V_{cu} = 588.96 \text{ KN} > V_d = 582 \text{ KN} \quad \text{OK.}$$

Como podemos observar se comprueba que las dimensiones de la zapata flexible soportan el esfuerzo cortante de la forma más económica.

o. Área interna del perímetro de punzonamiento

$$A_1 = 4 * \pi * d^2 + b_0(a_0 + 4d) + a_0(b_0 + 4d)$$

$$A_1 = 4 * \pi * (0.44\text{m})^2 + 0.30\text{m}(0.30\text{m} + 4(0.44\text{m})) + 0.30\text{m}(0.30\text{m} + 4(0.44\text{m}))$$

$$A_1 = 3.67\text{m}^2$$

p. Área externa del perímetro de punzonamiento

$$A_e = a^2 - A_i$$

$$A_e = (2.70m)^2 - 3.67m^2$$

$$A_e = 3.62m^2$$

q. Perímetro de punzonamiento

$$u = 4 * \pi * d + 2(a_0 + b_0)$$

$$u = 4 * \pi * 0.44m + 2(0.30 + 0.30)$$

$$u = 6.73m$$

r. Carga de punzonamiento

$$F_{sd} = \sigma_t * A_e$$

$$F_{sd} = 287.02 \text{ KN/m}^2 * 3.62m^2$$

$$F_{sd} = 1039.012 \text{ KN}$$

s. Tensión de punzonamiento

$$\tau = \frac{F_{sd}}{(u * d)}$$

$$\tau = \frac{1039.012 \text{ KN}}{(6.73m * 0.44m)}$$

$$\tau = 350.87 \text{ KN/m}^2 < F_{cv} = 390 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

Como podemos observar, nuestra zapata flexible, puede resistir al punzonamiento.

3.5 PLANOS ESTRUCTURALES

En el anexo E “PLANOS” podemos encontrar los planos a detalle del diseño estructural.

3.6 ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS

El presupuesto general de la vivienda unifamiliar proporcionado por la AGENCIA ESTATAL DE VIVIENDA como también el presupuesto general de la vivienda

multifamiliar se encuentra en el ANEXO “B”. y es donde se puede observar la similitud de los ítems que conforman ambos proyectos de vivienda social.

Entre los objetivos de este documento está el de hacer una análisis comparativos de costos de un edificio multifamiliar de vivienda social vs una vivienda unifamiliar de vivienda social.

Esto para saber si es conveniente invertir en un edificio multifamiliar en una zona urbana de la ciudad de Tarija o bien en una vivienda unifamiliar en una zona rural de dicha ciudad.

3.6.1 ESTIMACIÓN DE COSTOS

En los siguientes cuadros se presentan los costos de las viviendas en consideración:

Tabla 12: Presupuesto vivienda social Unifamiliar

DESCRIPCIÓN	UNIDA D	CANTID AD	P.U (Bs)	TOTAL (Bs)	TOTAL (\$us)
VIVIENDA UNIFAMILIAR					
Terreno area rural	m2	300	418	125.400,0 0	18017,24
Obra civil	m2	68,9	789	54.362,10	7810,64
Instalacion de servicios basicos (luz, agua y gas)	m2	68,9	208	14.331,20	2059,08
Costo total por familia				194.093,3 0	27886,96

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 13: Presupuesto vivienda social Multifamiliar
12 familias**

VIVIENDA MULTIFAMILIAR	UNIDAD	CANTIDAD	P.U (Bs)	TOTAL (Bs)	TOTAL (\$us)
Terreno a area urbana	m2	300	1044	313.200,00	45000
Obra civil (4 losas)	Glb	1	2507085,78	2.507.085,78	360213,47
Costo total del proyecto (12 familias)				2.820.285,78	405213,47
Costo total por familia				235.023,82	33.767,79

Fuente: elaboración propia.

En base al presupuesto general de construcción de la vivienda multifamiliar se sabe que el costo de construcción de una losa extra es aproximadamente de 556536 Bs.

**Tabla 14: Presupuesto vivienda social Multifamiliar
16 familias**

VIVIENDA MULTIFAMILIAR	UNIDAD	CANTIDAD	P.U (Bs)	TOTAL (Bs)	TOTAL (\$us)
Terreno a área urbana	m2	300	1044	313.200,00	45000
Obra civil (5 losas)	Glb	1	3063621,78	3.063.621,78	440175,543
Costo total del proyecto (16 familias)				3.376.821,78	485175,543
Costo total por familia				211.051,36	30.323,47

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 15: Presupuesto vivienda social Multifamiliar
20 familias**

VIVIENDA MULTIFAMILIAR	UNIDAD	CANTIDAD	P.U (Bs)	TOTAL (Bs)	TOTAL (\$us)
Terreno área urbana	m2	300	1044	313.200,00	45000
Obra civil (6 losas)	Glb	1	3620157,78	3.620.157,78	520137,612
Costo total del proyecto (20 familias)				3.933.357,78	565137,612
Costo total por familia				196.667,89	28.256,88

Fuente: elaboración propia.

En la tabla 15 se observa que el costo total por familia de la vivienda multifamiliar es casi igual al costo total por familia de una vivienda unifamiliar.

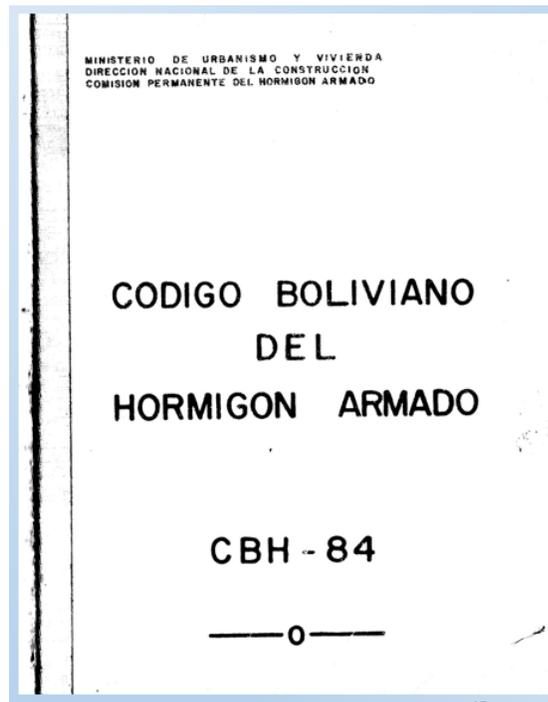
CAPÍTULO 4
APOORTE ACADÉMICO

En octubre de 1980, mediante Decreto Supremo N° 17684 se crea la COMISION PERMANENTE DEL HORMIGÓN ARMADO con el respaldo del entonces Ministerio de Urbanismo y Vivienda.

El año 1983 con la cooperación del Reino de España, visitan el país eminentes profesionales como Francisco Morán Cabré, Álvaro García Mesenguer y otros profesionales para dictar conferencias sobre los criterios de la norma.

El año 1984, mediante Resolución Ministerial N° 168 del Ministerio de Urbanismo y Vivienda se eleva a consulta pública el “CÓDIGO BOLIVIANO DEL HORMIGÓN (CBH – 84)”. El término de la consulta pública se establece para el 31 de diciembre de ese año 1984.

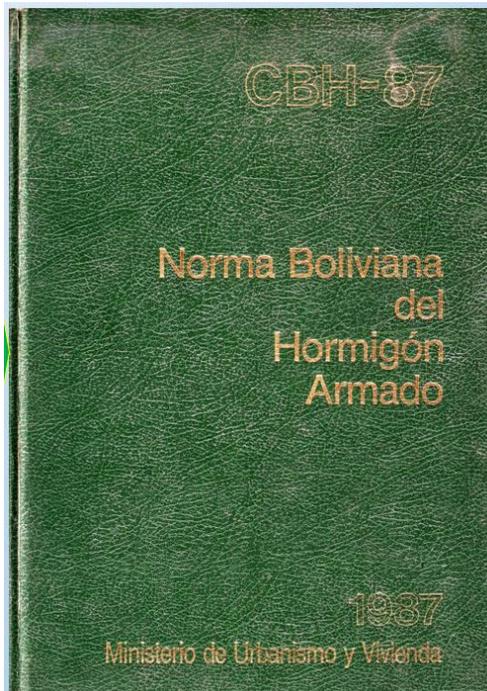
Figura 16: Tapa del Código de Hormigón Armado (CBH – 84)



Cumplido el periodo de consulta y de corrección, este documento pasa a proceso de impresión dando lugar a la publicación de la primera norma boliviana de estructuras mediante Resolución Ministerial N° 194 del Ministerio de Urbanismo y Vivienda el 22 de octubre de 1986 y se pone en vigencia a nivel nacional la:

“NORMA BOLIVIANA DEL HORMIGÓN ARMADO (CBH – 87)”

Figura 17: Tapa de la Norma Boliviana de Hormigón Armado (CBH – 87)



En el año 2005 el colegio de ingenieros civiles de Bolivia impulsaron reuniones realizadas en Cochabamba, La Paz y Santa Cruz para acordar la actualización de la norma.

La comisión redactora del nuevo reglamento vio por conveniente trabajar bajo la matriz de ACI – 318 ya que el modelo norteamericano es un reglamento que tiene sólida base experimental, un buen soporte de software y mucha literatura de apoyo como también genera mayor facilidad de coordinación de criterios con los países vecinos.

En 2011 el COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DE BOLIVIA, la CADECOCRUZ y el IBNORCA publican la versión final de la “NORMA BOLIVIANA DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL (NB – 1225001) bajo los siguientes criterios.

- Traducción de adaptaciones al medio
- Incorporar novedades de nuevas versiones ACI – 318
- Utilizar el Sistema Internacional de Unidades
- Considerar aprovechamiento de los software disponibles
- Respetar tecnologías impuestas en nuestro medio.

Figura 18: Tapa de la Norma Boliviana de Hormigón Armado (NB - 1225001)



Debido a que la norma NB – 1225001 no tiene un respaldo ministerial o un decreto que la ponga en vigencia, la mayoría de ingenieros estructurales que diseñan edificios prefieren seguir utilizando la norma CBH – 87.

Por este motivo se ve imprescindible realizar un análisis comparativo entre ambas normativas, pero al ser normas con contenidos muy amplios, este aporte se concentra específicamente en el diseño de COLUMNAS RECTANGULARES DE HORMIGÓN ARMADO con la esperanza que en un futuro sea utilizado como base para las comparaciones de los demás contenidos.

4.1 OBJETIVOS

4.1.1 GENERAL

- Realizar un análisis comparativo entre la norma de hormigón armado CBH – 87 y la norma NB – 1225001 en el diseño de pilares.

4.1.2 ESPECÍFICOS

- Puntualizar las equivalencias y diferencias existentes entre ambas normas con respecto a las bases de cálculo y diseño de pilares de hormigón armado.
- Realizar un mismo modelo estructural con ambas normas, que permita comparar los resultados obtenidos.

4.2 MARCO TEÓRICO

El análisis se realiza comparando las bases más importantes de cálculo de un modelo estructural:

1. Materiales
2. Acciones que actúan sobre el modelo estructural
3. Factores de seguridad
4. Combinaciones e Hipótesis de cargas.

ANÁLISIS COMPARATIVO

4.2.1 MATERIALES

NORMA CBH – 87

HORMIGÓN

- El valor mínimo de resistencia con el que se puede diseñar es de 12.5 MPa.
- Clasificación de acuerdo a norma NB21-001. Se clasifican como H12.5; H15; H17.5; H20; H25; H30; H35; H40; H45; H50; H55

ACEROS

- El símbolo del diámetro = “Ø”

NORMA NB - 1225001

HORMIGÓN

- El valor mínimo de resistencia con el que se puede diseñar es de 17.5 MPa.
- Clasificación de acuerdo a norma ASTM C – 150M. Se clasifican como

ACEROS

- El símbolo del diámetro = “d_b”.

“Ø” es el símbolo de factor de seguridad que reduce la resistencia de los materiales.

- La denominación de las barras corrugadas es la siguiente:

	Limite Elastico (f_y) MPa	Carga unitaria de rotura (f_s) MPa
AH 400 D.N	400	520
AH 400 E. F	400	440
AH 500 D.N	500	600
AH 500 E.F	500	550
AH 600 D.N	600	700
AH 600 E.F	600	660

- La denominación de las barras corrugadas en la norma NB – 1225001 se mantiene con respecto a la CBH - 87

Valores asumidos de las acciones

- Peso Propio $H^{\circ}A^{\circ} = 25 \text{ KN/m}^3$
- Carga Permanente = 4.99 KN/m^2
- Sobrecarga de Uso:
 - Sobrecarga de uso para vivienda = 2 KN/m^2
 - Sobrecarga de muros interiores = 1.4 KN/m^2
 - Sobrecarga en Balcones (lineal) = 2 KN/m
 - Sobrecargas horizontales = 0.5 KN/m .

4.2.3 HIPÓTESIS DE CARGAS

$$H1 = \gamma_f * G + \gamma_f * Q$$

$$H2 = 0.90 (\gamma_f * G + \gamma_f * Q) + 0.9 (\gamma_f * W)$$

$$H3 = 0.80 (\gamma_f * G + \gamma_f * Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

Valores asumidos de las acciones

- Peso Propio $H^{\circ}A^{\circ} = 25 \text{ KN/m}^3$
- Carga Permanente = 4.99 KN/m^2
- Sobrecarga de Uso:
 - Sobrecarga de uso para vivienda = 2 KN/m^2
 - Sobrecarga de muros interiores = 1.2 KN/m^2
 - Sobrecarga en Balcones (lineal) = 3 KN/m
 - Sobrecargas horizontales = 0.4 KN/m .

HIPÓTESIS DE CARGAS

Estructura vacía:

$$U = 1.4 (D + F)$$

Estructura con Sobrecargas:

$$U = 1.2 (D + F + T) + 1.6 (L + H) + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

Estructura de Cubierta:

$$U = 1.2 D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0 L \text{ o } 0.8 W)$$

Acción del viento:

$$U = 1.2 D + 1.0 W + 1.0 L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

Acción Sísmica:

$$U = 1.2 D + 1.0 E + 1.0 L + 0.2 S$$

4.2.4 FACTORES DE SEGURIDAD

- Factores de Resistencia (γ_s ; γ_c)

<u>Material</u>	<u>Coef</u>	<u>Nivel de control</u>	<u>Corrección</u>
Acero	$\gamma_s =$ 1.15	Reducido	+0.05
		Normal	0
		Intenso	-0.05
Hormigón	$\gamma_c =$ 1.50	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10

- Factores de Esfuerzos (γ_f)

Acción del viento + empujes del suelo:

$$U = 0.9D + 1.0W + 1.6H$$

Acción sísmica + empujes del suelo:

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H$$

FACTORES DE SEGURIDAD

- Factores de Resistencia (\emptyset)
 - En secciones controladas por tracción = 0.9
 - En secciones controladas por compresión.
 - Elementos con esfuerzo en espiral = 0.70
 - Otros elementos Armados = 0.65

- Factores de Esfuerzo (γ)

Las cargas uniformemente distribuidas se reducen de acuerdo a lo siguiente:

Los elementos que cumplan:

$$K_{LL} * A_T \geq 37 m^2$$

<u>Coefficiente</u>	<u>Nivel de ejecución</u>		<u>Corrección</u>
$\gamma_f = 1.6$	Control de ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10
	Daños previsibles en accidentes	Reducido	+0.20
Normal		0	
Intenso		-0.10	

$$L \geq L_o \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} * A_T}} \right]$$

Donde:

L = Sobrecarga de diseño reducida que soporta el elemento, por metro de área

L_o = Sobrecarga de diseño no reducida que soporta el elemento, por metro cuadrado de área

K_{LL} = Factor de sobrecarga del elemento

A_T = Área tributaria, m^2

Para el dimensionamiento de un elemento vertical (pilar o muro), la suma de las sobrecargas de un mismo uso que graviten sobre él, puede reducirse multiplicando por el coeficiente de la siguiente tabla:

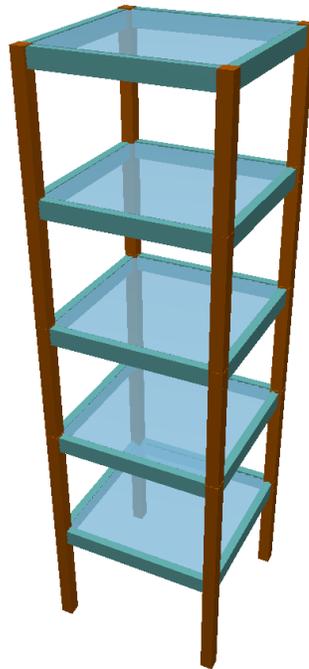
REDUCCIÓN DE PLANTAS DEL MISMO PISO		
1 o 2	3 o 4	5 O Más
1.0	0.9	0.8

Pueden reducirse de acuerdo a la siguiente expresión

4.3 MODELO ESTRUCTURAL

Mediante el programa cypecad se realiza un modelo estructural sencillo tanto con la norma CBH – 87 y la norma NB – 1225001 con el objetivo de comparar los resultados y volúmenes de obra.

Figura 19: Modelo estructural del aporte académico.



El modelo muestra una estructura de cinco losas soportadas por cuatro columnas de Hormigón Armado como se ve en la figura N° 16.

Las losas y vigas se pre diseñan con las mismas acciones y dimensiones para ambas normas con el objetivo de comparar resultados, el modelo debe ser exactamente igual en ambas ocasiones.

4.3.1 MATERIALES UTILIZADOS

- **Hormigón H – 21** con $f_{ck} = 21$ MPa

CBH – 87

- **Acero en barras**

Acero AH – 400; $f_{yk} = 400$ MPa

NB - 1225001

- **Acero en barras**

Acero AH – 420; $f_{yk} = 420$ MPa

4.3.2 NOMBRES DE LAS HIPÓTESIS

PP = Peso Propio

CM = Cargas Muertas

Qa = Sobrecarga de Uso

CATEGORÍA DE USO A = Zonas Residenciales.

E.L.U DE ROTURA EN PILARES

CBH 87

- Control de ejecución Normal
- Daños previsibles: B = Daños de tipo medio
- Exposición al viento: Normal

COMB	PP	CM	Qa
1	0.90	0.90	
2	1.60	1.60	
3	0.90	0.90	1.6
4	1.60	1.6	1.6

FACTORES DE SEGURIDAD

HORMIGÓN = 1.50

ACERO = 1.15

PP = Peso Propio

CM = Cargas Permanentes

Qa = Sobrecarga de Uso

CATEGORÍA DE USO GENERAL

E.L.U DE ROTURA EN PILARES

NB 1225001

COMB	PP	CM	Qa
1	1.40	1.40	
2	1.20	1.20	
3	1.20	1.20	1.60
4	0.90	0.90	

FACTORES DE SEGURIDAD

HORMIGÓN = 1.00

ACERO = 1.00

4.3.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los resultados del modelo estructural se encuentran en el ANEXO D.

Analizando los resultados de la columna “C4” de la planta baja podemos observar lo siguiente:

- Las columnas que soportan la LOSA 1 son las más cargadas, y con ambas normas la dimensión de 30 x 30 cumplen con la resistencia necesaria.

CBH – 87

Esfuerzos en columna C4

$$N = 801 \text{ KN}$$

$$M_x = 26.4 \text{ KN x m}$$

$$M_y = 26.40 \text{ KN x m}$$

La armadura en la columna C4 tiene 6 barras de $\varnothing = 12\text{mm}$

Área de acero en columna:

$$A = 6.79 \text{ cm}^2$$

NB – 1225001

Esfuerzos en columna C4

$$N = 602.2 \text{ KN}$$

$$M_x = 9.6 \text{ KN x m}$$

$$M_y = 9.6 \text{ KN x m}$$

La armadura en la columna C\$ tiene 8 barras de 12 mm.

Área de acero en columna:

$$A = 9.05 \text{ cm}^2$$

4.3.4 CONCLUSIONES DEL APORTE ACADÉMICO

Una vez realizada la comparación de las normas en base a sus especificaciones y a los resultados del modelo estructural se concluye:

- Con las bases de la norma CBH – 87, el acero trabaja con un factor de seguridad menor, quiere decir que resiste más que el acero que trabaja en base a la norma NB – 1225001 elevando los costos aproximadamente en un 25% en caso de utilizar la norma NB – 1225001.
- Los esfuerzos axiales que resultan utilizando las bases de la norma NB – 1225001 son un 24.84% menores que los que resultan utilizando las bases de la CBH – 87 y los momentos que resultan utilizando las bases de la norma NB – 1225001 son un 64% menores que los que resultan con las bases CBH – 87. Esto sucede debido a que los factores de minoración de esfuerzos de la norma NB – 1225001 son mayores que los que utiliza la norma CBH -87.
- A pesar de que un diseño en base a la norma NB – 1225001 tiene mayor costo comparado con un diseño en base a la norma CBH – 87, se aprecia que la norma NB - 1225001 es una norma que está en constante actualización y tiene softwares que apoyan enormemente al momento de diseñar, como también mucha bibliografía que sirve de gran apoyo.
- La norma CBH – 87 no cuenta con una actualización con el pasar de los años, factor que puede complicar al momento de diseñar debido a que no tiene un buen respaldo tecnológico. Esto hace que el diseño tarde más y sea más difícil de compartir por medios cibernéticos. Medios que el día de hoy son necesarios para ahorrar tiempo y comodidad.

CAPÍTULO 5
CONCLUSIONES

CAPITULO 5

CONCLUSIONES

Habiendo realizado el diseño estructural de la vivienda social multifamiliar en propiedad horizontal, se puede concluir lo siguiente:

- Tener una estructura simétrica permite que los elementos constitutivos de la propuesta estructural sean fácilmente diseñados utilizando el método adimensional y simplificado de los estados últimos bajo solicitaciones normales.
- Los resultados del diseño estructural que se obtienen en el Cypecad, en cuanto a dimensiones del hormigón y cuantías de acero, tienen una diferencia no mayor al 15 % con respecto a los obtenidos manualmente bajo la norma CBH-87 o EHE-2008 como se muestra en los elementos estructurales de ejemplo.
- Por tanteos, las vigas de la estructura están diseñadas en el *dominio 3*, por lo que se asegura que ambos materiales están trabajando a su máximo aprovechamiento.
- El diseño contempla una losa de cubierta (losa N° 4) diseñada para soportar cargas vivas iguales a las de las losas inferiores, esto con la idea de que en un futuro se presente la necesidad de aumentar, como límite, una planta de 4 departamentos adicionales.
- De acuerdo al análisis comparativo de costos entre la vivienda multifamiliar y la vivienda unifamiliar, se concluye que el edificio de 4 niveles proyectado tiene un costo por familia de 40 930 Bs más elevado que un proyecto de vivienda unifamiliar. Sin embargo sigue siendo una excelente alternativa para reducir el déficit habitacional de la población de menores recursos ya que su vivienda tendría más confort, comodidad y valor comercial por que se encuentra en un área urbana aprovechando los servicios básicos ya instalados de forma óptima beneficiando a una mayor cantidad de familias. El encontrarse en un área urbana ayuda también a obtener un crédito bancario para ser financiado.

- Un proyecto multifamiliar de estas características, en área urbana, pero con 6 niveles, tiene un costo por familia de 196 667.89 Bs, el cual se asemeja al costo de 194 093.30 Bs de una vivienda unifamiliar de la agencia estatal de vivienda, siendo más atractivo que el de viviendas unifamiliares en áreas rurales al tener solamente una diferencia de 2574.6 Bs. Esa diferencia se va haciendo aún más conveniente para la vivienda multifamiliar si se proyectan edificios de más pisos.
- En la ciudad de Tarija no se cuenta con la cantidad de barrios necesarios que cuenten con servicios básicos, es por eso que este tipo de proyectos multifamiliares son la mejor opción al tener un mayor aprovechamiento del suelo urbano.