

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1. Antecedentes

1.1 El Problema

El crecimiento poblacional constante, ha generado la necesidad de la construcción de mayor cantidad de viviendas en diferentes zonas, en la zona del Barrio Aranjuez se encuentran la U.E. Carmen Mealla, lo cual tendrán gran afluencia de personas de toda la ciudad. En dicha zona solo existe viviendas privadas y no existen infraestructuras que puedan alojar a los nuevos profesionales, comerciantes que pueden llegar del interior del País, y demás personas. Muchos de ellos necesitaran o tendrán el deseo de adquirir una vivienda o formar un negocio en esta zona con gran futuro comercial y residencial, por lo cual se requiere la construcción de más viviendas que puedan cumplir con los requerimientos de seguridad y comodidad.

1.2 Objetivos

1.2.1 General

Realizar el diseño estructural de un edificio multifamiliar con base en las especificaciones del Proyecto de Norma Boliviana del Hormigón Estructural (NB 1225001), para garantizar la resistencia y seguridad del proyecto y ser parte del desarrollo del proyecto de ingeniería, que contribuya al mejoramiento de la calidad.

1.2.2 Especifico

- Realizar el estudio de suelos mediante el ensayo del SPT para obtener la resistencia admisible del mismo
- Determinar las cargas (vivas y muertas) actuantes en la estructura de acuerdo al Proyecto de Norma Boliviana de Acciones sobre la Estructura (NB 1225002) y Acciones de Viento (1225003).
- Realizar la comprobación de los resultados de diseño en los elementos más críticos de la estructura.
- Elaborar el cronograma de ejecución para el desarrollo de la obra
- Elaborar los cálculos métricos y precios unitario de la obra, para poder generar un presupuesto aproximado de la Obra (Sin contemplar instalaciones).

- Elaborar los planos constructivos correspondientes de todos los elementos estructurales.

1.3 Justificación

1.3.1 Académica

Desarrollar y aplicar todos los conocimientos adquiridos y aprendidos en el área de estructuras, durante los cinco años de formación académica en la carrera de Ing. Civil de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, en la realización del diseño estructural del proyecto, que servirá de aporte en el beneficio de la comunidad.

1.3.2 Técnica

El proyecto contempla el diseño estructural de una estructura aporticada de seis plantas cuya distribución de ambientes es la siguiente: garaje, ocho departamentos y cuatro depósitos.

El diseño se realizará a partir de información básica como ubicación del lugar de emplazamiento, planos arquitectónicos, estudio de suelos, y topografía de la zona del proyecto proporcionada por la entidad privada.

Los elementos estructurales que conformarán la estructura serán diseñados en hormigón armado con base en el Proyecto de Norma NB 1225001. El cálculo será elaborado con la ayuda del software Cypecad y se verificará los elementos más solicitantes.

1.3.3 Social

El proyecto busca mejorar la calidad de vida que tiene como objetivo principal proporcionar un espacio seguro y cómodo para vivir, trabajar o realizar actividades específicas.

Un diseño estructural bien planificado puede contribuir a un desarrollo urbano más sostenible, al optimizar el uso del espacio disponible y promover la eficiencia energética. Esto puede conducir a una mayor densidad poblacional, reduciendo así la expansión urbana descontrolada y la pérdida de áreas naturales.

1.4 Alcance del Proyecto

Debido a que el proyecto se enfoca principalmente al diseño estructural, no se calculara ningún tipo de instalaciones en el proyecto como instalación sanitaria, eléctrica, agua potable, etc.

Su alcance comprende el análisis y dimensionamiento de la estructura dentro del proyecto de norma NB-1225001 y el cálculo estructural. Así también como un presupuesto correspondiente al diseño estructural y a las obras de Ing. civil (obra fina) y el tiempo que llevara construirla.

En consecuencia, con el análisis de alternativas realizado la más adecuada para el Diseño Estructural del Edificio Multifamiliar consta de los siguientes elementos estructurales:

Entrepiso. -Losa casetonada con casetones perdidos.

Estructura de sustentación. - Estructura porticada conformada por vigas y columnas de hormigón armado.

Fundaciones. – Vigas de cimentación con losa de fundación hormigón armado.

Muros de hormigón Armado

1.5 Localización

El proyecto se encuentra ubicado en el Barrio Aranjuez, en la Provincia Cercado en el departamento de Tarija.



Figura 1. Ubicación del Edificio Multifamiliar

Se obtuvieron las coordenadas geográficas del lugar de emplazamiento del proyecto con el programa Google Earth y se detallan a continuación en la siguiente tabla:

Punto	Coordenadas Geográficas	
	Latitud	Longitud
CS	21°31'29.88"S	64°44'60.00"O

1.5.1 Información Socioeconómica Relativa al Proyecto

De acuerdo a las encuestas realizadas del CENSO 2012, el municipio de Tarija provincia de Cercado presenta una población de 98670 habitantes y un crecimiento poblacional paulatino de 2.94

1.5.2 Servicios Básicas Existentes

Los servicios básicos son aquellos considerados indispensables o primarios para la vida en una sociedad moderna. Algunos de los servicios básicos existentes incluyen:

Servicio de electricidad: Necesario para iluminar y climatizar hogares, entornos de trabajo y una gran variedad de actividades.

Servicio de gas natural: Brinda combustible para calefacciones, calentadores de agua, cocinas y otros artefactos.

Servicio de agua potable: El sistema de abastecimiento de agua potable es fundamental para garantizar una vida digna y saludable.

Servicio de saneamiento y alcantarillado: La red de saneamiento de aguas servidas y el sistema de desagüe de aguas pluviales son servicios básicos esenciales.

Servicio de recolección de residuos sólidos: Permite mantener la higiene y salubridad de las comunidades.

Servicios educativos primarios: Brindan educación básica y gratuita a los niños, asegurando el primer peldaño hacia el conocimiento y los valores.

Servicio de asistencia médica: Garantiza el acceso a la salud, otro derecho humano fundamental.

Servicio de seguridad pública: Vela por la seguridad de los ciudadanos.

Servicio de transporte público: Facilita la movilidad y el acceso a otros servicios.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2 Marco Teórico

2.1 Levantamiento Topográfico

El levantamiento topográfico se verifica con el fin de señalar la configuración del terreno, para analizar el volumen de movimiento de suelo, para proyectar el futuro emplazamiento o también puntualizar las características del mismo.

2.2 Estudio de Suelos

El estudio de suelo nos permite conocer las características físicas y geológicas del suelo, según los distintos tipos de estudio, se tendrá los datos pertinentes. Como ser la estratificación del mismo, si existe un nivel freático alto, los límites de Atterberg que determinan su comportamiento plástico o fluido, la humedad y la capacidad portante del suelo.

Todos los datos extraídos son necesarios o requeridos para determinar el tipo de cimentación que se va a realizar, su importancia es elevada pues una falla en la fundación podría terminar comprometiendo toda la estructura.

Los estudios que se podría realizar en la ciudad de Tarija teniendo en cuenta el laboratorio de suelos de la carrera son:

La humedad natural del suelo, granulometría, el en sayo de carga directa o S.P.T., los límites de Atterberg y con los correspondientes datos darle una clasificación al suelo, que determinara su comportamiento ante las distintas sollicitaciones y su módulo de balasto.

2.3 Diseño Arquitectónico

Introducción

En el campo de la Arquitectura, un proyecto Arquitectónico es el conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos utilizados para plasmar (en papel, digitalmente, en maqueta o por otros medios de representación) el diseño de una edificación antes de ser construida.

Etapas del diseño arquitectónico. En el diseño arquitectónico intervienen ciertas etapas.

El programa de diseño arquitectónico:

Se trata de una lista que identifica los componentes del sistema y sus requerimientos particulares.

- **Diseño arquitectónico básico:**

Es el proceso donde se traduce a formas útiles todo lo estipulado en el programa de diseño arquitectónico

- **Hipótesis de diseño:**

Es una aproximación conceptual al objeto que se diseñará, puede ser modificado posteriormente. Se considera como aspectos relevantes el contexto arquitectónico, los criterios estructurales, el presupuesto, la función, la forma y también puede tomarse la moda.

- **Zonificación:**

Es el ordenamiento de los elementos del diseño, que se establecieron previamente en el programa de diseño de forma lógica y funcional.

El proyecto arquitectónico es el fin del proceso de diseño arquitectónico y es el conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos, empleados para plasmar el diseño arquitectónico de una edificación.

2.3.1 El proceso del diseño arquitectónico

Previo al comienzo del diseño arquitectónico, existe consideraciones que deben ser contempladas. La situación del terreno, las dimensiones, características topográficas, orientación cardinal, los servicios (energía eléctrica, agua, drenajes, la vista). Luego de solucionar los aspectos anteriores, se valoran las necesidades edilicias: superficie construida, altura de pisos o plantas, relaciones entre los espacios, los usos, etc. (esto es el programa arquitectónico). Otro elemento a tener en cuenta es el presupuesto disponible para la construcción, es determinante para el diseño arquitectónico.

2.4 Normativas de Diseño

Las Normas que serán aplicadas en los diferentes aspectos del proyecto se mencionarán a continuación:

- **Hormigón Armado:** La norma aplicada para el diseño estructural de los elementos de hormigón armado será el proyecto de norma NB 1225001.
- **Acciones sobre la Edificación:** La norma aplicada para los valores de las propiedades de materiales (peso específico), diferentes cargas (cargas permanentes y sobrecargas de uso) será del proyecto de norma NB1225002-1 cual está basada en

la norma ASCE 7-16 (Cargas mínimas de Diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras). Así mismo se usará las normas de viento NB1225003 como también el proyecto de norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS 2024.

2.5 Materiales de la Edificación

Los diferentes datos de propiedades de los materiales que son necesarios para el diseño estructural, contabilización de cargas, etc. Serán mencionados a continuación:

Hormigón Armado: La resistencia del Hormigón Armado se eligió en base a las tendencias constructivas que se presentan hoy en día.

Tabla 2.1: Propiedades del Hormigón

Hormigón Armado		
Resistencia a Compresión	25	MPa
Peso Especifico	25	kN/m ³

Fuente: Elaboración Propia

Acero de Refuerzo: El tipo de acero elegido es el ArcelorMittal AH500 S, el cual tiene las siguientes propiedades:

Tabla 2.2: Propiedades de Acero

Acero de Refuerzo		
Límite de Fluencia (fy)	500	MPa
Resistencia a Tracción (fs)	600	MPa

Fuente: Elaboración Propia

2.6 Estados limites

Todas las estructuras y en particular de hormigón armado, además de presentar la seguridad necesaria frente a los estados límites últimos, deben comportarse adecuadamente en las condiciones de servicio.

Toda la estructura debe reunir todas las condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad, con objeto de que pueda rendir el servicio.

Se denominan estados límites aquellas situaciones tales que, al ser rebasadas, colocan a la estructura fuera de servicio, los estados límites pueden clasificarse en:

- **Estados Limites Últimos:** Son las que corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura, los estados últimos se relacionan con la seguridad de la estructura y son independientes de la función, las más importantes no dependen del material que lo constituye.
- **Estados Limites de Servicio:** También llamados estados límites de servicio que corresponde a la máxima capacidad de servicio de la estructura, los estados límites de utilización se relacionan con la funcionalidad de la estructura y dependen de la función que esta cumpla, en estructuras de hormigón.

2.7 Diseño Estructural

2.7.1 Análisis de Carga (Acciones en la Estructura)

Las acciones en una estructura son las solicitaciones a que puede estar sometida, entre éstas se encuentran, por ejemplo, el peso propio, las cargas muertas, las cargas vivas, las presiones por viento, las aceleraciones por sismo y los asentamientos. La respuesta de una estructura, o de un elemento, es su comportamiento bajo una acción determinada, y puede expresarse como deformación, agrietamiento, durabilidad, vibración. Dentro de las Acciones sobre la estructura podemos mencionar las siguientes:

- Acciones Gravitacionales
- Acciones Accidentales

2.7.1.1 Acciones Gravitacionales

- **Peso Propio**

El peso propio es la carga procedente de todos los elementos estructurales definidos en el modelo, calculados respecto al material de las secciones, las dimensiones de los elementos y el grosor de las losas o muros utilizados, esta carga es considerada automáticamente por Cypecad.

- **Carga Muerta**

La carga muerta es un tipo de carga (caso de carga) procedente de todos los componentes de objeto (no solo los estructurales) que cargan la estructura de objetos de forma permanente. La carga muerta incluye el peso propio de la estructura, pero está formada por cargas procedentes de otros objetos no estructurales, los cuales se considerará en el capítulo 3 (muros, revoques, acabados de pisos y losas).

- **Carga Viva**

Cargas debidas a la ocupación y uso o servicio que presta la estructura. Por ejemplo: peso de personas y muebles en edificios, mercaderías en depósitos, vehículos en puentes, etc. (NB1225002-1, 2020)

2.7.1.2 Acciones Accidentales

Las cargas accidentales son aquellas que pueden aparecer en algún momento causando la aplicación de fuerzas y esfuerzos en alguna estructura, como lo son: el viento, los temblores y la lluvia, entre otros

- **Carga de Viento**

Los vientos son cargas dinámicas aproximadas al usar cargas estáticas equivalentes. Este procedimiento cuasi-estático puede ser utilizado por la mayoría de edificaciones, en algunos casos específicos se necesita un análisis modal. La presión ejercida por el viento es directamente proporcional al cuadrado de la velocidad y requiere ser calculada en las áreas expuestas de la estructura.

- **Carga de Sismo**

La carga sísmica es un concepto utilizado en ingeniería sísmica que define las acciones que un sismo provoca sobre la estructura de un edificio y que deben ser soportadas por esta. Se transmiten a través del suelo a las estructuras adyacentes.

2.7.2 Combinaciones de Carga

La resistencia requerida “U” se expresa en términos de cargas mayoradas o de las fuerzas y momentos internos correspondientes. Las cargas mayoradas son las cargas especificadas en el reglamento aplicado a la construcción multiplicadas por los factores de carga apropiados. El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular la carga y por las variaciones esperadas para dicha carga durante la vida de la estructura. Por esta razón, a las cargas muertas que se determinan con mayor precisión y son menos variables se les asigna un factor de carga más bajo que a las cargas vivas. Los factores de carga también toman en cuenta variabilidades inherentes del análisis estructural empleado al calcular los momentos y cortantes. (NB 1225001-2020)

El proyecto de Norma NB1225001-2020 presenta las siguientes combinaciones de carga a usarse en el análisis de una estructura:

Tabla 2.3: Combinaciones de Carga

Combinaciones de carga	Ecuación	Carga Primaria
$U = 1,4(D + F)$	(5.3.1a)	D
$U=1,2(D+F+T)+1,6(L+H)+0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	L
$U=1,2D+1,6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)+(1L \text{ ó } 0,8W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U=1,2D+1W+1L+0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	W
$U=1,2D+1E+1L+0,2S$	(5.3.1e)	E
$U=0,9D+1W+1,6H$	(5.3.1f)	W
$U=0,9D+1E+1,6H$	(5.3.1g)	E

Fuente: (NB1225001-2020)

Donde:

U = Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas.

D = Cargas muertas.

F = Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.

T = Efectos acumulados de variación de temperatura, fluencia lenta, retracción, asentamiento diferencial, y retracción del hormigón de retracción compensada.

L = Cargas vivas.

L_r = Cargas vivas de cubierta.

H = Cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales.

S = Cargas por nieve.

R = Cargas por lluvia.

W = Carga por viento

E = Efectos de carga producidos por el sismo.

2.7.3 Métodos de Diseño

El método de diseño usado dentro del reglamento de la Norma Bolivia es “El Diseño por Resistencia” este método nos indica que los elementos deben proporcionarse por una resistencia adecuada de acuerdo a las disposiciones del reglamento, utilizando factores de carga y factores de reducción de resistencia (Φ), independientemente del análisis que se haga deben cumplirse los requisitos generales de serviciabilidad del reglamento, así como los requisitos para el control de deflexiones y agrietamientos. (García, 2017)

2.7.3.1 Resistencias de Diseño

Los propósitos de los factores de reducción de resistencia Φ son: (1) tener en cuenta la probabilidad de existencia de miembros con una resistencia baja debida a variaciones en la resistencia de los materiales y las dimensiones, (2) tener en cuenta inexactitudes en las ecuaciones de diseño, (3) reflejar la ductilidad disponible y la confiabilidad requerida para el elemento sometido a los efectos de carga en consideración, y (4) reflejar la importancia del elemento en la estructura. (NB 1225001-2020)

La Resistencia de Diseño Proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de la NB multiplicada por un factor Φ de resistencia. (García, 2017)

Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño en todas las secciones debe cumplir con $\Phi S_n \geq U$ incluyendo de (a) hasta (d). Debe tenerse en cuenta la interacción entre los efectos de las cargas. (NB1225001-2020)

$$a) \Phi M_n \geq M_u \quad b) \Phi V_n \geq V_u \quad c) \Phi T_n \geq T_u \quad d) \Phi P_n \geq P_u$$

Los factores de Resistencia deben analizarse para cada caso, pero en general la NB presenta una tabla resumen de acuerdo a los diferentes casos que se presentan:

Tabla 2.4: Factores de reducción de resistencia

Acción o Elemento Estructural		Φ	Excepciones
a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0,65 a 0,9 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han anclado totalmente, Φ debe cumplir con 21.2.3
b)	Cortante	0,75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
c)	Torsión	0,75	-

d)	Aplastamiento	0,65	-
e)	Zonas de anclaje de pos-tensado	0,85	-
f)	Cartelas y ménsulas	0,75	-
g)	Bielas, tirantes, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método biela-tirante del Capítulo 23	0,75	-
h)	Componentes de conexiones de elementos prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0,9	-
i)	Elementos de hormigón simple	0,6	-
j)	Anclajes en elementos de hormigón	0,45 a 0,75 de acuerdo a Cap 17	-

Fuente: (NB 1225001-2020)

2.7.4 Comportamiento de la Estructura

En esta sección se analizará el comportamiento de la estructura bajo diferentes esfuerzos:

2.7.4.1 Comportamiento a Flexión

En esta sección se supone que se coloca una pequeña carga transversal sobre una pieza de concreto con refuerzo de tensión y que esta carga se incrementa gradualmente en magnitud hasta que la pieza falla. Cuando esto ocurre, encontraremos que la pieza pasa por tres etapas distintas antes de que ocurra el colapso. (MCCORMAC, 2014)

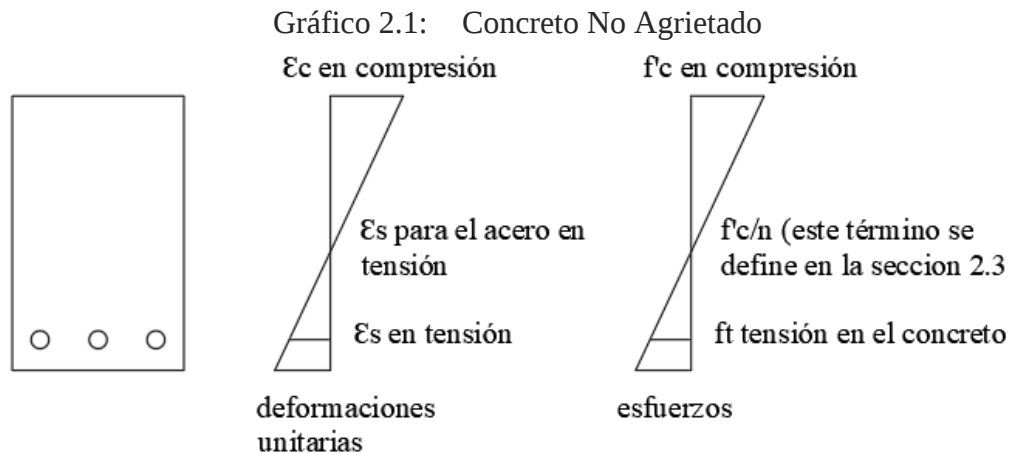
1) Etapa de Concreto No Agrietado

2) Etapa con Esfuerzos Elásticos y Concreto Agrietado

3) Etapa de Resistencia Ultima

2.7.4.1.1 Etapa de Concreto No Agrietado

Bajo cargas pequeñas, cuando los esfuerzos de tensión son menores que el módulo de ruptura (esfuerzo de tensión por flexión, bajo el cual el concreto comienza a agrietarse), la sección transversal total de la viga resiste la flexión, con compresión en un lado y tensión en el otro.



Fuente: (MCCORMAC, 2014)

La condición para que se cumpla esta etapa es que el esfuerzo a tensión del hormigón debe ser menor al esfuerzo de agrietamiento:

$$f_t \leq f_r$$

La Sección 24.2.3.5 establece que el momento de agrietamiento de una sección se puede determinar con la Ecuación 24.2.3.5b de la NB 1225001, en donde f_{cr} es el módulo de ruptura del concreto y "y" es la distancia del eje centroidal de la sección a su fibra extrema en tensión. (MCCORMAC, 2014)

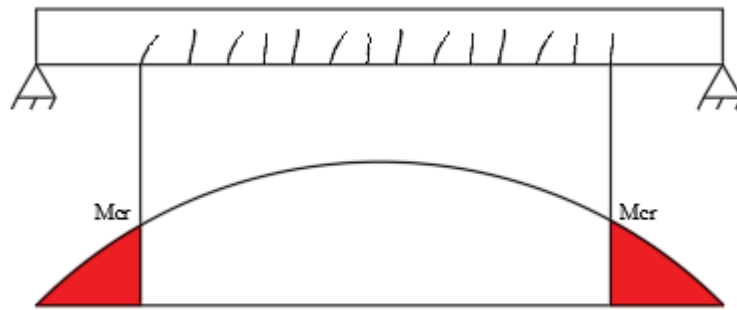
$$f = \frac{M \cdot Y}{I} \quad f_{cr} = 0.7 \lambda \sqrt{f'_c} \quad M_{agri} = \frac{f_{cr} \cdot I}{Y}$$

Donde:

f_{cr} = Esfuerzo de Agrietamiento

Si se cumple las condiciones antes mencionadas la sección de la viga que está sometida a esfuerzos que no causan fisuras será como se puede ver en el gráfico:

Gráfico 2.2: Sección No Agrietada



Fuente: (MACCORMAC, 2014)

Una consideración que suele tomarse en cuenta es que la resistencia a tracción del hormigón (f_{cr}) puede ser el 10% de la resistencia a compresión del hormigón (f'_c).

$$f_{cr} = 10\% * f'_c$$

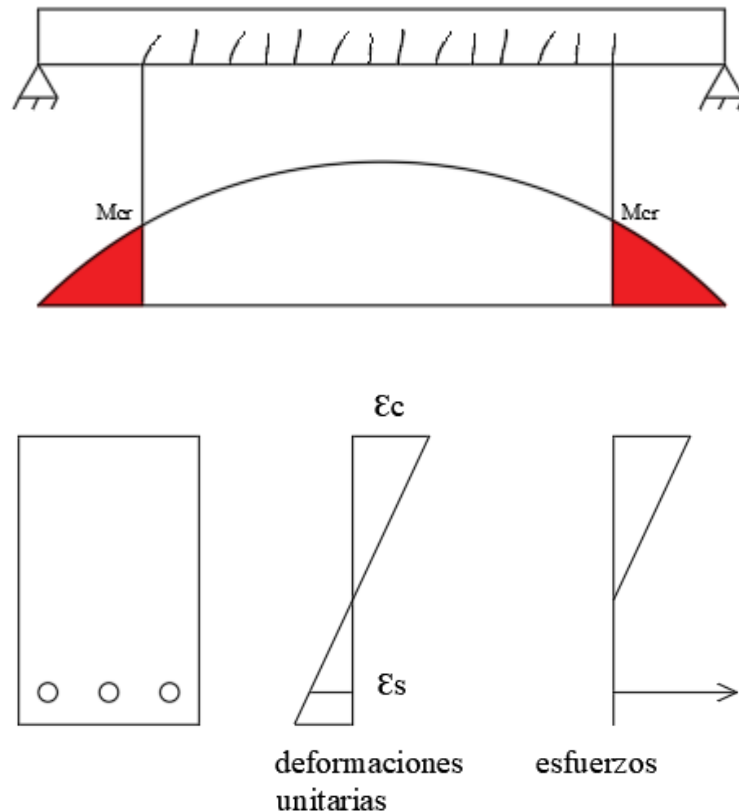
Si los esfuerzos en la sección sometida a una carga muy pequeña no sobrepasan el “ f_{cr} ” entonces se puede decir que es una sección no agrietada, pero una vez sobrepasado este esfuerzo la sección se agrietará.

2.7.4.1.2 Etapa de Esfuerzos Elásticos y Concreto Agrietado

Al incrementarse la carga, después de que el módulo de ruptura del concreto se ha excedido, comienzan a desarrollarse grietas en la parte inferior de la viga.

La variación lineal de los esfuerzos y de las deformaciones se presenta normalmente en las vigas de concreto reforzado bajo condiciones normales de carga de servicio, ya que, debido a esas cargas, los esfuerzos del concreto generalmente son inferiores a $0.50 f'_c$.

Gráfico 2.3: Concreto Agrietado



Fuente: (MACCORMAC, 2014)

Cuando el momento flexionante es lo suficientemente grande como para que los esfuerzos de tensión en las fibras extremas resulten mayores que el módulo de ruptura, se supone que todo el concreto en el lado de tensión de la viga está agrietado.

2.7.4.1.3 Resistencia Ultima

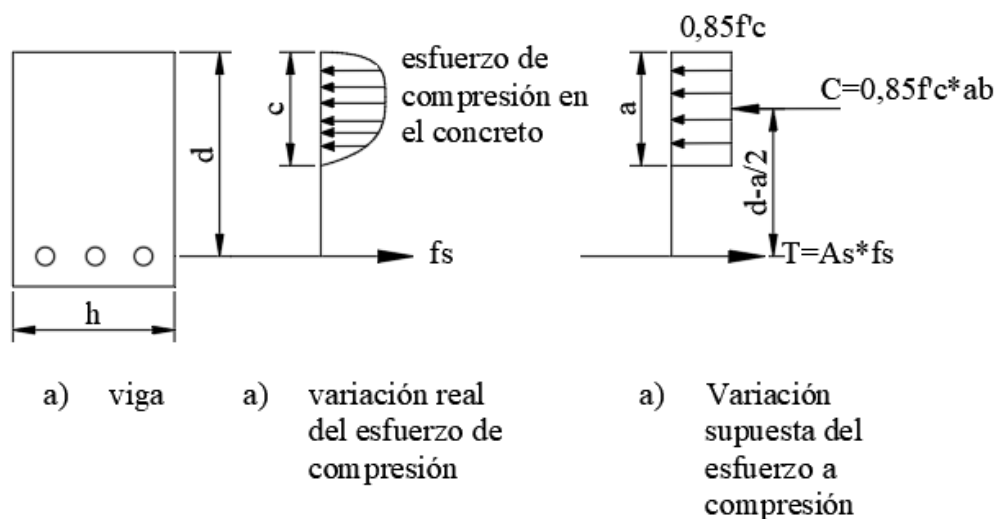
Para este análisis, se supone que las varillas de refuerzo a tensión están trabajando a su punto de cedencia antes de que se aplaste el concreto en el lado de compresión de la viga.

Después de que los esfuerzos de compresión en el concreto exceden el valor $0.5f'_c$ ya no varían directamente a la distancia del eje neutro o como una línea recta. Su comportamiento se vuelve más bien como el que se muestra en el grafico 2.9 b) Se supone, para los fines de este análisis, que el diagrama de compresión curvo se remplaza con uno rectangular con un esfuerzo constante de $0.85f'_c$ como se muestra en la parte c del grafico 2.9 Se considera, además, que el diagrama rectangular de altura “a” tiene el mismo centro de gravedad y la misma magnitud total que el diagrama curvo. (MCCORMAC, 2014)

Para obtener la resistencia nominal o teórica por momento de una sección rectangular, se aplican los siguientes pasos:

- 1) Calcular la fuerza de Tensión $T = A_s * f_y$
- 2) Igualar la fuerza total de compresión $C = 0.85f'_c * a * b$, a la expresión del punto 1 y despejar “a”. En esta expresión, $a * b$ es el área supuesta esforzada en compresión a $0.85f'_c$. La fuerza de compresión C y la fuerza de Tensión T deben ser iguales para mantener el equilibrio de la sección.
- 3) Calcular la distancia entre los centros de gravedad de T y C (para una viga rectangular, la sección es igual a $d-a/2$).
- 4) Determinar M_n (Momento Nominal) que es igual a T o C veces la distancia entre sus centros de gravedad.

Gráfico 2.4: Compresión y Tensión del momento nominal



Fuente: (MACCORMAC, 2014)

2.7.4.1.4 Hipótesis de Capacidad Nominal

La capacidad nominal puede depender de dos hipótesis principales las cuales se mencionan a continuación:

- Primera Hipótesis:

El concreto fallara para una deformación unitaria (ϵ) de 0.003. La deformación unitaria del concreto puede variar de 0.003 a 0.008 según NB 1225001. La Norma adopta la deformación unitaria del concreto (ϵ_c) de 0.003, alcanzada esta deformación unitaria el concreto fallaría.

$$\epsilon = \frac{f_x}{E_x}$$

Donde:

ϵ = Deformación Unitaria del Material.

E_x = Modulo de Elasticidad del Material

f_x = Esfuerzo en el Material

- Segunda Hipótesis:

El acero tiene un comportamiento elasto - plástico perfecto, una porción se comporta elásticamente, pero al llegar al esfuerzo de cedencia (f_y) el material ya no logra desarrollar mayor esfuerzo y presenta grandes deformaciones unitarias.

La NB 1225001 establece que el valor de ϵ_y (deformación unitaria del acero en el punto de fluencia) para que la sección de hormigón armado se comporte de forma dúctil se busca que ϵ_y sea:

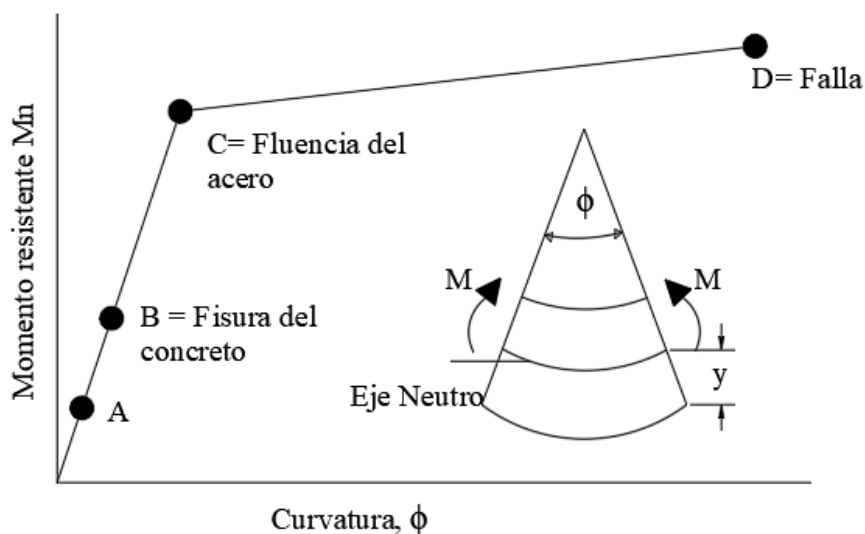
$$\epsilon_y \geq 0.005 \text{ (NB 1225001)}$$

Una vez alcanzado el f_y el esfuerzo en el acero es constante, pero comienza a tener grandes deformaciones (el acero comienza a fluir).

2.7.4.1.5 Tipos de Fallas de Comportamiento a Flexión

Resumiendo, el comportamiento de los elementos sometidos a flexión que se vio en los anteriores puntos se puede observar cada punto en el diagrama de momento curvatura donde:

Gráfico 2.5: Diagrama Momento – Curvatura



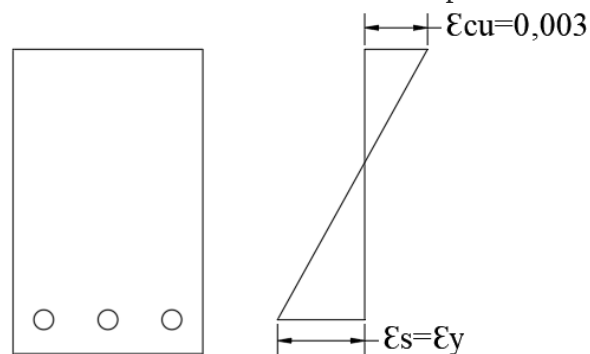
Fuente: (Portal Civil, 2021)

- a) En el punto A se alcanza el momento de agrietamiento, superando este punto se presenta la primera grieta.
- b) En el punto B alcanzado el momento de agrietamiento el acero de refuerzo comienza a trabajar y será el acero quien absorberá las demandas de tracción y el hormigón las demandas de compresión.
- c) En el punto C el acero de refuerzo alcanza el esfuerzo de fluencia y comienza a tener grandes deformaciones.
- d) En el punto D, el elemento sometido a flexión ha fallado.

Esta falla puede dar la dirección en la que va el diseño, ya que de acuerdo a las características elegidas para el diseño se puede elegir o guiar al tipo de falla deseado para el diseño, por lo cual se mostraran 3 tipos de fallas de acuerdo a las deformaciones unitarias que presenta el hormigón armado:

- a) Para Sección Controlada por tracción

Gráfico 2.6: Sección Controlada por tracción

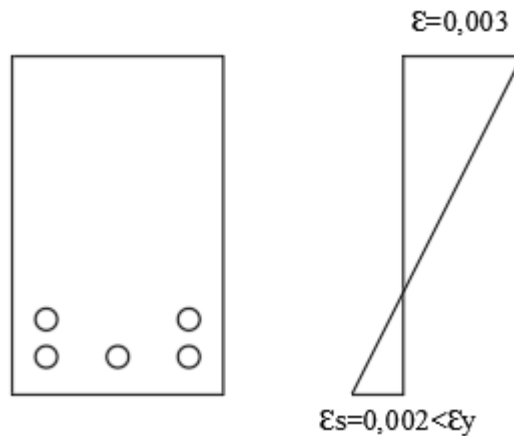


Fuente: (Portal Civil, 2021)

Tendrá una Falla Dúctil, la cual es en la que los elementos estructurales antes de fallar presentan grandes deformaciones, lo cual es un aviso de que la estructura está cediendo, este caso es lo ideal para fines de diseño.

b) Para Sección Controlada por Compresión

Gráfico 2.7: Sección Controlada por Compresión

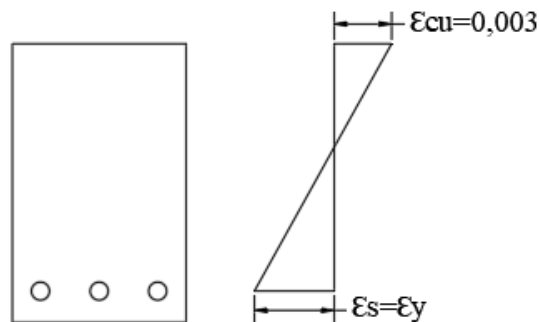


Fuente: (Portal Civil, 2021)

Tendrá una Falla por Compresión, es en la que el acero no alcanza la cedencia y el hormigón alcanza su deformación unitaria máxima. Son fallas repentinas donde la sección comprimida explotaría, este tipo de elemento presenta una Falla Frágil.

c) Falla Balanceada

Gráfico 2.8: Falla Balanceada

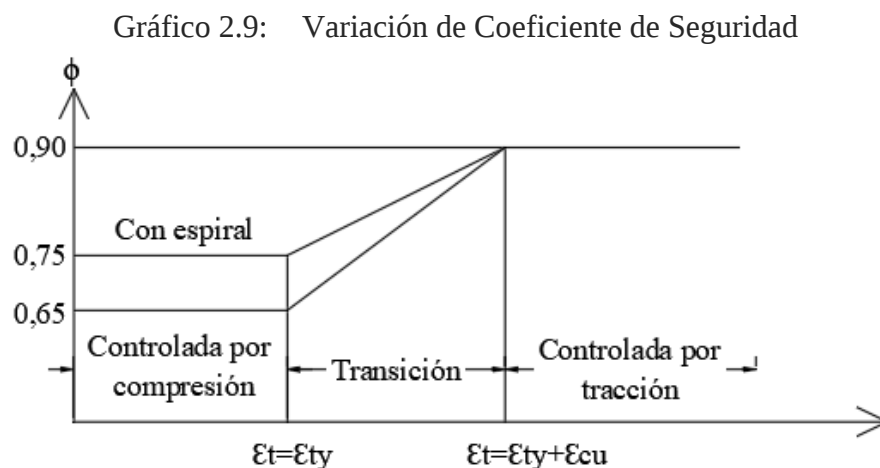


Fuente: (Portal Civil, 2021)

Una viga de proporción balanceada de acero es aquella en la cual el acero en tensión teóricamente alcanzaría justamente su punto de cedencia al mismo momento que las fibras extremas del concreto en compresión alcanzan una deformación unitaria de 0.003. Estos miembros donde ambos materiales pueden fallar repentinamente al mismo tiempo son miembros controlados por compresión, este tipo de elemento presenta una Falla Frágil.

La Primera etapa (Falla Dúctil) es aquella es la que se desea para el diseño estructural de los elementos estructurales sometidos a flexión.

La NB 1225001-2020 recomienda que el diseño sea en función del comportamiento de la sección para lo cual propone el siguiente gráfico:



Fuente: (NB 1225001, 2020)

La NB 1225001-2020 indica que el valor de la deformación unitaria del acero debe ser mayor o igual a 0.005.

Si se desea un análisis más detallado para determinar la clasificación del elemento estructural y bajo qué esfuerzo está controlada la sección la NB 1225001 propone la siguiente tabla:

Tabla 2.5: Factor de reducción de resistencia

Tabla 21.2.2 - Factor de reducción de resistencia, Φ , para, momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial					
Deformación unitaria neta a tracción ϵ_t	Clasificación	Φ			
		Tipo de armadura transversal			
		Espiral que cumplen con 25.7.3		Otros	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0,75	(a)	0,65	(d)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < 0,005$	Transición	$0,75 + 0,15 \left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{ty}}{0,005 - \epsilon_{ty}} \right)$	(b)	$0,65 + 0,25 \left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{ty}}{0,005 - \epsilon_{ty}} \right)$	(e)
$0,005 \leq \epsilon_t$	Controlada por tracción	0,90	(c)	0,90	(f)

Fuente: (NB 1225001, 2020)

Aunque para un acero de Grado 70 ($f_y = 500\text{MPa}$), la deformación unitaria es igual o mayor a 0.002 en su punto de fluencia, por lo cual de acuerdo a la tabla sumando 0.003 se obtiene el valor de 0.005, entonces ambos métodos llegan a una conclusión muy parecida.

2.7.4.2 Comportamiento a Cortante

En un miembro sin refuerzo para cortante, se supone que el cortante lo resiste el alma de concreto. En un miembro con refuerzo para cortante, se supone que una parte de la resistencia a cortante la proporciona el concreto y el resto el refuerzo para cortante. (NB 1225001, 2020)

$$V_n = V_c + v_s$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s \text{ (NB 1225001)}$$

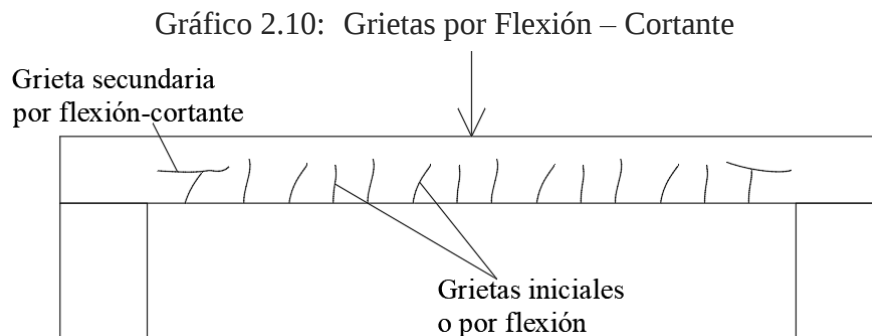
V_n = Cortante Nominal

V_c = Cortante que resiste el concreto

V_s = Cortante que resiste el acero de refuerzo

Grietas por cortante en vigas de hormigón armado

Las grietas inclinadas pueden desarrollarse en las almas de vigas de concreto reforzado, ya sea como extensiones de las grietas de flexión o bien ocasionalmente como grietas independientes. La primera de estas dos clases de grietas es la grieta por flexión-cortante, un ejemplo de la cual se muestra en el Grafico 2.16. Éstas son las grietas usuales por cortante que se encuentran en las vigas de concreto pre esforzado y sin pre esforzar. (MCCORMAC, 2014)



Fuente: (MCCORMAC, 2014)

Conforme una grieta avanza hacia el eje neutro, el resultado será una cantidad reducida de concreto disponible para resistir la fuerza cortante; es decir, los esfuerzos cortantes aumentarán su valor en el concreto arriba de la grieta. Recuérdese que en el eje neutro los esfuerzos de flexión son nulos y los esfuerzos cortantes alcanzan sus valores máximos. Por consiguiente, los esfuerzos cortantes determinarán qué ocurre con las grietas en esa zona. (MCCORMAC, 2014)

2.7.4.3 Comportamiento a Compresión

En la práctica no existen las columnas cargadas en forma axial perfecta, pero un análisis de tales miembros proporciona un punto de partida excelente para explicar la teoría del diseño de columnas reales con cargas excéntricas. Varias ideas básicas pueden explicarse para las columnas con carga axial pura y las resistencias obtenidas señalan límites teóricos superiores que pueden verificarse claramente con pruebas reales. Aunque los esfuerzos en columnas no pueden predecirse en el intervalo elástico con ningún grado de exactitud, varias décadas de pruebas han mostrado que la resistencia última de las columnas sí se puede estimar muy bien. Además, se ha demostrado que las proporciones de las cargas vivas y muertas, la duración de la carga y otros aspectos, tienen poca influencia en la resistencia última. Ni siquiera importa si es el concreto o acero el que primero alcanza tal resistencia. Si uno de los dos materiales se acerca a su resistencia última, sus grandes deformaciones causarán que los esfuerzos en el otro aumenten más rápido. (MCCORMAC, 2014)

Por estas razones, sólo consideraremos aquí la resistencia última de las columnas. En la falla, la última resistencia teórica o resistencia nominal de una columna corta cargada axialmente puede determinarse con bastante precisión mediante la expresión siguiente, en la que A_g es el área total del concreto y A_{st} es el área total de la sección transversal del refuerzo longitudinal, incluyendo varillas y perfiles de acero:

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

Donde:

P_n = Carga Axial

f'_c = Resistencia a compresión del hormigón

A_g = Área bruta de la Columna

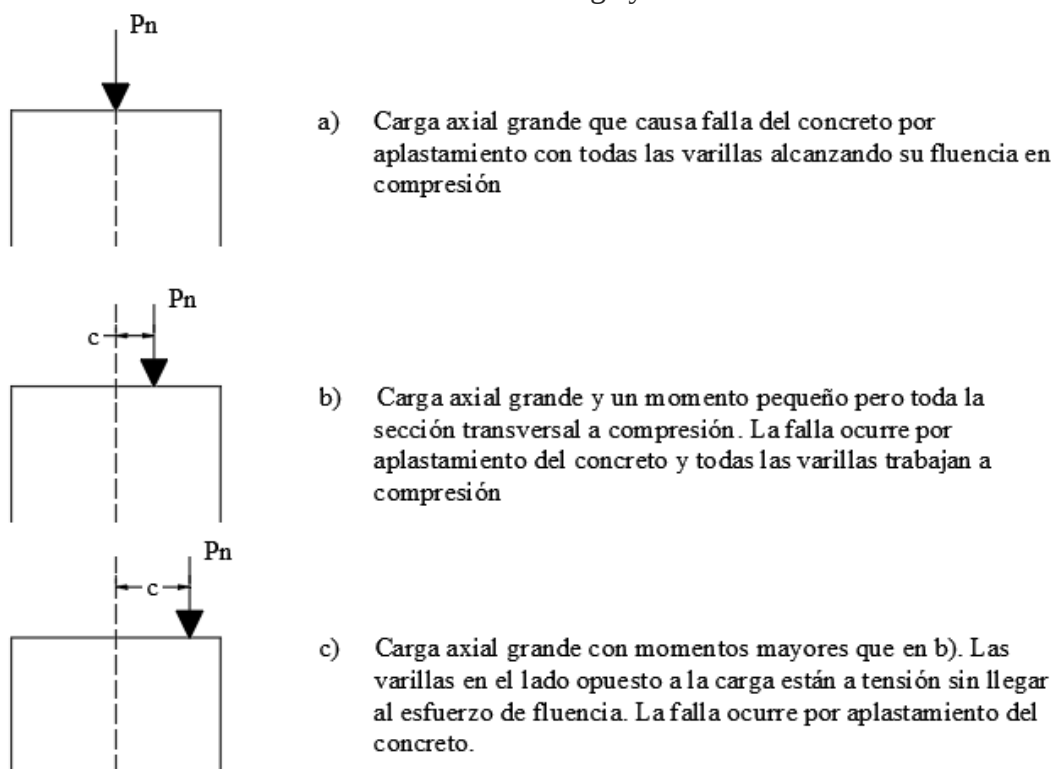
A_{st} = Área de Acero a tracción

f_y = Resistencia de Fluencia del acero

2.7.4.4 Comportamiento a Flexo compresión

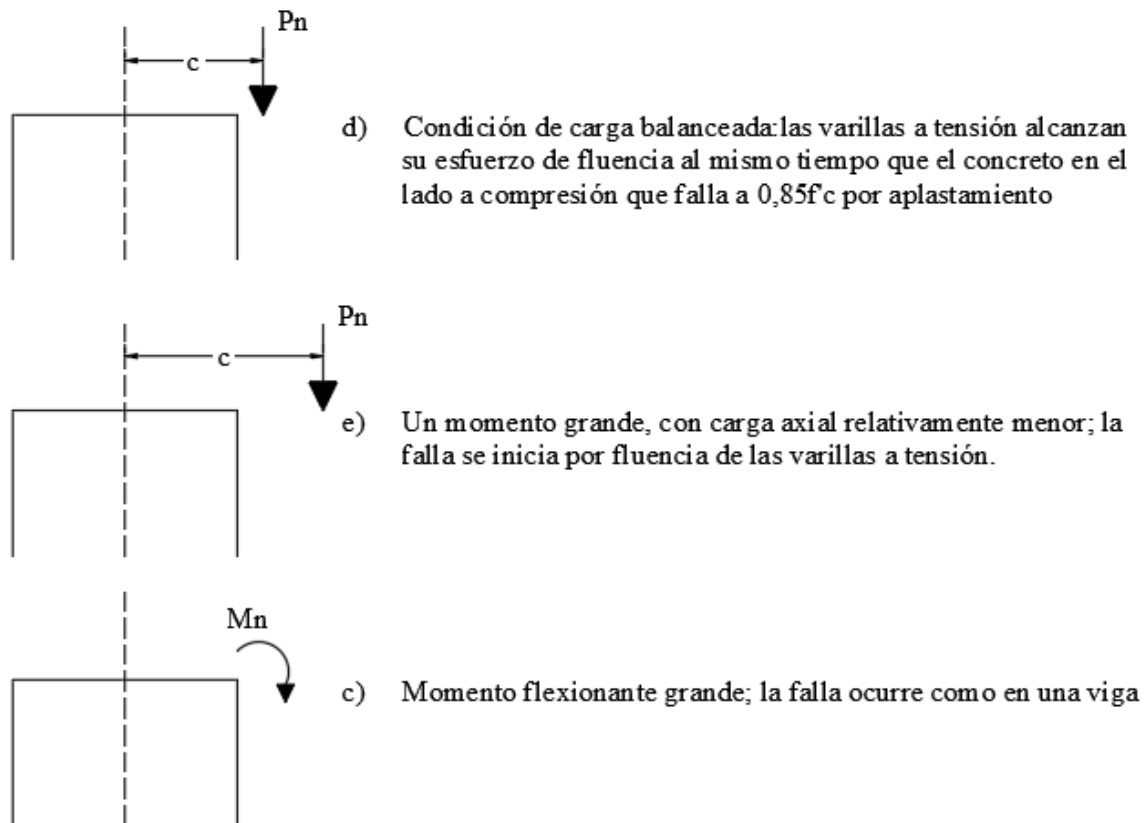
Todas las columnas están supeditadas a cierta flexión y fuerzas axiales, por lo que es necesario diseñarlas para que resistan ambas sollicitudes. Las así llamadas fórmulas de carga axial toman en cuenta algún momento, porque incluyen el efecto de excentricidades pequeñas con los factores 0.80 y 0.85. Estos valores equivalen aproximadamente a suponer excentricidades reales de $0.10h$ para columnas con estribos y $0.05h$ para columnas zunchadas. Las columnas se flexionarán bajo la acción de los momentos y éstos tenderán a producir compresión en un lado de las columnas y tensión en el otro. Según sean las magnitudes relativas de los momentos y las cargas axiales, hay varias formas en que las secciones pueden fallar. Los gráficos 2.17 y 2.18 muestran una columna que soporta una carga P_n . En las diversas partes de la figura, la carga se coloca cada vez con mayor excentricidad (produciendo así momentos cada vez mayores) hasta que finalmente, en la parte f), la columna está sujeta a un momento flexionante tan grande que el efecto de la carga axial es insignificante. (MCCORMAC, 2014)

Gráfico 2.11: Columna sometida a carga y excentricidad variable



Fuente: (MCCORMAC, 2014)

Gráfico 2.12: Columna sometida a carga y excentricidad variable



Fuente: (MCCORMAC, 2014)

La Gráfica 2.11 y 2.12 presentan un elemento cargado en dirección paralela a la de su eje mediante una fuerza de compresión P , y con una excentricidad y medida desde la línea central.

La distribución de deformaciones unitarias en una sección a-a cualquiera y para un estado de falla inminente, se ilustra en el gráfico 2.19 b). Si se supone que las secciones planas permanecen planas, las deformaciones unitarias en el concreto varían linealmente con la distancia desde el eje neutro, que se localiza a una distancia c desde el lado más cargado del elemento. Con compatibilidad total en las deformaciones, las del acero en cualquier sitio de la sección son las mismas que las deformaciones del concreto adyacente; así que, si la deformación última del concreto es ϵ_c , la de las barras más cercanas a la carga es ϵ_c ; mientras que la de las barras a tensión, en el lado más alejado, es ϵ_t . El acero a compresión con un área A_c , y el acero a tensión con un área A_t , se localizan respectivamente a distancias d' y d medidas desde la cara en compresión. (Nilson, 2001)

Los esfuerzos y fuerzas correspondientes son los del grafico 2.19 a). al igual que para flexión simple, en el elemento analizado tenemos que la distribución real de esfuerzos a compresión en el concreto se remplaza por una distribución rectangular equivalente con un espesor “a”. Gran cantidad de ensayos sobre columnas de varias formas demuestran que las resistencias últimas calculadas con base en lo anterior coinciden satisfactoriamente con los resultados de ensayos experimentales. El equilibrio entre fuerzas axiales internas y externas que se presenta en el grafico 2.13 c) y exige que:

$$P_n = 0.85 f'_c a b + A'_s f'_s - A_s f_s$$

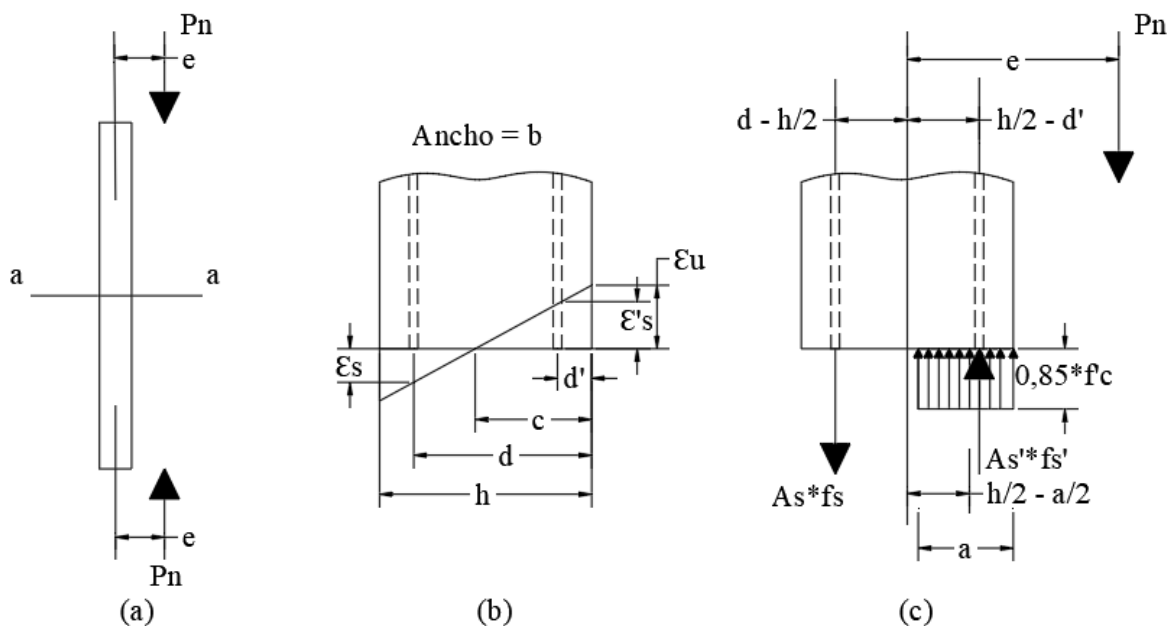
También, el momento de los esfuerzos y fuerzas internas con respecto a la línea central de la sección debe ser igual y opuesto al momento de la fuerza externa P_n , de manera que:

$$M_n = P_n * e = 0.85 f'_c a b * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s * \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_s * \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

M_n = Momento Nominal de la Sección

Éstas son las dos ecuaciones básicas de equilibrio para elementos rectangulares sometidos a compresión excéntrica.

Gráfico 2.13: Columna Sometida a Flexo compresión

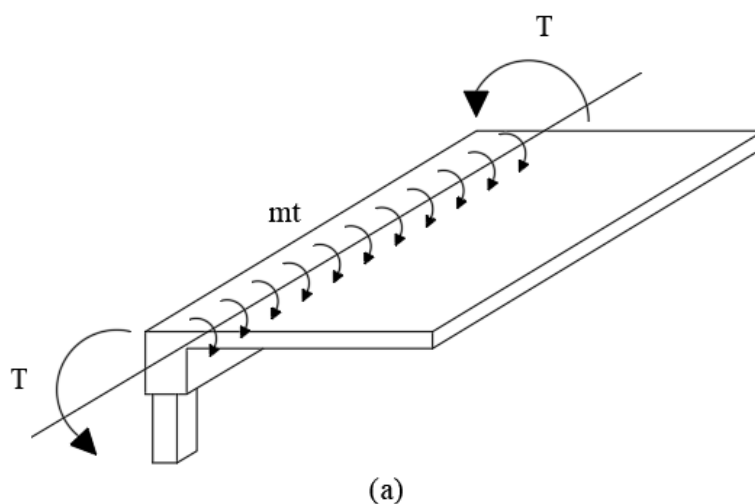


Fuente: (Nilson, 2001)

2.7.4.5 Comportamiento a Torsión

Los elementos de concreto reforzado están sometidos comúnmente a momentos flectores, a fuerzas cortantes transversales asociadas con estos momentos flectores y, en el caso de columnas, a fuerzas axiales combinadas a menudo con flexión y cortante. Además, pueden actuar fuerzas de torsión que tienden a retorcer el elemento con respecto a su eje longitudinal. Estas fuerzas de torsión rara vez actúan solas y casi siempre están acompañadas por momentos flectores, por cortantes transversales y algunas veces por fuerzas axiales. (Nilson, 2001)

Gráfico 2.14: Efecto de Torsión en Hormigón Armado



Fuente: (Nilson, 2001)

Para resistir la torsión para valores de T superiores a T_{cr} (Momento Torsor de Agrietamiento), el refuerzo debe estar conformado por estribos poco espaciados y por barras longitudinales. Diversos ensayos evidencian que las solas barras longitudinales aumentan muy poco la resistencia a la torsión, lográndose incrementos de un 15 por ciento como máximo. Esto es comprensible puesto que la única forma en que las barras longitudinales pueden contribuir a la resistencia a la torsión es mediante la acción de dovela que, en particular, es débil y poco confiable si el fracturamiento longitudinal a lo largo de las barras no está restringido por refuerzo transversal.

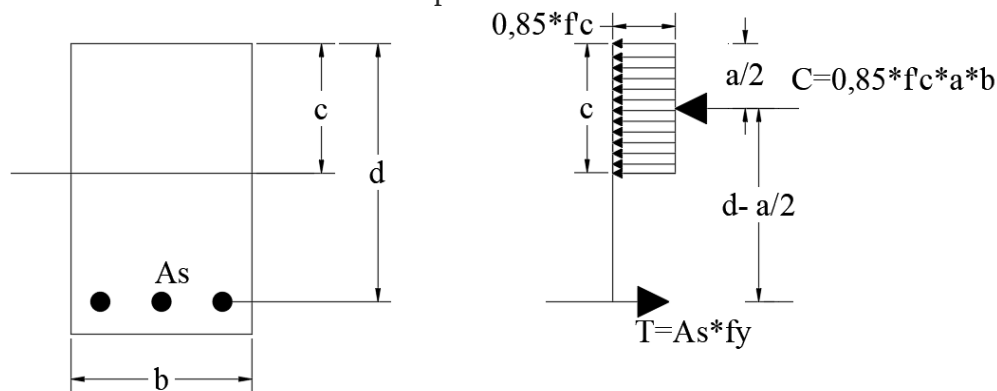
2.7.5 Estructuración y Límites de Diseño

En esta sección se planteará el diseño estructural de los elementos de hormigón armado que componen la estructura y sus límites de diseño propuestas por la normativa aplicada a este diseño estructural.

2.7.5.1 Diseño a Flexión

El Diseño a Flexión se realizará como se explicó en puntos anteriores, con un comportamiento en el elemento estructural controlado por tracción, aplicando los coeficientes de minoración de resistencia que correspondan a dicho comportamiento.

Gráfico 2.15: Hipótesis de Diseño a Flexión



Fuente: (MCCORMAC, 2014)

- a) Definimos el comportamiento del elemento a través de una relación de triángulos de sus Diagrama de Deformaciones:

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_{cu} * (d-c)}{c}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.003 \text{ (NB 1225001)}$$

$$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + \epsilon_{cu} \text{ (NB 125001)}$$

Donde:

ϵ_t = Deformación Unitaria a Tracción

ϵ_c = Deformación Unitaria del Hormigón a la Falla

d = Peralte efectivo

c = Altura de bloque de deformaciones a compresión

r = Recubrimiento al centro de la barra

b) Definimos los parámetros del bloque de compresiones:

$$a = \beta_1 * c$$

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

Tabla 2.6: Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente

f'_c (MPa)	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 30$	0,85	(a)
$30 < f'_c < 60$	$0,85 - 0,05 * \frac{f'_c - 28}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$ MPa	0,65	(c)

Fuente: (NB 1225001, 2020)

Donde:

a = Altura de la distribución rectangular equivalente

A_s = Área de Acero a Tracción

f_y = Resistencia a Fluencia del Acero

f'_c = Resistencia a Compresión del Hormigón

b = Ancho del elemento

c) Se realiza una propuesta de las dimensiones y los materiales como la resistencia a compresión del Hormigón y el Límite de Fluencia del acero (f_y , f'_c).

d) Cálculo de la Cuantía de Acero requerido a Flexión para una viga particular:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi * b * d^2} \quad \rho = \frac{0,85 * f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0,85 * f'_c}}\right)$$

e) Cálculo de Área de Acero Requerida:

$$A_s = \rho * b * w * d$$

f) Proponer diámetros de barras de acero, calcular su área y multiplicarlo por un número de barras hasta que se iguale o supere el área de acero requerida.

$$A_{\text{barras}} = \left(\frac{\pi}{4} * \phi^2\right) * \text{Número de barras}$$

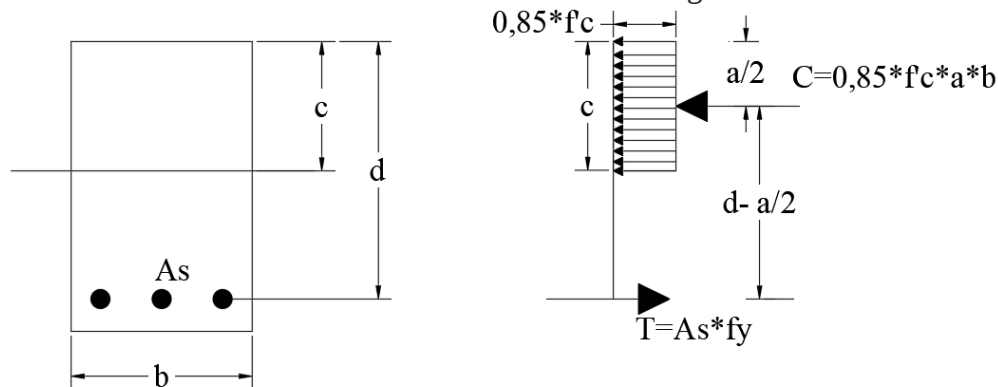
- g) Comprobar Área de Acero Mínima, el área de acero debe ser superior a la mínima especificada por la norma, en caso de que el acero requerido sea menor al mínimo se asumirá el valor máximo de las siguientes formulas:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d$$

Si la A_s colocada en todas las secciones es como mínimo mayor en un tercio que la $A_{s,req}$ requerida por el análisis, no es necesario cumplir con los requisitos

- h) Obteniendo las fuerzas internas de la viga en condiciones de carga ultima:

Gráfico 2.16: Fuerzas Internas en carga ultima



Fuente: (MCCORMAC, 2014)

$$T = A_s \cdot f_y$$

$$M = T \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$C = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b_w$$

$$M = C \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

- i) Realizamos la Comprobación correspondiente a flexión que exige la norma, los momentos últimos de las combinaciones de carga deben ser menores o iguales al momento nominal por el coeficiente de reducción:

$$\Phi = 0,90 \text{ (Sección controlada por tracción)}$$

$$M_n = T \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = C \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_u \leq \Phi M_n$$

2.7.5.2 Diseño a Cortante

El diseño de los elementos sometidos a cortante se realizará bajo los parámetros exigidos por el proyecto de norma NB 1225001-2020:

- a) La fuerza cortante máxima V_u en una viga no debe exceder la capacidad nominal de esfuerzo cortante de diseño ΦV_n de la sección transversal de la viga, en donde Φ es 0.75.

$$V_u \leq \Phi V_n$$

- b) El valor de ΦV_n puede descomponerse en la resistencia por cortante de diseño ΦV_c del concreto más la resistencia por cortante de diseño del refuerzo por cortante V_s . El valor de ΦV_c está provisto en el código para diferentes situaciones y así puede calcularse el valor requerido de ΦV_s para cada situación:

$$V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_s$$

- c) Para miembros no pre esforzados sin fuerza axial la NB 1225001 en el punto 22.5.1.1 presenta la siguiente ecuación para la resistencia a corte del hormigón:

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f_c}}{6} * b_w * d \quad \Phi V_c = 0,75 * V_c$$

- d) Establecidos las ecuaciones de cortante, establecemos las propiedades de la sección y materiales. Estas deben seleccionarse para que cumplan la ecuación 22.5.1.2 de la NB 1225001-2020:

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

Si no se cumple esta igualdad podemos volver a cambiar de sección, probando con diferentes alturas en la viga.

- e) Si se requiere acero de refuerzo, determinamos la fuerza cortante que generara el acero que se proponga de acuerdo al punto 22.5.10.2.3 de la NB 1225001:

$$V_s = \frac{A_s * f_y * d}{S}$$

- f) Para el espaciamiento de barras despejamos la anterior expresión:

$$S = \frac{A_s * f_y * d}{V_s}$$

g) Obtenidos los datos anteriores comprobamos el acero mínimo, el mayor de:

$$A_{smin} \geq 0,062 * \sqrt{f_c} * \frac{b * s}{f_y}$$

$$A_{smin} \geq \frac{0,35 * b * s}{f_y}$$

h) De acuerdo al valor de la resistencia a cortante del acero, la norma establece algunos límites para el espaciamiento, del caso al que pertenezca elegimos el valor menor de la tabla 9.7.6.2.2 de la norma:

Tabla 2.7: Separación Máxima de Estribos

Vs	s máximo, mm		
		Viga no pretensada	Viga pretensada
$\leq \frac{\sqrt{f_c} * b_w * d}{3}$	El menor de:	d / 2	3h / 4
		600 mm	
$> \frac{\sqrt{f_c} * b_w * d}{3}$	El menor de:	d / 4	3h / 8
		300 mm	

Fuente: (NB 1225001, 2020)

i) El cortante en el acero no debe ser mayor que:

$$V_s \text{ máx.} = 0,66 * \sqrt{f_c} * b_w * d \quad \text{NB 1225001 22.5.1.2}$$

2.7.5.3 Diseño a Flexo compresión

Los elementos que presentan fuerza axial de compresión y momentos flectores en su sección son comúnmente las columnas.

Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, se debe considerar que Pu y Mu ocurren simultáneamente. Las combinaciones de carga críticas pueden ser difíciles de identificar sin revisar sistemáticamente cada una de ellas. Como se aprecia en el grafico 2.17, considerar solamente las combinaciones de carga mayoradas asociadas con fuerza axial máxima (LC1) y con momento de flexión máximo (LC2) no asegura un diseño que cumpla con el Reglamento para otras combinaciones de carga, tales como LC3. (NB1225001, 2020)

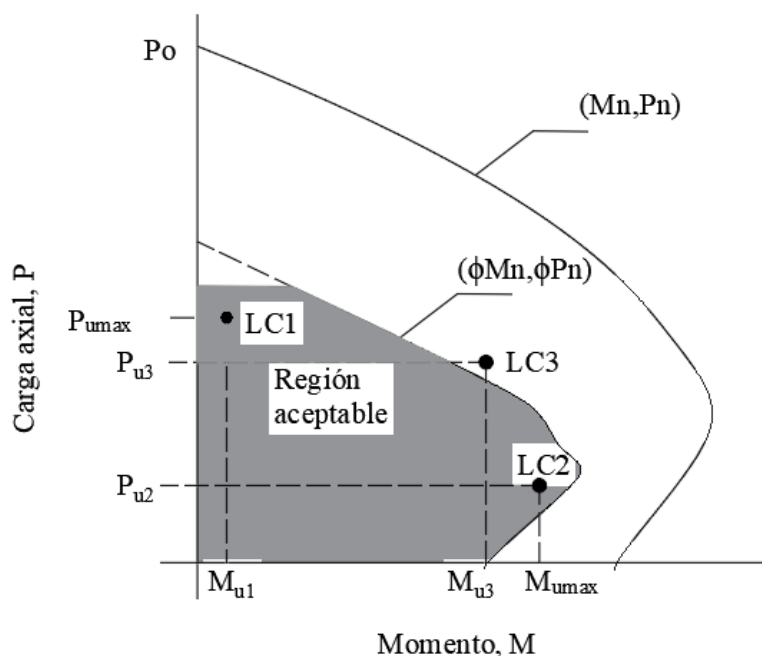
Un Diagrama de Interacción de Resistencia de columnas de hormigón armado es un gráfico que define la resistencia utilizable para diferentes combinaciones de carga axial y momento

de falla para determinada columna en el intervalo completo de excentricidades desde cero hasta infinito. (Chambi, 2007)

Realizando el análisis de una columna con características definidas, utilizando las ecuaciones del punto 2.7.4.4 construimos el diagrama de interacción de una columna para poder comprobar su resistencia y que las solicitaciones mayoradas están dentro de este diagrama.

La construcción del diagrama de interacción se demostrará en el capítulo 3.

Gráfico 2.17: Diagrama de Interacción de Columna



Fuente: (NB 1225001, 2020)

2.7.5.4 Comprobación de Pandeo

Las columnas pueden presentar efectos de segundo orden a causa de cargas laterales para lo cual debe analizarse qué tipo de arriostramiento tiene la columna y calcularse el momento magnificado mediante el método de magnificación de momentos del punto 6.2.5 de la NB 1225001.

El momento mayorado utilizado en el diseño de columnas y muros, M_c , debe ser el momento mayorado de primer orden M_2 amplificado por los efectos de curvatura del miembro, de acuerdo con la Ecuación (6.6.4.5.1).

Ecuación de Magnificación de Momento:

$$M_c = \delta \cdot M_2 \quad \text{NB1225001} \quad 6.6.4.5.1$$

$$\delta = \frac{C_m}{\frac{P_u}{1 - 0,75 \cdot P_c}} \geq 1 \quad \text{NB1225001} \quad 6.6.4.5.2$$

Este momento magnificado junto a la máxima carga axial son el par ordenado que debe estar dentro del diagrama de interacción para comprobar su resistencia, su cálculo se desarrollara en el capítulo 3.

2.7.6 Estructura de Sustentación de Cubierta

La estructura de sustentación de la cubierta con losa nervada se basa en un sistema de vigas y nervios que proporcionan resistencia y soporte a la carga.

Componentes de la Losa Nervada

Viguetas o Viguerías: Son las vigas principales dispuestas paralelamente, separadas por distancias regulares. Proporcionan la base sobre la cual se colocan los nervios.

Nervios: Son elementos transversales que se entrecruzan con las viguetas, formando una malla o rejilla. Estos nervios son responsables de la rigidez y resistencia de la losa, permitiendo una distribución eficiente de las cargas.

Casetones: Se utilizan para dar forma a las cavidades en la losa, reduciendo el uso de concreto y el peso total del sistema, sin comprometer su resistencia.

Capa de Compresión: Se aplica una capa de concreto sobre la estructura de nervios, que actúa como un elemento de compresión, mejorando aún más la capacidad de carga.

Eficiencia en Materiales: La estructura permite soportar grandes cargas con un menor consumo de materiales, lo que puede resultar en un ahorro económico significativo.

Adaptabilidad: Se puede utilizar en diversas aplicaciones, desde techos hasta pisos intermedios, adaptándose a diferentes requisitos arquitectónicos y estructurales.

2.7.7 Estructura de Sustentación de la Edificación

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos así mismo los cuales están constituidos por columnas de sección cuadrada y vigas de sección rectangular, ambas de H°A° así como también de forjado compuestos por viguetas

unidireccionales y bidireccionales armadas in situ. Se dispuso de sobre cimientado armado para evitar el pandeo de las columnas de la planta baja.

2.7.7.1 Planteamiento estructural para un diseño sismo resistente

2.7.7.1.1 Losas

Las losas nervadas son una alternativa estructural eficiente para el diseño sísmico debido a su capacidad para optimizar materiales y mejorar la resistencia sin comprometer la seguridad. Algunas alternativas estructurales específicas para las losas nervadas en el contexto del diseño sísmico:

a) Diseño Bidireccional:

Las losas nervadas en dos direcciones ofrecen una mayor rigidez y capacidad para soportar cargas distribuidas en ambas direcciones. Este diseño es ideal para proyectos que requieren una alta resistencia sísmica, como edificios con grandes claros.

b) Optimización de Materiales:

La losa nervada reduce el consumo de concreto y acero, lo que no solo disminuye los costos, sino que también reduce el peso estructural. Esto es beneficioso en el diseño sísmico, ya que estructuras más ligeras suelen ser menos propensas a daños de fuerzas horizontales.

c) Uso de Técnicas de Postensado:

Las losas nervadas pueden ser reforzadas con técnicas de postensado, lo que mejora su resistencia y rigidez. Esto es especialmente beneficioso en zonas sísmicas, ya que puede reducir la vulnerabilidad sísmica al aumentar la capacidad de carga y disminuir el peso total de la estructura.

d) Incorporación de Disipadores de Energía:

Aunque no es una práctica común en las losas nervadas, la incorporación de disipadores de energía en los sistemas de apoyo o en las vigas que soportan las losas puede mejorar significativamente el comportamiento sísmico al aumentar el amortiguamiento estructural.

e) Diseño por Capacidad:

Este enfoque implica diseñar las estructuras para que puedan disipar energía durante un sismo, asegurando que las deformaciones no sean excesivas. En las losas nervadas, esto se puede lograr mediante una distribución adecuada de refuerzos y nervaduras.

Las losas nervadas son una excelente opción para proyectos que requieren alta resistencia sísmica, ya que ofrecen una buena relación entre costo y funcionalidad. Sin embargo, es crucial realizar un análisis detallado y cumplir con las normativas locales de diseño sísmico para garantizar la seguridad estructural.

2.7.7.1.2 Vigas

Alternativas Estructurales en Vigas:

a) Vigas con Diseño por Capacidad:

Este enfoque implica diseñar las vigas para que puedan disipar energía durante un sismo, asegurando que las deformaciones no sean excesivas. Se busca que las vigas sean más débiles que las columnas de donde viene el concepto de columna fuerte viga débil para favorecer mecanismos dúctiles y evitar fallas frágiles en las columnas.

b) Vigas Peralta vs. Vigas Planas:

Las vigas peraltas ofrecen una mayor resistencia a flexión y pueden ser más adecuadas para estructuras que requieren alta resistencia sísmica. Las vigas planas, aunque menos comunes en zonas sísmicas y no son permitidas en zonas de alta sismicidad, la norma boliviana de diseño sísmico permite el uso pero no es muy recomendado, pueden ser utilizadas si se optimizan adecuadamente para resistir fuerzas sísmicas.

c) Sistemas de Vigas con Muros de Corte:

En sistemas donde las vigas no pasan por el centro de los muros si no, por un lado, se crea una articulación en el extremo de la viga. Esto permite un mejor comportamiento sísmico al concentrar las deformaciones en las articulaciones.

d) Optimización del Diseño por Flexión:

Las vigas peraltadas pueden ser diseñadas para optimizar su resistencia a flexión, lo que es crucial en zonas sísmicas. Esto implica calcular los momentos de diseño y

determinar el refuerzo necesario para asegurar que la viga pueda soportar las cargas sísmicas sin colapsar.

Las alternativas estructurales en columnas para un diseño sísmico son fundamentales para mejorar la resistencia y el comportamiento de las estructuras frente a terremotos. A continuación, se presentan algunas de las opciones más relevantes:

2.7.7.1.3 Columnas

a) Diseño por Capacidad:

Este enfoque implica diseñar las columnas para que sean más resistentes que las vigas, asegurando que las deformaciones no sean excesivas y evitando fallas frágiles. Se busca que las columnas puedan soportar las cargas sísmicas sin colapsar, mientras que las vigas pueden disipar energía de manera dúctil.

b) Uso de Refuerzo de Confinamiento:

El refuerzo de confinamiento es crucial para mejorar la ductilidad de las columnas, permitiéndoles soportar deformaciones significativas sin fallar. Esto es especialmente importante en zonas sísmicas para asegurar que las columnas puedan resistir los efectos cíclicos de los terremotos.

c) Sistemas Mixtos o Duales:

Los sistemas mixtos combinan pórticos con muros estructurales para resistir las fuerzas sísmicas. Esto permite una mejor distribución de las cargas y puede mejorar la estabilidad global de la estructura.

d) Pórticos Especiales a Momentos:

Estos pórticos están diseñados para disipar energía de manera estable en el rango elástico, lo que los hace adecuados para resistir eventos sísmicos. Las columnas en estos sistemas deben ser diseñadas para soportar los momentos y cortantes generados durante un sismo.

La ductilidad y el refuerzo de confinamiento son fundamentales para asegurar que las columnas puedan soportar las deformaciones sísmicas sin fallar.

2.7.7.1.4 Muros Estructurales

a) Muros de Corte con Refuerzo de Confinamiento:

Los muros de corte son efectivos para resistir fuerzas sísmicas. El refuerzo de confinamiento en los extremos de los muros mejora su ductilidad y capacidad para soportar deformaciones significativas sin fallar.

El confinamiento de las zonas extremas de los muros es crucial para evitar el pandeo local del concreto y garantizar que el muro mantenga su integridad estructural durante un sismo. Esto se logra mediante el uso de estribos cerrados y refuerzo adecuado.

b) Sistemas Mixtos o Duales:

Los sistemas mixtos combinan pórticos con muros estructurales para resistir las fuerzas sísmicas. Esto permite una mejor distribución de las cargas y puede mejorar la estabilidad global de la estructura.

c) Muros Prefabricados de Concreto:

Los muros prefabricados en concreto ofrecen una alta resistencia y rigidez, lo que los hace adecuados para zonas sísmicas. Estos muros pueden ser diseñados para soportar cargas verticales y horizontales de manera eficiente.

d) Interacción con Otros Elementos Estructurales:

Los muros estructurales deben integrarse con otros elementos, como columnas y vigas, para asegurar una transferencia eficiente de cargas. Esto implica diseñar conexiones adecuadas entre los muros y las losas o vigas para evitar deformaciones excesivas.

e) Regularidad y Simetría Estructural:

La regularidad y simetría de la estructura son fundamentales para un buen comportamiento sísmico. Los muros deben distribuirse de manera equilibrada en la planta para evitar momentos torsionales y concentraciones de esfuerzos.

2.7.8 Estructura Complementaria

Escalera: La escalera es un conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que se tiene acceso a plantas de distinto nivel.

Existen distintos tipos de escaleras: escalinatas escaleras exteriores, escaleras rectas, escaleras de caracol, helicoidales, etc.

Una escalera se compone de las siguientes partes:

- **Peldaño:** es cada una de las partes de un tramo de escalera en la que se apoya el pie al subir o bajar por ella. La parte horizontal se llama “huella” y la parte vertical se llama “contrahuella” o tabica.
- **Tramo:** es una serie de peldaños continuados si la escalera es de varios tramos termina en una superficie horizontal llamada Meseta o Rellano. El final de la escalera se llama desembarco.
- **Caja de escalera:** es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio. Cuando este espacio es ocupado por completo por el conjunto se llama escalera ciega; y cuando hay un espacio central, este recibe el nombre de Ojo de Escalera.
- **Arranque de escalera:** es la parte donde se apoya la escalera en su comienzo.

El ancho o ámbito de una escalera es el espacio comprendido entre las caras exteriores de las zancas o la longitud del peldaño en un tramo recto la altura mínima que debe tener es de 60 cm., mientras que para el cruce de dos personas deberá tener como mínimo 80 cm, Aunque en escaleras para viviendas el ancho mínimo que se utiliza es de 1 metro.

Cuando el Rellano o Meseta coincida con los suelos de los pisos, ni las puertas del ascensor ni la entrada a las viviendas deben interrumpir la circulación por las escaleras.

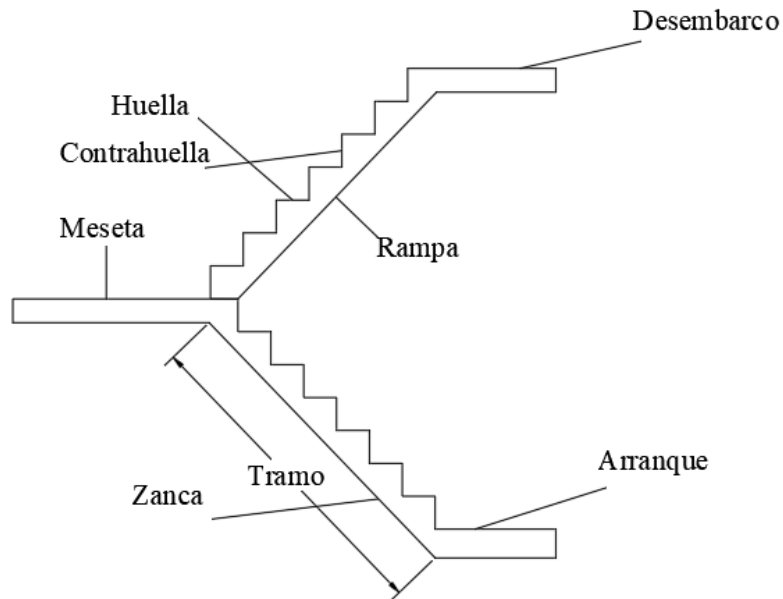
El ancho o huella de un peldaño suele oscilar entre los 25 y 30 cm punto para que pueda apoyarse el pie por completo. La altura de la contrahuella o tabica está comprendida entre los 11 y 22cm, siendo las cómodas las que tienen entre 11 y 17 cm.

La huella, al contraerse con la contrahuella casi siempre queda ligeramente prolongada entre 2 y 4 cm; a este saliente se lo denomina Bordón y sirve para disminuir el desarrollo de la escalera; a la vez que consigue una anchura mayor de huella, no teniéndose en cuenta este saliente para el avance de la escalera.

Las barandillas Son elementos de protección y seguridad; así como una ayuda para que sea más fácil el ascenso o descenso por la escalera. Las barandillas están coronadas por los pasamanos y su altura con respecto al vértice del peldaño debe ser entre 85 y 90 cm.

En la siguiente figura se pueden observar los elementos de una escalera

Gráfico 2.18: Partes constitutivas de una escalera



Fuente: Elaboración Propia

2.7.8.1 Diseño a flexión

El diseño del espesor de la escalera se realizará como una la placa o losa rectangular, plana, de espesor constante, sustentadas en sus cuatro bordes, cualquiera que sea la forma de sustentación de cada uno de ellos: simple apoyo, semi empotramiento o empotramiento perfecto. El procedimiento de cálculo de armadura a flexión y de corte es el mismo que para elementos sometidos a flexión (vigas)

2.7.8.2 Diseño estructural.

El diseño se realizará con ayuda del software Cypecad (versión 2025) y la verificación de las armaduras se detallará en el capítulo 3 analizando a la estructura como un elemento lineal, sin embargo, las consideraciones de carga que se tomarán en cuenta son las siguientes: Se considerarán valores de sobrecarga de uso de acuerdo del Proyecto de Norma 1225002-1 (según tabla 4.1), (véase tabla 7-1).

SC=3 kN/m²

2.7.9 Fundaciones

2.7.9.1 Diseño a Flexión

Se debe calcular el momento flexionante que genera la losa en reacción a los esfuerzos que se generan en el suelo, este momento flector debe calcularse en la cara de la columna y realizar el mismo análisis del punto 2.7.5.1

2.7.9.2 Diseño a Cortante en una dirección

Se debe calcular el cortante en una dirección que genera la losa en reacción a los esfuerzos que se generan en el suelo, la sección crítica para cortante en una dirección debe localizarse a una distancia “d” (peralte efectivo) de la cara de la columna y dicho cortante debe cumplir con la exigencia del proyecto de norma NB 1225001.

$$V_c = \phi * 0,17 * \sqrt{f_c} * b * d \quad \text{NB 1225001 22.5.5.1}$$

2.7.9.3 Punzonamiento (Cortante en dos direcciones)

Una columna apoyada en una losa produce el efecto de punzonamiento a causa de los esfuerzos cortantes que actúan en la zapata alrededor del perímetro de la columna, efecto por el que la losa se somete a una compresión vertical. Si este esfuerzo es muy grande la losa tiende a fallar por punzonamiento.

$$V_u = \frac{q_u * A}{b_o * d}$$

Este esfuerzo de punzonamiento debe ser menor a los esfuerzos nominales:

Tabla 2.8: Cortante en dos direcciones

V_c		
El menor de (a), (b) y (c):	$0,33\lambda * \sqrt{f_c}$	(a)
	$0,17 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda * \sqrt{f_c}$	(b)
	$0,083 * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) \lambda * \sqrt{f_c}$	(c)

Fuente: (NB 1225001, 2020)

2.8 Estrategia para la Ejecución del Proyecto

2.8.1 Especificaciones Técnicas

Son las que definen la calidad de obra que con que contratante desea ejecutar por intermedio del contratista, en términos de calidad y cantidad.

Con el fin de regular la ejecución de las obras, expresamente el pliego de especificaciones debe consignar las características de los materiales que hayan de emplearse, los ensayos a los que deben de someterse para comprobación de condiciones que han de cumplir, el proceso de ejecución previsto; las normas para la elaboración de las distintas partes de la obra, las instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deben adoptarse durante la construcción; los niveles de control exigidos para los materiales y la ejecución, y finalmente las normas y pruebas

2.8.2 Cálculos Métricos

Los cálculos métricos son problemas de medición de longitudes, áreas y volúmenes que requieren el manejo de fórmulas geométricas para su cálculo, estudiando la documentación de planos e información adicional del diseño estructural, se realizara los cálculos métricos de obra gruesa y obra fina.

2.8.3 Precios Unitarios

El análisis de precio unitario consiste en desglosar el costo por unidad de medida de cada rubro, identificando los rendimientos, costos y cantidades de cada uno de los insumos o materiales a utilizarse, y así establecer dichos costos en los diferentes componentes del rubro como: materiales, mano de obra, equipos y costos indirectos.

De acuerdo a los cálculos métricos se realizará el respectivo precio unitario de cada ítem, con sus materiales, mano de obra, herramientas y/o maquinaria que requiera el ítem.

2.8.4 Presupuesto

El total del presupuesto representa todos los costos que tendrá que asumir el propietario del proyecto para llevarlo a cabo. El presupuesto se elabora en base a los cálculos métricos y a los análisis de precios unitarios de cada una de las partidas que componen el proyecto y nos dará un desglose por concepto de todo lo que requerimos.

2.8.5 Planeamiento y Cronograma

Es donde se define el calendario de ejecución del conjunto de actividades previstas, el cronograma no es más que la herramienta con la que estableceremos el calendario o plazos de una obra o proyecto, para cada rubro que se considere dentro de la Obra.

Dicho cronograma se realizará a través de un diagrama Gantt con el programa Excel

CAPÍTULO III

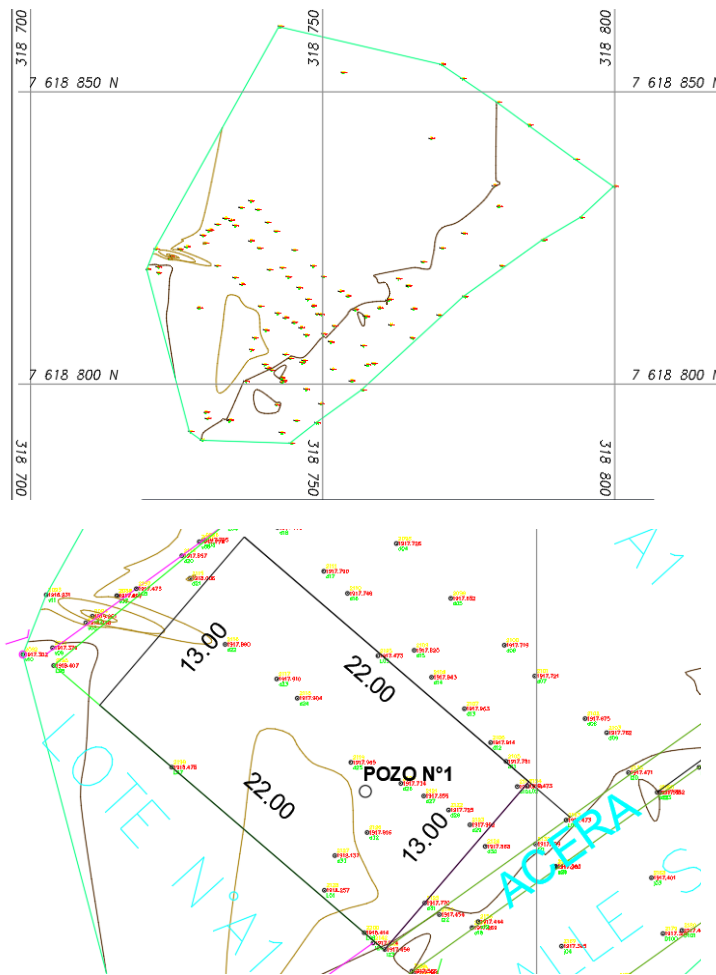
INGENIERÍA DEL PROYECTO

3 Ingeniería del Proyecto

3.1 Análisis de la Topografía

El levantamiento topográfico del proyecto fue realizado en el Barrio Aranjuez haciendo uso del equipo topográfico estación total. Donde se obtuvieron puntos leídos por el equipo que servirán a la creación de las curvas de nivel, para el procesamiento se realizó por medio de AutoCAD Civil 3D y de este se obtuvieron las curvas de nivel.

Gráfico 3.1: Ubicación de la construcción sobre el levantamiento topográfico. Y ubicación de los pozos para el estudio de suelos.



Fuente: Elaboración Propia

En el proyecto el suelo es casi completamente horizontal, sus pendientes son muy bajas, sin embargo, se tendrá movimientos de suelo, porque el presente edificio tiene en su diseño una

losa de fundación, el cual estará a una profundidad de 3.50 metros por debajo del nivel de la carpeta asfáltica de la calle.

3.2 Análisis del Estudio de Suelos

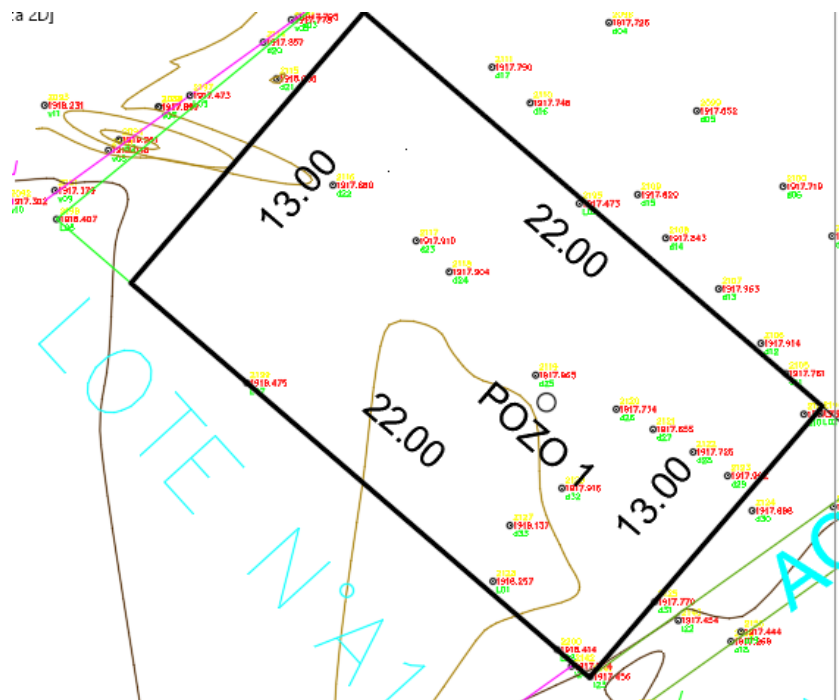
El informe de suelos fue realizado por la empresa consultora “INGEOSUD Laboratorio” la cual realizó el estudio en la a una cota inferior a la prevista debido a la presencia de material granular y bolones (5,50 metros), para tener conocimientos del tipo de suelo y el esfuerzo admisible del mismo, profundizó el estudio buscando niveles freáticos, estratos de materia expansiva o una disminución en el esfuerzo admisible.

El Pozo posee una profundidad de estudio de 5,5 metros de la cota rasante del terreno. Se pudo observar varios tipos de estratos; entre los 0 y 1,2 metros suelo de gravas limosas con arena y presencia de bolones y residuos orgánicos, de 1,2 a 2 metros arcilla magra de baja plasticidad con arena y de 2 a 2,95 metros gravas limosas con arena, de 2,95 en adelante se pudo observar la presencia de gravas con presencia de bolones y se pudo observar que no presenta nivel freático.

La cimentación se realizará a los 3,50 metros de profundidad, por lo cual se tiene un estudio del suelo de 2,00 metros por debajo de la cimentación.

El terreno posee una capacidad portante de 0,25 MPa. [Ver Anexo 2]

Gráfico 3.2: Ubicación de los puntos de ensayo



Fuente: Elaboración Propia

3.3 Análisis del Diseño Arquitectónico

En lo que respecta al análisis arquitectónico se pudo ver la disposición adecuada de las columnas que satisfagan tanto los criterios constructivos como estéticos.

El proyecto arquitectónico asta desarrollado para ser emplazado en un terreno de 286 m², distribuido de la siguiente manera:

- Primer Piso: Posee un área de construcción de 286 m² que estará destinado a: Garaje y además poseerá un Mezanine que será proyectado a futuro
- Segundo Piso – cuarto piso: Posee un área de construcción de 242,58 m² que estará destinado a: 2 departamentos que conta de dormitorios, baños, cocinas, sala.
- Quinto Piso: Proyectado para pequeños depósitos además de un baño y un patio
- Cubierta: Posee un área de 242,58 m² considerando losa para el tanque elevado

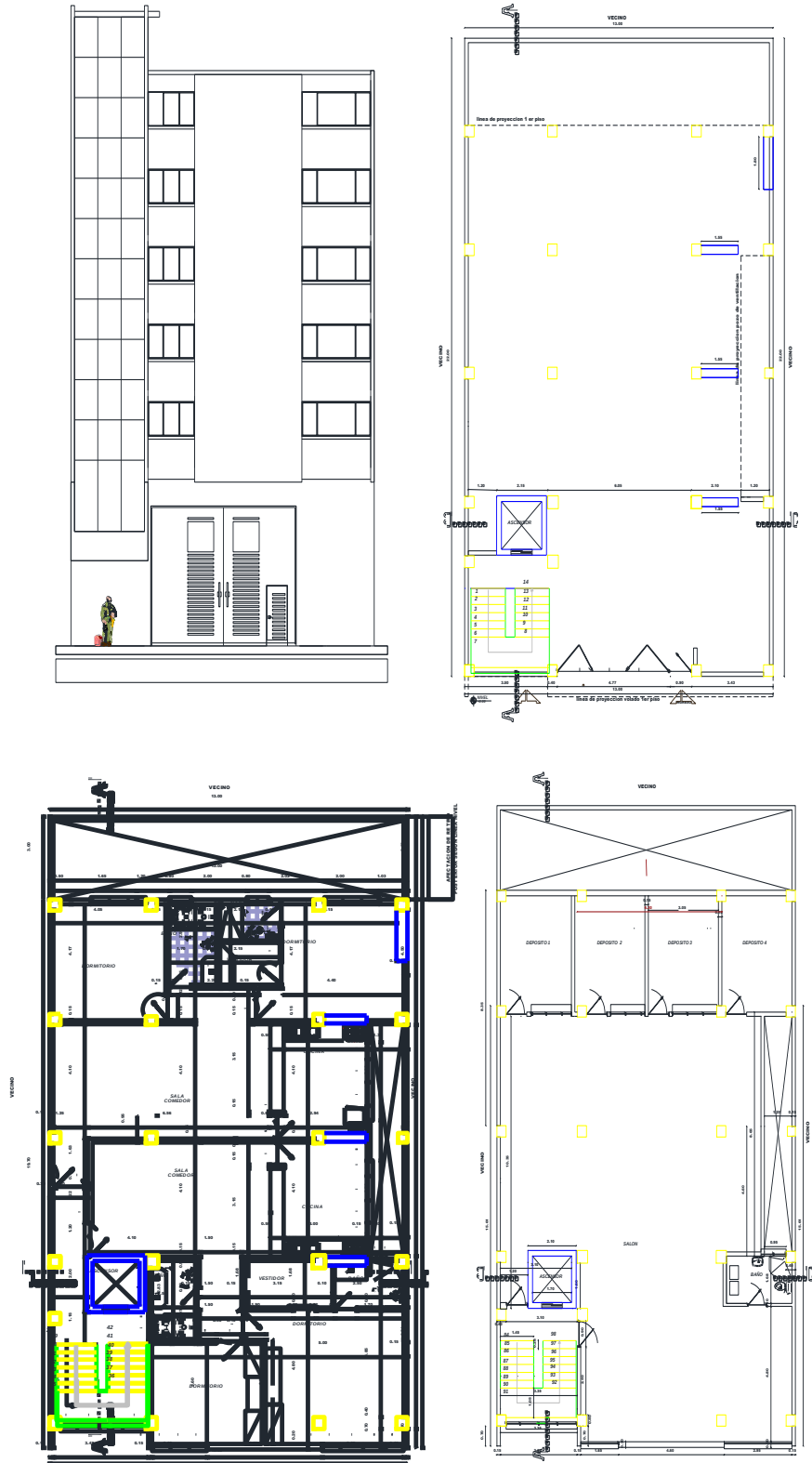
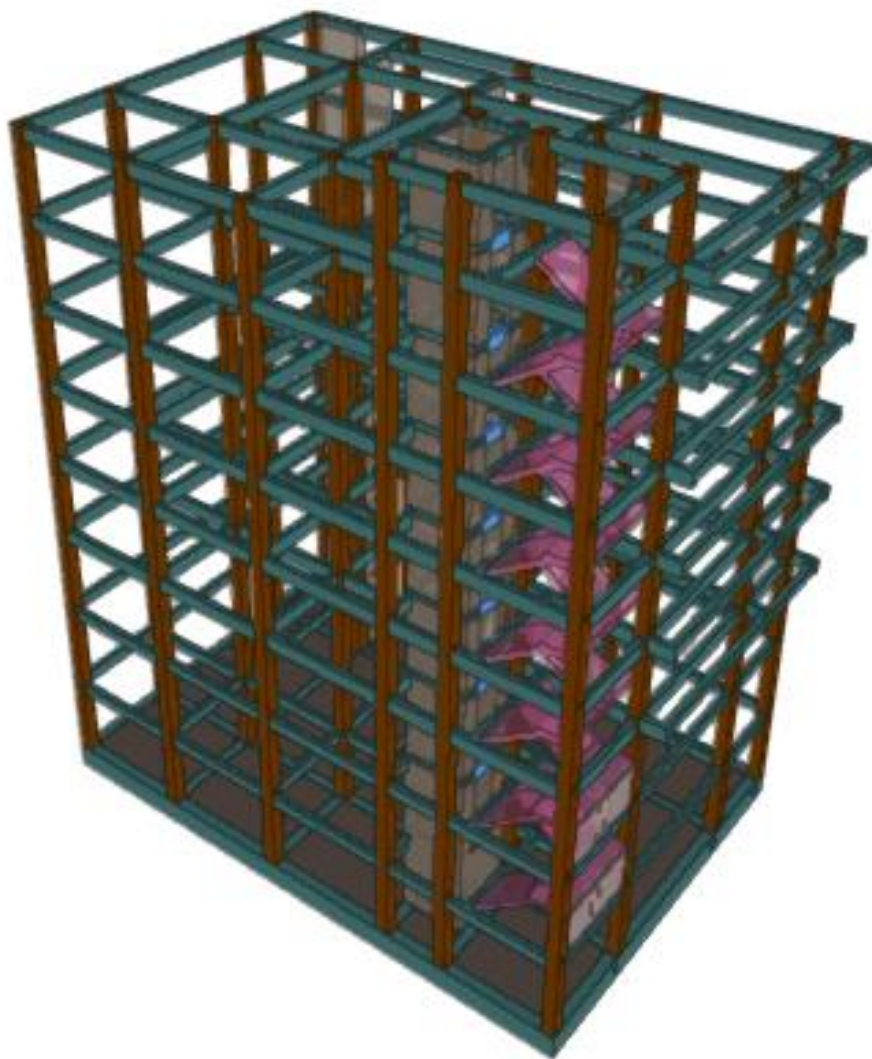


Gráfico 3.3: Planos arquitectónicos

3.4 Planteamiento Estructural

Gráfico 3.4: Planteamiento estructural



Fuente: Paquete estructural Cypecad

3.5 Análisis, Calculo y Diseño Estructural

3.5.1 Predimensionamiento de Elementos Estructurales

3.5.1.1 Predimensionamiento de Vigas

Para el predimensionado de vigas se realizará un ejemplo con la viga de mayor longitud que sirve como el elemento principal para hacer la elección de las dimensiones de la viga y se hará uso de las recomendaciones del proyecto de norma NB 1225001-2020:

Tabla 3.1: Altura Mínima de Vigas no Preesforzada

Condición de apoyo	h mínimo
Simplemente apoyadas	$L / 16$
Un extremo continuo	$L / 18,5$
Ambos extremos continuos	$L / 21$
En voladizo	$L / 8$

Fuente: (NB 1225001, 2020)

En el Diseño Estructural se usó Acero con un límite de fluencia de 500 MPa, según recomienda la: NB 1225001 en el punto 9.3.1.1 se deben multiplicar los valores de la tabla por $(0.4 + f_y/700)$.

Se usó la longitud de viga más larga y los casos que se presentan en el diseño son los de:

a) Con un extremo continuo

$$H_{viga} = \frac{L_{viga}}{18,5} * \left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right) = \frac{5,83}{18,5} * \left(0,4 + \frac{5000}{700}\right) = 35,12 \text{ cm}$$

b) Ambos extremos continuos

$$H_{viga} = \frac{L_{viga}}{21} * \left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right) = \frac{5,83}{21} * \left(0,4 + \frac{5000}{700}\right) = 31,31 \text{ cm}$$

Los valores que recomienda la norma dan como resultado valores muy pequeños de los que se consideraría una sección aceptable, por lo cual se tomó en cuenta una recomendación común para el predimensionado de vigas:

Con Diseño Sísmico:

- Ingeniero Miguel

L = Longitud más desfavorable = 5,83m

$$h_{min} = \frac{L}{12} = \frac{5,83}{12} * 100 = 48,58 \text{ cm}$$

- Ingeniero Grandi

L= Longitud más desfavorable = 5,83m

$$h_{min} = \frac{L}{10} = \frac{5,83}{10} * 100 = 58,30 \text{ cm}$$

h asumida = 50cm

Por lo cual se adoptó este valor de altura de vigas igual a 50 cm el cual es un valor muy usado en el diseño estructural actual, en base a este valor se calculó un valor para la base de la viga que será el siguiente:

El ancho bw debe ser al menos igual al menor de 0,3*h, 25cm:

$$0,3 * h = 0,30 * 50 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

Tomando en cuenta que se trata de un diseño sismorresistente se asumirá un valor de 25 cm de base

bw= 25cm

Este valor es compatible con las exigencias mínimas para la base de una viga cuando se emplea un diseño sismo resistente de acuerdo al proyecto de norma NB 1225001, además de ser un valor muy común en el diseño estructural hoy en día.

3.5.1.2 Predimensionamiento de Columnas

Para el Predimensionado de Columnas se realizará un ejemplo de cada situación de columna según su posición que tenga la mayor área tributaria y se utilizará una recomendación del Libro de Hormigón Armado de Roberto Morales y Antonio Blanco:

$$A_c = \frac{P_{ser}}{n_1 * f'_c} \quad P_{serv} = \lambda * P_{uso} * A_t * N$$

n1 =	0,45	(Columnas Centrales)
n2 =	0,35	(Columnas Exteriores y Esquineras)
λ =	1,1	Factor de Mayoración de Carga (Columna Central)
	1,25	Factor de Mayoración de Carga (Columna Externas)
	1,5	Factor de Mayoración de Carga (Columna Esquinera)
N =	6	(Número de Pisos)
Puso =	1000	kg/cm2 (Carga Tipo Asumida)

At = Área Tributaria

a) Columna Central

At = 23,77 m²

$$A_c = \frac{P_{ser}}{n_l * f'_c} = \frac{\lambda * P_{uso} * A_t * N}{n_l * f'_c} = 1394,5 \text{ cm}^2$$

Para una sección de 40x40 su Área es de 1600 cm², por lo cual se cumple el área necesaria para esa carga

Columnas Centrales = 40x40 cm

b) Columna Externa

At = 7,97 m²

$$A_c = \frac{P_{ser}}{n_l * f'_c} = \frac{\lambda * P_{uso} * A_t * N}{n_l * f'_c} = 683,14 \text{ cm}^2$$

Para una sección de 30x30 su Área es de 900 cm², por lo cual se cumple el área necesaria para esa carga

Columnas Externas = 30x30 cm

c) Columna Esquinera

At = 4,52 m²

$$A_c = \frac{P_{ser}}{n_l * f'_c} = \frac{\lambda * P_{uso} * A_t * N}{n_l * f'_c} = 464,91 \text{ cm}^2$$

Para una sección de 30x30 su Área es de 900 cm², por lo cual se cumple el área necesaria para esa carga

Columnas Esquineras = 30x30 cm

Todas estas secciones están sujetas a cambios según se avance en el diseño.

3.5.1.3 Predimensionamiento de Losas

Para el predimensionado de Losas nervadas se utilizará las recomendaciones del libro de Forjados Reticulares de Florentino Regalado

Dimensión de losa más desfavorable:

$$L = \begin{array}{ll} 5,83 & \text{m} \\ 6,15 & \text{m} \end{array}$$

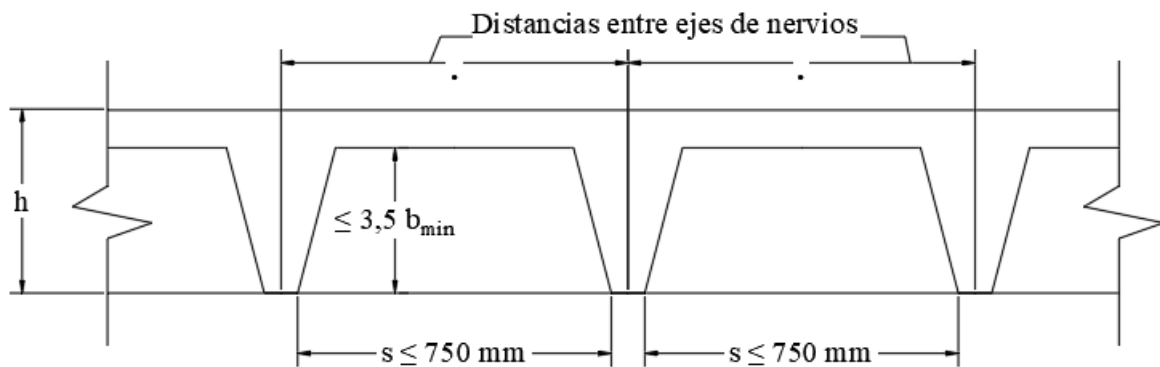
$$L \text{ prom} = 5,99 \text{ m}$$

$$\frac{L}{20} \geq H (\text{Canto}) \geq \frac{L}{24}$$

$$29,95 \geq 25 \geq 24,96$$

$$h_{\text{losa}} = 25 \text{ cm}$$

Gráfico 3.5: Limitaciones dimensionales para losas nervadas



Fuente: NB 1225001, 2020

El ancho de las nervaduras recomienda la NB 1225001 no debe ser menor de 100mm en cualquier ubicación en su altura

b asumida = 100 mm

La altura de las nervaduras no debe mayor de 3,5 veces se ancho mínimo

$$h \text{ nervadura} < 3,5 * b \text{ asumida}$$

$$20 \text{ cm} < 35 \text{ cm} \quad \text{cumple}$$

H de la capa de compresion debe ser el mayor de:

- 4 cm
- 1/12 de la distancia libre entre nervios

Distancia libre entre nervios = 40cm

$$h_{\text{capa}} = \frac{1}{12} * 40 \text{ cm} = 3,33 \text{ cm}$$

un valor usado para la altura capa de compresión es $h = 5 \text{ cm}$

El espaciamiento libre entre nervaduras no debe exceder 750 mm

$$500 \leq 700 \text{ mm}$$

3.5.2 Análisis de Cargas

3.5.2.1 Peso Propio

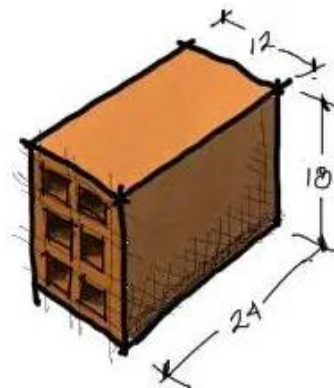
Las cargas por peso propio pertenecientes a los elementos estructurales de la edificación son consideradas automáticamente por el programa Cypecad por lo cual no es necesario hacer su cálculo.

3.5.2.1.1 Cargas Lineales de Muros

Las cargas lineales de los muros pertenecen a las cargas permanentes no estructurales, por lo cual se calculó esta carga que puede ser aplicada de forma lineal.

El tipo de muro que se tiene es un muro de ladrillo de 6 huecos de Cerámica Guadalquivir colocado en pandereta para muros interiores y en soga para muros exteriores y con juntas verticales de 2 cm y juntas horizontales de 2 cm y con revoques de cemento y yeso según corresponda:

Gráfico 3.6: Ladrillo de 6 huecos Cerámica Guadalquivir



Fuente: Marcelo Pardo Ingeniería

Para el cálculo del revoque en los muros se consideró 3 situaciones:

- a) Muros Exteriores en Soga de Planta Baja: Muros que una cara está dentro de la edificación y otra cara hacia el exterior (calle), la interior tendrá revoque de yeso y el exterior revoque de cemento.
- b) Muros Exteriores en Soga de Planta tipo (1° a 5° Piso): Muros que una cara está dentro de la edificación y otra cara hacia el exterior (calle), la interior tendrá revoque de yeso y el exterior revoque de cemento.
- c) Muros Interiores: Muros que se encuentran dentro de los ambientes o muros divisorios, ambas caras tendrán revoque de yeso y cemento.

Tabla 3.2: Peso de Muros Exteriores colocado en Soga

Planta Baja y Planta Mezanine		Planta tipo (1° a 5° piso)	
Peso muro KN/m	6,70	Peso muro KN/m	5,76

Tabla 3.3: Peso de Muros Interiores colocado en Pandereta

Planta tipo (1° a 5° piso)	
Peso muro KN/m	4,43

Fuente: Elaboración Propia

Para Muros Exteriores de Cubierta colocado en Pandereta (Parado):

Altura de muro = 1 m

Peso de muro x kN / m = 1,81 kN / m² * 1 m = 1,81 kN / m

Tabla 3.4: Resumen de Peso de Muros por metro lineal

Peso de Muros (kN/m)		
Ubicación	Exterior	Interior
Planta Baja	6,70	
Planta Tipo	5,76	4,43
Cubierta	1,81	

Fuente: Elaboración Propia

En este cálculo representativo se usó los valores más altos por lo cual estos valores son los usados en el diseño. El cálculo a detalle se encuentra en el Anexo A.1

3.5.2.1.2 Cargas Superficiales en los entrepisos

Las cargas superficiales son aquellas cargas permanentes no estructurales como los muros divisorios, Carpeta de Niv de cemento, piso cerámico y cielos raso de yeso.

Carga Muerta de Entrepiso:

Tabla 3.5: Carga de Carpeta de Niv de Mortero

CM entrepiso =	1,82 kN/m ²
----------------	---------------------------

Fuente: Elaboración Propia

Carga Muerta de Azotea:

Tabla 3.6: Carga Carpeta de Niv Azotea

CM Azotea =	1,80 kN/m ²
-------------	---------------------------

Fuente: Elaboración Propia

Carga Muerta Losa de Cubierta de Ascensor:

Tabla 3.7: Carga Muerta Cubierta de Ascensor

CM Losa de Cubierta Ascensor	1,15 kN/m ²
---------------------------------	---------------------------

Fuente: Elaboración Propia

Carga Muerta Escalera:

Tabla 3.8: Carga Muerta Escalera

CM Escalera =	1,0 kN/m ²
---------------	--------------------------

Fuente: Elaboración Propia

Carga de Ventana:

Tabla 3.9: Carga Muerta de Ventana

CM Ventana x m ²	CM =	0,31 kN/m ²	Planta Baja
CM Ventana x ml	CM =	0,97 kN/m	
CM Ventana x ml	CM =	0,84 kN/m	

Planta tipo (1° a 5° piso)

Fuente: Elaboración Propia

Para la Planta Baja y Mezanine se tomará 1 kN/m y para la Ventana las Planta tipo se tomará 0,85 kN/m. El cálculo a detalle se encuentra en el Anexo A.1

3.5.2.2 Sobre Carga de Uso

La sobrecarga de uso se escogió de la tabla 4.1 presentadas por el proyecto de Norma NB 1225002

Tabla 3.10: Sobrecargas de Uso

Sobrecargas Consideradas para el Diseño	Sobrecarga kN/m ²
Sobrecarga de Uso en Residenciales (Todas las áreas excepto balcones)	2,00
Sobrecarga de Uso en Pasillos (Superiores a Planta Baja)	4,00
Sobrecarga de Uso en Balcones (Viviendas en General)	3,00
Sobrecarga de Uso en Terrazas (Azoteas accesibles privadamente)	3,00
Sobrecarga de Uso para Garaje	2,50
Sobrecarga de Uso en Depositas (Liviano)	6,00
Sobrecarga de Uso en escaleras (Viviendas y hoteles en áreas privadas)	3,00

Fuente: NB 1225002

- **Sobrecarga de Uso en Losa de ascensor:**

Peso del agua Pagua = 75,00 kN

Área de la Losa de Tanque A = 13,32 m²

$$CV = \frac{P}{A} = \frac{75,00 \text{ kN}}{13,32 \text{ m}^2}$$

CV1 Peso del agua = 5,63 kN/m²

Se Asumirá una carga de Mantenimiento de 1 kN/m²

CV2 Mantenimiento = 1 kN/m²

$$CV = 5,63 + 1 = 6,63 \text{ kN/m}^2$$

Tabla 3.11: Resumen Sobrecarga en Losa de ascensor

CV Losa Ascensor =	6,63 kN/m ²
--------------------	---------------------------

Fuente: Elaboración Propia

3.5.2.3 Carga de Viento

La carga de Viento se aplicó de manera automática a través del programa Cypecad, con los siguientes datos:

Tabla 3.12: Velocidades Básicas del Viento (m/s)

113	Sapecho	La Paz	17,50
114	Sorata	La Paz	23,84
115	Sucre Aeropuerto	Chuquisaca	28,18
116	Tarapaya	Potosi	26,99
117	Tarata	Cochabamba	21,11
118	Tarija Aeropuerto	Tarija	21,08
119	Trinidad Aeropuerto	Beni	35,89
120	Tupiza	Potosi	35,09
121	Turuchipa	Potosi	20,43
122	Uyuni	Potosi	28,51
123	Villa Puni	La Paz	17,88
124	Vinto	Cochabamba	21,35

Fuente: NB 1225003

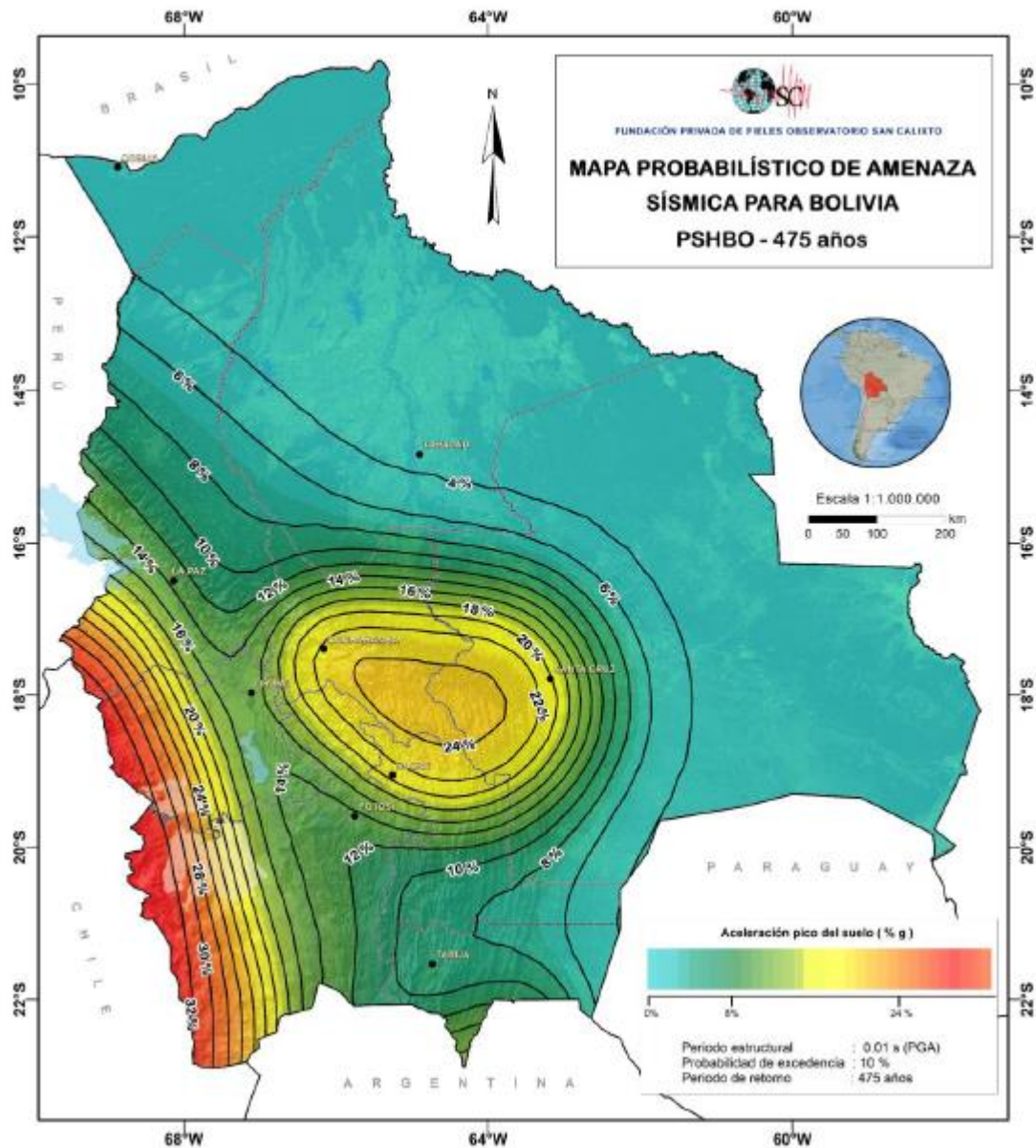
Se asumirá una velocidad de viento de 28m/s. Calculo detallado [Ver Anexo 5]

Carga de Sismo

Los datos de la amenaza sísmica en el país de Bolivia son extraídos de la Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, que tiene información más adecuada con respecto a otros países.

La aceleración sísmica en la zona de Tarija se encuentra entre el 8 y 10 % para un periodo de retorno de 475 años este valor esta entre el rango más bajo, además que no hay actividad sísmica relevante registrada en la zona de Tarija.

Gráfico 3.7: Mapa Probabilístico de Amenaza Sísmica en Bolivia



Fuente: (NBDS, 2023)

3.5.3 Verificaciones de Elementos Estructurales

3.5.3.1 Vigas de Hormigón Armado

Se realizó la verificación manual de la viga con las solicitaciones más elevadas (envolventes), las cuales se presentan en el pórtico 7 de la planta. Se verificó la armadura a flexión y cortante, ambos con sus respectivos requerimientos en separación, disposición de armadura,

longitud de desarrollo, longitudes de empalme, doblado de acero y anclajes. Las Vigas de Hormigón armado se comprobaron bajo los parámetros del proyecto de NB 1225001-2020.

3.5.3.1.1 Verificación a Flexión

a) Propiedades de los materiales del Elemento:

Resistencia a compresión del Hormigón: $f'_c = 25 \text{ MPa}$

Resistencia del Acero (Limite de fluencia): $f_y = 500 \text{ MPa}$

b) Dimensiones del Elemento:

Base: $b = 20 \text{ cm}$

Altura: $h = 50 \text{ cm}$

Datos de Refuerzo de Acero y recubrimiento geométrico

Diámetro de acero en Estribos: $d_e = 8 \text{ mm}$

Diámetro de Barra Longitudinal (Armadura de Montaje): $d_l = 16 \text{ mm}$

Recubrimiento Geométrico: $r = 2.0 \text{ cm}$ (NB 1225001-2020)

c) Peralte Efectivo de Viga:

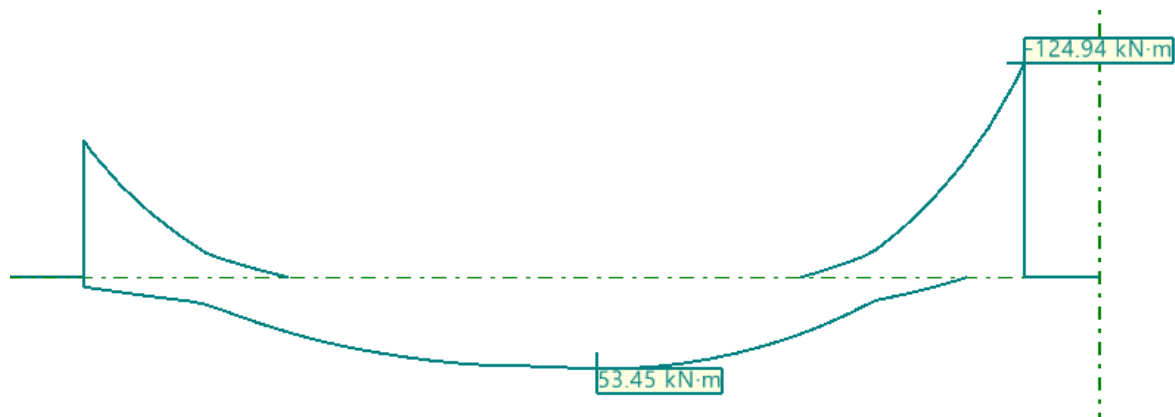
$$d = h - r - \Phi_e - \Phi_{\text{long}}/2$$

$$d_1 = 50 - 2 - 0,8 - 1,6 / 2 = 46,4 \text{ cm}$$

$$d_2 = 50 - 2 - 0,8 - 1,6 - 2,5 - 1,6 / 2 = 42,3 \text{ cm}$$

d) Solicitaciones en la Viga (Momentos Últimos de Envolventes)

Gráfico 3.8: Diagrama de Momentos de la Viga



Fuente: Cypecad 2025

Momento Ultimo Positivo Mu (+) = 53,45 kN*m

Momento Ultimo Negativo apoyo Izquierdo: Muizq (-) = -79,85 kN*m

Momento Ultimo Negativo apoyo Derecho: Mudr (-) = -124,91 kN*m

- **Cálculo del Acero Necesario en la Sección:**

El acero mínimo en vigas deber ser el mayor de las dos siguientes expresiones:

Para el Momento Positivo Mu (+) = 53,45 kN*m

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0,85 * f'_c * d}} = 31,16 \text{ mm} \quad \beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 36,66 \text{ mm} \quad 22.2.2.4.1 \text{ NB 1225001}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} * 0,003 = \frac{46,40 - 3,67}{3,67} = 0,035 \geq 0,005$$

De acuerdo con la tabla de factores de reduccion de resistencia tenemos una falla controlada por traccion por lo tanto $\Phi = 0,9$

$$A_s \text{ nec} = \frac{|M_{max}|}{\phi f * F_y * (d - \frac{a}{2})} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 264,90 \text{ mm}^2$$

Determinación del Acero Mínimo Requerido Según Norma

$$A_{smin1} = \frac{0,25 * \sqrt{F'_c} * b_w * d}{F_y} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 200 \text{ mm} * 464}{500} = 2,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin3} = \frac{4}{3} * A_{st} = \frac{2}{3} * 2,65 = 3,53 \text{ cm}^2$$

Asumir Asmin 1 o Asmin3 si hay mucha variación:

$$A_{smin} = 2,32 \text{ cm}^2$$

Disponer el acero necesario debido a que es mayor al acero mínimo 2,65 cm²

Disposición de las Barras de Acero y Determinación del Acero Real

$$A_{st} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{long} = 16 \text{ mm}$$

$$A\phi_{long} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ}b = 2 \text{ barras}$$

Asumir:

$$N^{\circ}b = 2 \text{ barras}$$

$$Asr = 4,02 \text{ cm}^2 \geq Ast = 2,65 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$\text{Usar:} \quad 2 \quad \emptyset \quad 16 \quad \text{mm}$$

- **Comprobación de Capacidad Nominal del elemento**

Los valores de los momentos últimos de cálculo deben ser menores o iguales a los momentos nominales de la sección afectados por un coeficiente que corresponde a esfuerzos de flexión ($\phi = 0.90$).

$$a = \frac{Asr \cdot fy}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{402,1 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 200 \text{ mm}} = 47,31 \text{ mm}$$

$$\phi \cdot Mn = \phi \cdot \left(As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) = 0,9 \cdot \left(402,1 \text{ mm}^2 \cdot 500 \cdot \left(464 - \frac{47,31}{2} \right) \right) = 79,68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mu \leq \phi \cdot Mn$$

$$53,45 \leq 79,68 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Cumple}$$

- **Cálculo de la deformación unitaria del acero en el momento positivo**

El proyecto de norma NB 1225001 establece que, para elementos sometidos a flexión, el coeficiente de deformación del acero debe ser mayor a 0.005 para tener un comportamiento elástico del acero y una falla dúctil:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{47,31 \text{ mm}}{0,85} = 55,66 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 = \frac{464 - 55,66}{55,66} \cdot 0,003 = 0,022 \geq 0,005$$

Cumple - Falla Dúctil

Para el Momento Negativo Mu (-) Izq = 79,85 kN*m

$$d = 445,5 \text{ mm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{\max}}{\phi * 0,85 * f_c' * d}} = 49,62 \text{ mm} \quad \beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 58,38 \text{ mm} \quad 22.2.2.4.1 \text{ NB 1225001}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} * 0,003 = \frac{4,46 - 5,84}{5,84} = 0,02 \geq 0,005$$

De acuerdo con la tabla de factores de reducción de resistencia tenemos una falla controlada por tracción por lo tanto $\Phi = 0,9$

$$A_s \text{ nec} = \frac{|M_{\max}|}{\phi f_y * (d - \frac{a}{2})} = 4,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 421,8 \text{ mm}^2$$

Determinación del Acero Mínimo Requerido Según Norma

$$A_{smin1} = \frac{0,25 * \sqrt{f_c'} * b_w * d}{F_y} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 200 \text{ mm} * 445,5}{500} = 2,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin3} = \frac{4}{3} * A_{st} = \frac{4}{3} * 4,22 = 5,62 \text{ cm}^2$$

Asumir A_{smin1} o A_{smin3} si hay mucha variación:

$$A_{smin} = 2,81 \text{ cm}^2$$

Debido a que el acero necesario es mayor al mínimo se dispondrá acero necesario: $4,22 \text{ cm}^2$

Disposición de las Barras de Acero y Determinación del Acero Real

$$A_{st} = 4,22 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{long}} = 16 \text{ mm}$$

$$A_{\phi_{\text{long}}} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ}b = 3 \text{ barras}$$

Asumir:

$$N^{\circ}b = 2 \text{ barras de } 16 \text{ mm}$$

$$N^{\circ}b = 2 \text{ barras de } 12 \text{ mm}$$

$$A_{sr} = 6,28 \text{ cm}^2 \geq A_{st} = 4,22 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$\text{Usar:} \quad 2 \quad \emptyset \quad 16 \quad \text{mm}$$

$$\text{Usar:} \quad 2 \quad \emptyset \quad 12 \quad \text{mm}$$

- **Comprobación de Capacidad Nominal del elemento**

Los valores de los momentos últimos de cálculo deben ser menores o iguales a los momentos nominales de la sección afectados por un coeficiente que corresponde a esfuerzos de flexión ($\phi = 0.90$).

$$a = \frac{A_{sr} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{402,1 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 200 \text{ mm}} = 47,31 \text{ mm}$$

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot \left(A_{sr} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) = 0,9 \cdot \left(628,30 \text{ mm}^2 \cdot 500 \cdot \left(445,5 - \frac{47,31}{2} \right) \right) = 115,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$79,85 \leq 115,5 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Cumple}$$

- **Cálculo de la deformación unitaria del acero en el momento negativo**

El proyecto de norma NB 1225001 establece que, para elementos sometidos a flexión, el coeficiente de deformación del acero debe ser mayor a 0.005 para tener un comportamiento elástico del acero y una falla dúctil:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{47,31 \text{ mm}}{0,85} = 86,96 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 = \frac{445,5 \text{ mm} - 86,96}{86,96} \cdot 0,003 = 0,012 \geq 0,005$$

Cumple - Falla Dúctil

Para el Momento Negativo $M_u (-)$ Der = 124,91 kN*m

$$d = 423 \text{ mm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{\max}}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot d}} = 85,93 \text{ mm} \quad \beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 101,10 \text{ mm} \quad 22.2.2.4.1 \text{ NB 1225001}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} * 0,003 = \frac{423-101,10}{101,01} = 0,01 \geq 0,005$$

De acuerdo con la tabla de factores de reduccion de resistencia tenemos una falla controlada por traccion por lo tanto $\Phi = 0,9$

$$A_{s \text{ nec}} = \frac{|M_{\max}|}{\Phi f * F_y * (d - \frac{a}{2})} = 7,30 \text{ cm}^2$$

Determinación del Acero Mínimo Requerido Según Norma

$$A_{s \min 1} = \frac{0,25 * \sqrt{F_c} * b_w * d}{F_y} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 200 \text{ mm} * 423}{500} = 2,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min 3} = \frac{4}{3} * A_{st} = \frac{4}{3} * 6,83 = 9,74 \text{ cm}^2$$

Asumir $A_{s \min 1}$ o $A_{s \min 3}$ si hay mucha variación:

$$A_{s \min} = 2,11 \text{ cm}^2$$

Debido a que el acero necesario es mayor al mínimo se usara acero necesario: 7,30 cm²

Disposición de las Barras de Acero y Determinación del Acero Real

$$A_{st} = 7,30 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{long}} = 16 \text{ mm}$$

$$A_{\phi_{\text{long}}} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ}b = 5 \text{ barras}$$

Asumir:

$$\phi_{\text{long}} = 6$$

$$N^{\circ}b = 2 \text{ barras}$$

$$\phi_{\text{long}2} = 16 \quad \phi_{\text{long}3} = 16$$

$$N^{\circ}b = 2 \quad N^{\circ}b = 2$$

$$A_{sr} = 1206 \text{ mm}^2 \text{ Cumple}$$

Usar:

$$2 \quad \emptyset \quad 16 \quad \text{mm}$$

$$2 \quad \emptyset \quad 16 \quad \text{mm}$$

2 Ø 16 mm

- **Comprobación de Capacidad Nominal del elemento**

Los valores de los momentos últimos de cálculo deben ser menores o iguales a los momentos nominales de la sección afectados por un coeficiente que corresponde a esfuerzos de flexión ($\phi = 0.90$).

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1030 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ MPa}}{0.85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 250 \text{ mm}} = 141,90 \text{ mm}$$

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot \left(A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) = 0.9 \cdot \left(1206 \text{ mm}^2 \cdot 500 \cdot \left(423 - \frac{141,90}{2} \right) \right) = 191,10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \quad 124,90 \leq 191,10 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Cumple}$$

- **Cálculo de la deformación unitaria del acero en el momento negativo**

El proyecto de norma NB 1225001 establece que, para elementos sometidos a flexión, el coeficiente de deformación del acero debe ser mayor a 0.005 para tener un comportamiento elástico del acero y una falla dúctil:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{141,90 \text{ mm}}{0,85} = 167 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 = \frac{423-167}{167} \cdot 0,003 = 0,005 \quad \geq \quad 0,005$$

Cumple - Falla Dúctil

3.5.3.1.2 Verificación a Cortante

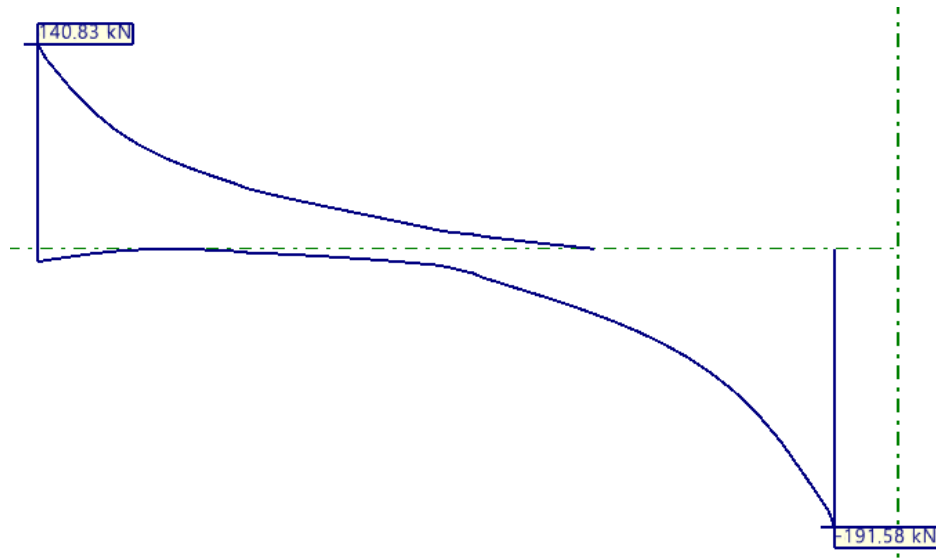
La Verificación de Cortante utiliza los mismos datos que la verificación de flexión en cuanto a materiales y dimensiones de sección:

Resistencia a Compresión del Hormigón: $f'_c = 25 \text{ MPa}$

Resistencia del Acero (Limite de fluencia para el diseño a corte): $f_y = 420 \text{ MPa}$

Solicitaciones de Cortante (Envoltentes):

Gráfico 3.9: Diagrama de Cortantes



Fuente: Elaboración Propia

Cortante Ultimo Positivo sobre C14: $V_u (+) = 140,83 \text{ kN}$

Cortante Ultimo Negativo sobre C15: $V_u (-) = -191,58 \text{ kN}$

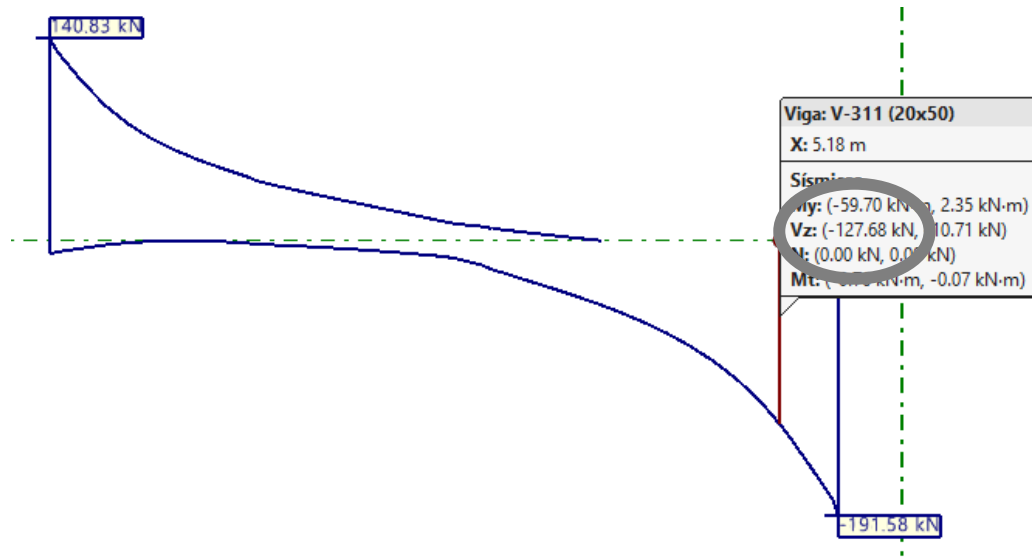
Factor de Minoración de Elementos sometidos a Cortante

$$\phi = 0.75$$

- **Cálculo de la Cortante a distancia “d” de la cara de la Columna**

La NB 1225001-2020 establece que la cortante útil para el cálculo es la cortante que se genera a una distancia “d” (peralte efectivo) de la cara de la columna, para este cálculo se utilizó el cortante más alto que se genera sobre C15:

Gráfico 3.10: Cortante a una distancia “d”



A una distancia $d = 423\text{mm}$ de la cara de apoyo de la columna C15 se tiene el Cortante de Diseño

$$V_d = -127,68 \text{ kN}$$

Este Valor se utilizará para el cálculo de la armadura transversal

Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del hormigón (λ)

$\lambda = 1$ Hormigón de Peso Normal

ρ_w = Cuantía del área de la armadura A_s evaluada sobre el área $b_w * d$

$$\rho_w = \frac{A_s (+)/(-)}{b_w * d} = \frac{1206 \text{ mm}^2}{200 * 423 \text{ mm}} = 0,014$$

- Cortante en el Concreto**

Cálculo de V_c sin Fuerza axial

$$V_c = \left(\frac{\lambda * \sqrt{f_c}}{6} \right) * b_w * d = \left(\frac{1 * \sqrt{25 \text{ MPa}}}{6} \right) * 200 * 423 \text{ mm} = 77,33 \text{ kN}$$

Método detallado para calcular V_c sin fuerza axial

$$V_{c1} = \left(\frac{\lambda * \sqrt{f_c}}{6} + 17 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_u} \right) * b_w * d =$$

$$\left(\frac{1 \cdot \sqrt{25 \text{MPa}}}{6} + 17 \cdot 0,014 \cdot \frac{191,58 \cdot 423 \text{mm}}{124,91 \text{ k} \cdot \text{m}} \right) \cdot 200 \cdot 423 \text{mm} = 83,81 \text{ kN}$$

$$V_{c2} = \left(\frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c}}{6} + 17 \cdot \rho_w \right) \cdot b_w \cdot d = \left(\frac{1 \cdot \sqrt{25 \text{MPa}}}{6} + 17 \cdot 0,014 \right) \cdot 200 \cdot 423 \text{ mm} = 91,15 \text{ kN}$$

$$V_{c3} = 0,29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 0,29 \cdot 1 \cdot \sqrt{25 \text{MPa}} \cdot 200 \cdot 423 \text{mm} = 122,70 \text{ kN}$$

Asumir el menor:

$$V_c = 83,81 \text{ kN}$$

Según 22.5.5.1.1 V_c no debe ser mayor que:

$$V_c \text{ máx.} = 0,42 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 0,42 \cdot 1 \cdot \sqrt{25 \text{MPa}} \cdot 200 \cdot 423 \text{mm} = 177,70 \text{ kN}$$

$$V_c \text{ máx.} = 177,70 \text{ kN} \geq V_c = 83,81 \text{ kN} \text{ Cumple}$$

Cortante Máximo en el Acero

$$V_s \text{ max} = 0,66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 0,66 \cdot \sqrt{25 \text{MPa}} \cdot 200 \cdot 423 \text{mm} = 279,2 \text{ kN}$$

- Cortante resistente de una sección de Hormigón Armado**

$$V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_s \text{ máx.})$$

$$V_u = 191,6 \leq \phi \cdot (V_c + V_s \text{ máx.}) = 272,20 \text{ kN}$$

$$\text{Cortante del Concreto} \quad \sqrt{f_c} \leq 8,3 \text{ Mpa} \quad 5 \leq 8,3 \text{ Mpa} \quad \text{Cumple}$$

Según NB1225001 en el artículo 22.5.10.1 V_c no debe ser mayor que: $V_u > \phi \cdot V_c$ 22.5.10.1

Caso contrario Requerirá armadura transversal de refuerzo

$$V_u = 127,70 \text{ kN} > \phi \cdot V_c = 62,85 \text{ kN}$$

Requiere acero transversal de refuerzo

- Cálculo de Cortante Necesaria**

$$V_s = \frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi} = \frac{127,70 - 0,75 \cdot 83,81}{0,75} = 86,43 \text{ kN} \quad \text{Según NB1225001 22.5.10.1}$$

$$V_s \geq 86,43 \text{ kN} \quad \text{Mínimo condicional}$$

Se puede ver que el valor de cortante requerida para el acero es muy baja y que la sección de hormigón casi resiste toda la cortante generada, de igual manera se dispondrá armadura transversal mínima si es necesario.

- **Cálculo del Área Cortante del Acero**

Se propuso colocar armadura transversal con diámetro de 6 mm con una separación de 7,5 cm en zonas confinadas y 20cm en zonas no confinadas.

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

$$A_v = (2) * \frac{\pi}{4} * \phi^2 = (2) * \frac{\pi}{4} * 8^2 = 100,53 \text{mm}^2$$

$$A_v = 100,53 \text{mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} = \frac{100,53 \text{mm}^2 * 420 \text{MPa} * 423 \text{mm}}{75 \text{mm}} = 238,14 \text{kN}$$

$$s = 75 \quad \text{mm}$$

$$f_{yt} = 420 \quad \text{MPa}$$

- Según NB 1225001 en el artículo 9.7.6.2.2 El cálculo del espaciamiento de la armadura de cortante:

Tabla 3.13: Espaciamiento de la armadura de cortante

Vs	s máximo, mm		
		Viga no pretensada	Viga pretensada
$\leq \frac{\sqrt{f_c} * b_w * d}{3}$	El menor de:	d / 2	3h / 4
		600 mm	
$> \frac{\sqrt{f_c} * b_w * d}{3}$	El menor de:	d / 4	3h / 8
		300 mm	

Fuente: (NB 1225001, 2020)

$$V_s \leq \frac{\sqrt{f_c} * b_w * d}{3} = \frac{\sqrt{25 \text{MPa}} * 200 * 423 \text{mm}}{3} / 1000 = 139,60 \text{ kN}$$

$$V_s = 238,14 \leq V_{s_Av} = 139,60 \text{ kN}$$

El menor de:

$$d/2 = 225,5 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 225,5 \text{ mm}$$

$$S_{max1} = 600 \text{ mm}$$

$$S_{min} = 75 \text{ mm}$$

Asumir para zonas con confinamiento un espaciamiento de 75mm y para zonas no confinadas una separación de 22,5 cm:

$$S_{min} = 75 \text{ mm} \leq s = 75 \text{ mm} \leq S_{max} = 225,5 \text{ mm}$$

- Cálculo de A_v min/s Según NB 1225001 9.6.3.3:

Asumir el mayor de:

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \frac{\sqrt{f'_c} * b_w}{16 * f_{yt}} = \frac{\sqrt{25 \text{MPa}} * 200 \text{mm}}{16 * 420 \text{MPa}} = 0,15 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \frac{0,35 * b_w}{f_{yt}} = \frac{0,35 * 200 \text{mm}}{420 \text{MPa}} = 0,167 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{vmin} = 0,18 \text{ mm}^2/\text{mm} * 75 \text{mm} =$$

$$A_{vmin} = 12,50 \text{ mm}^2$$

- **Comprobación en Condiciones de Acero Mínimo con Acero requerido**

$$A_s \geq A_v \text{ min}$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{(V_u - \phi * V_c)}{\phi * f_{yt} * d} = \frac{(127,70 - 0,75 * 83,81 \text{kN}) * 1000}{0,75 * 420 \text{MPa} * 423 \text{mm}} = 0,49 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Si conocemos "s":

$$s = 75 \text{ mm}$$

$$A_v = 36,49 \text{ mm}^2$$

$$36,49 \geq 12,50 \text{ mm}^2 \quad \text{Cumple}$$

- **Comprobación de Resistencia Nominal de la Sección:**

$$V_u \leq \phi * (V_c + V_s)$$

$$V_u = 127,70 \text{ kN}$$

$$V_c = 83,81 \text{ kN} \quad 127,68 \leq 241,50$$

$$V_s = 238,14 \text{ kN} \quad \text{Cumple}$$

$$\phi = 0,75$$

Cantidad de Estribos:

$$\text{Nro de Estribos} = \frac{L_{cc}}{S_e}$$

L = Longitud de Viga de cara a cara de columna

S_e = Separación entre Estribos

Lc = Longitud confinada

L = 5,60 m

$$\text{Nro de Estribos Confinados} = \frac{1}{0,075} = 14$$

Lc = 1,00 m

L no Confinad = 3,60 m

$$\text{Nro de Estribos No Confinados} = \frac{3,60}{0,225} = 16$$

Nº Estribos Confinados = 14 * 2 = 28

Nº Estribos No Confin = 16

Nº de Estribos = 44 estribos

Se dispondrá acero transversal de diámetro 8 mm cada 22,50 cm en zonas no confinadas y cada 7,5 cm en zonas confinadas, este refuerzo transversal cumple con los requisitos del proyecto de norma NB 1225001 para acero mínimo, espaciamiento máximo y resistencia de la sección.

3.5.3.1.3 Verificación a Torsión

Debe colocarse un área mínima de armadura para torsión en todas las secciones donde $T_u > \phi T_{th}$ de acuerdo con 22.7.

$T_u = 3,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$T_u \geq \phi T_{th}$$

$f_c = 25 \text{ MPa}$

$\phi = 0,75$

$$T_{th} = 0,083 * \lambda * \sqrt{f_c} * \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} =$$

$b_w = 200 \text{ mm}$

$h = 500 \text{ mm}$

$$3,71 \geq 4,33 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{No Cumple}$$

e losa = 250 mm

No Requiere Armadura por Torsión

$A_{cp} = 162500 \text{ mm}^2$

$p_{cp} = 1900 \text{ mm}$

3.5.3.1.4 Verificación de Deformación de Viga

El proyecto de norma NB 1225001 en su tabla 24.2.2 establece que las deflexiones máximas admisibles para elementos susceptibles a sufrir daños debido deflexiones grandes, escogemos el parámetro más riguroso de la norma el cual es de uso habitual en nuestro medio.

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{480}$$

L = 5600 mm

$\Delta_{adm} = 11,67$ mm

Desplazamiento máximo: $\Delta_{cype} = 3,94$ mm

3,94 < 11,67 mm

Cumple

3.5.3.1.5 Comparación de Cálculo Manual y Cypecad

Tabla 3.14: Tabla Comparativa de Acero en Viga

Armadura Longitudinal							
Ubicación	Armadura			As (cm2)		Variación (%)	
	Cálculo Manual		Cypecad	Calcul Manual	Cype		
Armadura Inferior Positivo	2	Ø16	2	Ø16	4,02	4,02	0,0
Armadura Positiva Izqui	2	Ø16	2	Ø16	4,02	4,02	0,0
Armadura Positivo Derec	2	Ø16	2	Ø16	4,02	4,02	0,0
Armadura Superior Nega	2	Ø16	2	Ø16	4,02	4,02	0,0
Armadura Negativa Izquie	2	Ø16	2	Ø16	6,28	6,28	0,0
	2	Ø12	2	Ø12			
Armadura Negativa Derec	2	Ø16	2	Ø16	12,06	12,06	0,0
	2	Ø16	2	Ø16			
	2	Ø16	2	Ø16			
Armadura Transversal (Sin confinamiento)							
Sobre toda la Longitud	16 estribos Ø 8mm c/22,5		16 estribos Ø 8mm c/22,5		16,08	16,08	0,0
Armadura Transversal (Con confinamiento)							
Sobre toda la Longitud	28 estribos Ø 8mm c/7,5		28 estribos Ø 8mm c/7,5		28,15	28,15	0,0

3.5.3.1.6 Criterio de Diseño por Sismo en Vigas

En el artículo 18.4.2.4 de la NB 1225001 establece criterios de estribos cerrados de confinamiento

- **Longitud de confinamiento**

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$2 \cdot h = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Primer estribo } e_{\max} = 50 \text{ cm}$$

- **Espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:**

El menor de:

$$d/4 = 111,40 \text{ mm}$$

$$8 \cdot \phi_{\text{long}} = 96 \text{ mm} \quad \text{espaciamiento máx.} = 96 \text{ mm} = 9,6 \text{ cm}$$

$$24 \cdot \phi_{\text{est}} = 192 \text{ mm}$$
$$300 \text{ mm}$$

Según la NB 1225001 en el artículo 18.4.2.5 Espaciamiento máximo de estribos cuando no se requiera confinamiento. No debe exceder:

$$d/2 = 225,8 \text{ mm} = 22,58 \text{ cm}$$

- **Resistencia a momento positivo o negativo**

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud de la viga, no debe ser menor de un quinto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

$$\phi M_{n,\text{pos}} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi M_{n,\text{neg}}$$

$$\phi M_{n,\text{pos}} = 79,68 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi M_{n,\text{neg}} = 191,10 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$79,68 \geq 38,22 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ Cumple}$$

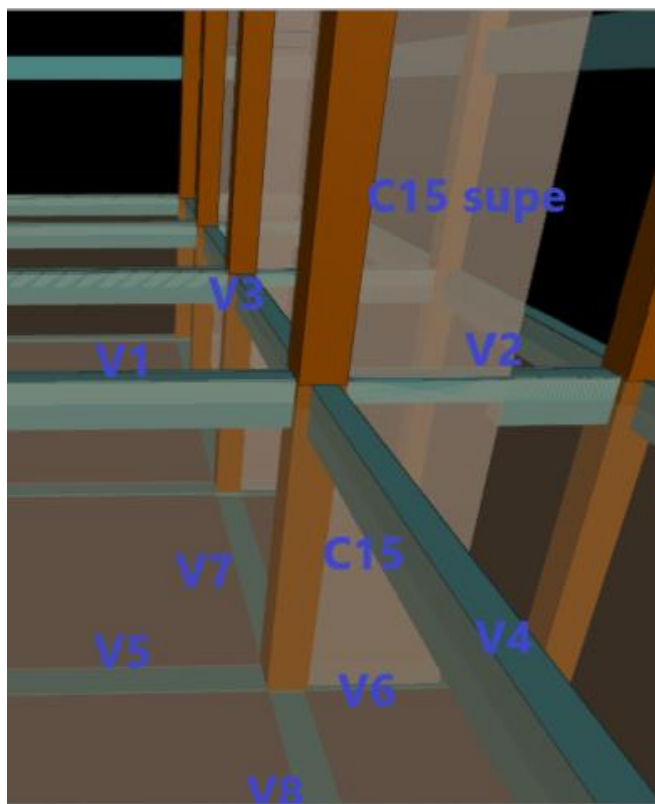
3.5.3.2 Columnas de Hormigón Armado

Se realizó las verificaciones de manera manual para la columna con mayores solicitaciones, la cual es la columna C15 de acuerdo a los puntos 22.2 a 22.4 de la NB 1225001.

3.5.3.2.1 Verificación de Pandeo

Cálculo de Factor de Longitud Efectiva “K”

Gráfico 3.11: Diseño de la Columna C15



Fuente: Cypecad 2025

La longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica a continuación, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse Intraslacional o debe considerarse Traslacional.

- **Determinación de Coeficiente “ ψ ”**

Datos de Vigas que concurren en los nudos de la columna

Tabla 3.15: Datos Geométricos de Vigas

Viga	Base cm	Altura cm	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	L (cm)
V1	20	40	106666,7	26666,67	600
V2	30	250	39062500	562500	153
V3	20	40	106666,7	26666,67	445
V4	20	40	106666,7	26666,67	580
V5	40	80	1706667	426666,7	605
V6	30	80	1280000	180000	153
V7	40	80	1706667	426666,7	445
V8	40	80	1706667	426666,7	580

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.16: Datos Geométricos de la Columna

Columna	Base (cm)	Altura (cm)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	L (cm)
C14 sup	45	45	341718,8	341718,8	570
C14	45	45	341718,8	341718,8	270
C 14 inf			0	0	

Fuente: Elaboración Propia

$$\psi_{Ax} = \frac{\frac{I_{xc1}}{L_{c1}} + \frac{I_{xc2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{xv1}}{L_{v1}} + \frac{I_{xv2}}{L_{v2}} + \frac{I_{xv3}}{L_{v3}} + \frac{I_{xv4}}{L_{v4}}}$$

$$\frac{\frac{341719}{250} + \frac{341719}{570}}{\frac{106667}{600} + \frac{39062500}{153} + \frac{106666,7}{445} + \frac{106666,7}{580}} = 0,00077$$

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{yc1}}{L_{c1}} + \frac{I_{yc2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{yv1}}{L_{v1}} + \frac{I_{yv2}}{L_{v2}} + \frac{I_{yv3}}{L_{v3}} + \frac{I_{yv4}}{L_{v4}}}$$

$$\frac{\frac{341719}{250} + \frac{341719}{570}}{\frac{26666,7}{600} + \frac{562500}{153} + \frac{26666,7}{445} + \frac{26666,7}{580}} = 0,47$$

$$\psi_{Bx} = \frac{\frac{I_{xc1}}{Lc1} + \frac{I_{xc3}}{Lc3}}{\frac{I_{xv5}}{Lv5} + \frac{I_{xv6}}{Lv6} + \frac{I_{xv7}}{Lv7} + \frac{I_{xv8}}{Lv8}} = \frac{\frac{341719}{250}}{\frac{1706667}{600} + \frac{1280000}{153} + \frac{1706667}{445} + \frac{1706667}{580}} = 0,11$$

$$\psi_{By} = \frac{\frac{I_{yc1}}{Lc1} + \frac{I_{yc3}}{Lc3}}{\frac{I_{yv5}}{Lv5} + \frac{I_{yv6}}{Lv6} + \frac{I_{yv7}}{Lv7} + \frac{I_{yv8}}{Lv8}} = \frac{\frac{341719}{250}}{\frac{426667}{600} + \frac{180000}{153} + \frac{426667}{445} + \frac{426667}{580}} = 0,16$$

- **Análisis de Arriostramiento de la Estructura**

En realidad, todas las estructuras son traslacionales, su consideración como intraslacionales solo es válida cuando pueda ser establecido que los corrimientos horizontales resultan despreciables, dicho de otra manera, que los esfuerzos resultantes en cualquier sección al considerar el entramado como Intraslacional no difieren sensiblemente de los obtenidos con el cálculo traslacional con lo cual se entra, en la práctica en un círculo vicioso.

Desgraciadamente no es posible dar una regla clara que permita una clasificación, generalmente los entramados de edificios industriales y muchas de las obras públicas deben calcularse como intraslacionales. En cualquier caso, los edificios situados en zonas que exijan cálculo sísmico, deben ser siempre calculados como traslacionales. (Calavera J., Proyecto y Calculo de Estructuras de Hormigón, 1999)

- **Criterio de Elección**

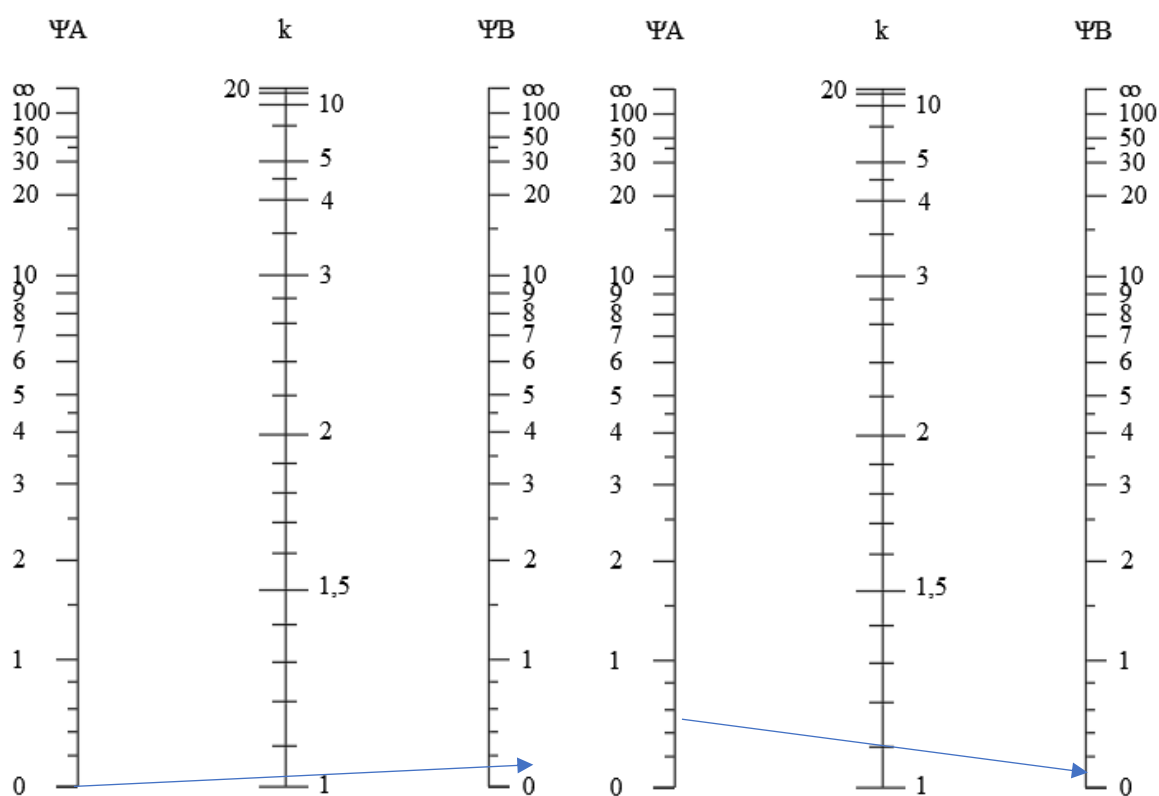
En esta estructura se realizó un cálculo inicial considerándola una estructura intraslacional, para su posterior cambio a un análisis como estructura traslacional, si citamos las palabras anteriores del autor José Calavera “los esfuerzos resultantes en cualquier sección al considerar el entramado como Intraslacional no difieren sensiblemente de los obtenidos con el cálculo traslacional” se pudo observar que si se presentó un cambio notable en algunos elementos estructurales que requirieron un aumento en su sección, por lo cual se totalmente valido considerar la estructura como traslacional.

Con base en la bibliografía y el cálculo realizado se procedió a calcular la estructura como traslacional a través de los métodos que propone el proyecto de NB 1225001, 2020.

Una vez definida la estructura como traslacional y los coeficientes de pandeo (ψ) han sido calculados, se ingresa a los gráficos de monogramas de Jackson y Moreland para estructuras traslacionales obteniendo el coeficiente de longitud efectiva “K” y se aplica el método de momento de magnificación de momentos correspondiente a pórticos traslacionales indicado por el proyecto de norma NB 1225001.

$$\psi_{Ax} = 0,0077 \quad \psi_{Bx} = 0,11 \quad \psi_{Ay} = 0,47 \quad \psi_{By} = 0,16$$

Gráfico 3.12: Monograma de Estructura Traslacional



Fuente: NB 1225001, 2020

- **Propiedades de los materiales del Elemento**

Resistencia a compresión del Hormigón: $f'_c = 25 \text{ MPa}$

Módulo de Elasticidad del Hormigón

$$E_c = 3830 \cdot \sqrt{f'_c} = 3830 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} = 19150 \text{ MPa}$$

- **Solicitaciones del Elemento**

Carga Axial Ultima $P_u = 2375,77 \text{ kN}$

Momento Ultimo en eje X: $44,85 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Momento Ultimo en eje Y: $139,24 \text{ KN}\cdot\text{m}$

- **Dimensiones del Elemento**

Base: $b = 45 \text{ cm}$ Altura: $h = 45 \text{ cm}$

Longitud de Columna (l_u) = $2,5 \text{ m}$

- **Cálculo de Longitud Efectiva (l_u)**

Momentos de Inercia

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{45 \cdot 45^3}{12} = 341718,75 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{45^3 \cdot 45}{12} = 341718,75 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{341718,75}{45 \cdot 45}} = 12,99 \text{ cm} \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{341718,75}{45 \cdot 45}} = 12,99 \text{ cm}$$

$$\frac{K_x \cdot l_{ux}}{r_x} = \frac{1,15 \cdot 2,50}{12,99/100} = 22,13 \quad \frac{K_y \cdot l_{uy}}{r_y} = \frac{1,2 \cdot 2,5}{12,99/100} = 23,09$$

Columna Larga, se considera los efectos de esbeltez

- **Cálculo de Momento Magnificado**

De acuerdo al punto 6.6.4.5 del proyecto de norma NB 1225001 se aplica el método de magnificación de momentos para considerar los efectos de esbeltez.

El momento mayorado utilizado en el diseño de columnas y muros “ M_c ”, debe ser el momento mayorado de primer orden “ M_2 ” amplificado por los efectos de la curvatura del miembro. (NB 1225001, 2020)

$$(EI)_{\text{eff}} = \frac{0,4 \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_{\text{dns}}} \quad 6.6.4.4a \quad \text{NB1225001}$$

Para simplificar, se puede suponer que $\beta_{\text{dns}} = 0,6$

En X:

$$(EI)_{\text{eff}} = 0,25 \cdot E_c \cdot I_g = 0,25 \cdot 19150 \cdot 341718,75 \text{ cm}^4 =$$

$$16,36 \text{ MN}\cdot\text{m}^2 \quad \text{R6.6.4.4.4}$$

En Y:

$$(EI)_{\text{eff}} = 0,25 \cdot E_c \cdot I_g = 0,25 \cdot 19150 \cdot 341718,75 \text{ cm}^4 = 16,36 \text{ MN}\cdot\text{m}^2 \quad \text{R6.6.4.4.4}$$

La Carga Critica de pandeo P_c debe calcularse como:

En x:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{\text{eff}}}{(k \cdot l_u)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 16,36}{(22,13)^2} = 19534,5 \text{ kN} \quad 6.6.4.4.2$$

En y:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{\text{eff}}}{(k \cdot l_u)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 16,36}{(23,09)^2} = 17940,5 \text{ kN} \quad 6.6.4.4.2$$

Con todos los datos necesarios calculados, se procede a calcular el factor de magnificación de momento:

Para columnas con cargas transversales aplicadas entre apoyos $C_m = 1$

En X:

$$\delta_x = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 \cdot P_c}} \geq 1 = \frac{1}{1 - \frac{2375,77}{0,75 \cdot 19534,5}} = 1,19 \geq 1 \quad 6.6.4.5.2$$

En Y:

$$\delta_y = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 \cdot P_c}} \geq 1 = \frac{1}{1 - \frac{2375,77}{0,75 \cdot 17940,5}} = 1,21 \geq 1 \quad 6.6.4.5.2$$

- **Cálculo de M2**

$$M_{2,\text{min}} = P_u \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) = 2375,77 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,45 \text{ m}) = - 67,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \delta \cdot M_2 \quad 6.6.4.5.1 \quad \text{NB 1225001}$$

$$\text{En X: } M_{cx} = - 80,81 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{En Y: } M_{cy} = - 169,10 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Este es el valor de momento que se utilizará para verificar que las solicitaciones de la columna estén dentro del rango

$$P_u = 2375,77 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = - 80,81 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy} = - 169,10 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3.5.3.2.2 Cuantías Máximas y Mínimas

De acuerdo al punto 10.6.1.1 Refuerzo Longitudinal Mínimo y Máximo de la NB1225001 en columnas no preesforzadas el área de refuerzo longitudinal debe estar entre los siguientes límites:

Si la estructura está sometida a acción sísmica se debe cumplir que:

$$0,01 \cdot A_g \leq A_s \leq 0,08 \cdot A_g$$

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$h = 450 \text{ mm} \quad A_g = 202500 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = 0,01 \cdot A_g = 2025 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = 0,08 \cdot A_g = 16200 \text{ mm}^2$$

Ahora se propondrá una cantidad de barras de acero que cumpla con el área de acero mínima requerida:

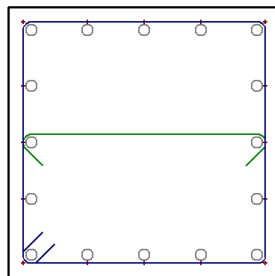
$$\varnothing \text{ long} = 20 \text{ mm} \quad A_s = N \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot \varnothing^2 \right) = 16 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 20^2 \right) = 50,27 \text{ cm}^2$$

$$N = 16$$

Al tratarse de la columna con mayores solicitaciones se dispuso el siguiente armado:

16 barras de $\varnothing 20 \text{ mm}$

Gráfico 3.13: Acero en la Columna



Fuente: Cypecad 2025

El área de acero propuesta es mayor a la mínima, con estos valores de acero se procederá a elaborar el diagrama de interacción de la columna mediante el cual se comprobará si la sección y cantidad de acero propuestas son adecuadas

3.5.3.2.3 Diagrama de Iteración

En esta sección se realizará el desarrollo de los cálculos necesarios para elaborar el diagrama de interacción de un elemento sometido a flexo-compresión.

- **Propiedades de los materiales del Elemento**

Resistencia a compresión del Hormigón: $f'_c = 25 \text{ MPa}$

Resistencia del Acero (Limite de fluencia): $f_y = 500 \text{ MPa}$

Módulo de Elasticidad del Hormigón $E_c = 19150 \text{ MPa}$

Módulo de Elasticidad del Acero $E_s = 200000 \text{ MPa}$ (20.2.2.2 – NB)

- **Deformaciones Unitarias de los materiales**

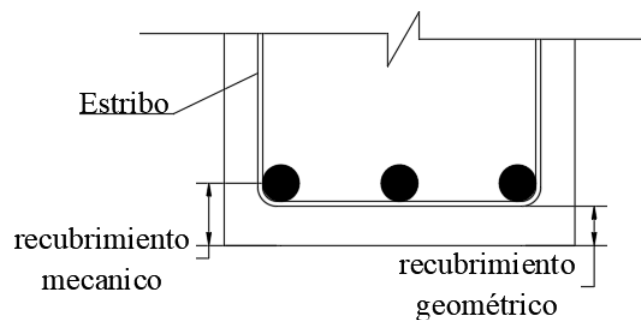
Deformación Unitaria Máxima del Hormigón: $\epsilon_{cu} = 0,003$

Deformación Unitaria del Acero:

$$\epsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{200000} = 0,0025$$

- **Cálculo del Peralte Efectivo “d”**

Gráfico 3.14: Recubrimiento de Columna



Fuente: Elaboración Propia

Recubrimiento Geométrico: 20 mm

Ø estribo: 8 mm

Separación entre barras de armadura longitudinal: 73,5 mm

$$d1 = 20\text{mm} + 8\text{mm} + 20/2 = 38,0 \text{ mm}$$

$$d2 = d1 + \text{Øbarra} + \text{Separación} = 38 + 20 + 73,5 = 131,5 \text{ mm}$$

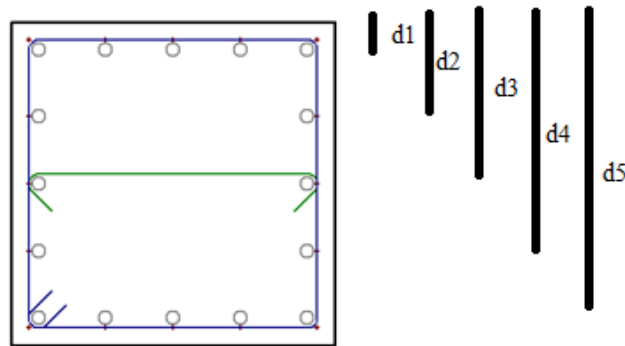
$$d3 = d2 + \text{Øbarra} + \text{Separación} = 131,5 + 20 + 73,5 = 225,0 \text{ mm}$$

$$d4 = d3 + \varnothing_{\text{barra}} + \text{Separación} = 225 + 20 + 73,5 = 318,5 \text{ mm}$$

$$d5 = d4 + \varnothing_{\text{barra}} + \text{Separación} = 318,5 + 20 + 73,5 = 412,0 \text{ mm}$$

$$d = 412 \text{ mm}$$

Gráfico 3.15: Peraltes efectivos en la Columna



Fuente: Elaboración Propia

Áreas de Acero en Cada Capa

$$As1 = 1570,80 \text{ mm}^2 \quad \varnothing 1 = 20 \text{ mm} \quad N^{\circ}b = 5 \text{ barras}$$

$$As2 = 628,32 \text{ mm}^2 \quad \varnothing 2 = 20 \text{ mm} \quad N^{\circ}b = 2 \text{ barras}$$

$$As3 = 628,32 \text{ mm}^2 \quad \varnothing 3 = 20 \text{ mm} \quad N^{\circ}b = 2 \text{ barras}$$

$$As4 = 628,32 \text{ mm}^2 \quad \varnothing 4 = 20 \text{ mm} \quad N^{\circ}b = 2 \text{ barras}$$

$$As5 = 1570,80 \text{ mm}^2 \quad \varnothing 5 = 20 \text{ mm} \quad N^{\circ}b = 5 \text{ barras}$$

$$Ast = 5026,55 \text{ mm}^2$$

• Solicitaciones del Elemento

Carga Axial Ultima $P_u = 2375,77 \text{ kN}$

Momento Ultimo en eje X: $-80,81 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Momento Ultimo en eje Y: $-169,10 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Estos son los datos de Cypecad, pero en el caso del momento se utilizó el momento que se obtuvo por el análisis de pandeo para la comprobación de resistencia a flexión en el diagrama de Interacción.

• Resistencia Axial Máxima a Compresión (P_o)

Caso Compresión Pura:

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) = 0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot \frac{(450 \cdot 450 \text{ mm} - 5026,55)}{1000} = 4196,3 \text{ kN}$$

$$C_s = A_{st} \cdot F_y = 5026,55 \cdot \frac{500 \text{ MPa}}{1000} = 2513 \text{ kN}$$

$$P_n = C_c + C_s = 4196,3 + 2513 = 6709,58 \text{ kN}$$

Este es el valor máximo de resistencia axial de compresión que resiste la sección y los materiales aplicados, el axial de agotamiento. Este valor debe reducirse de acuerdo a los factores de minoración de resistencia de la NB 1225001.

- **Resistencia Nominal Axial de Diseño a Compresión (ΦP_n)**

Del punto 22.4.2.1 la Resistencia Nominal Axial a Compresión (P_n) no debe ser mayor que “ $P_n \text{ max}$ ”.

$$\text{coef} = 0,8$$

$$P_n, \text{ max} = \text{coef} \cdot P_o = 0,8 \cdot 6709,58 = 5367,7 \text{ kN}$$

La resistencia nominal axial “ P_n ” debe afectarse por el coeficiente de minoración de resistencia para elementos sometidos a compresión y así obtenemos la resistencia axial de diseño:

$$\phi = 0,65$$

$$\phi \cdot P_n, \text{ max} = 0,65 \cdot 5367,7 = 3489,0 \text{ kN}$$

Caso Tracción Pura

$$T_{As1} = A_{s1} \cdot F_y = 1570,8 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ MPa} / 1000 = 785,4 \text{ kN}$$

$$T_{As2} = A_{s2} \cdot F_y = 628,32 \text{ mm}^2 \cdot \frac{500 \text{ MPa}}{1000} = 314,2 \text{ kN}$$

$$T_{As3} = A_{s3} \cdot F_y = 628,32 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ MPa} / 1000 = 314,2 \text{ kN}$$

$$T_{As4} = A_{s4} \cdot F_y = 628,32 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ MPa} / 1000 = 314,2 \text{ kN}$$

$$T_{As5} = A_{s5} \cdot F_y = 1570,8 \text{ mm}^2 \cdot \frac{500 \text{ MPa}}{1000} = 785,4 \text{ kN}$$

$$P_{nt} = \sum T_{As} = 2513 \text{ kN}$$

Este valor de resistencia a tracción máxima debe afectarse por un coeficiente que corresponde a comportamiento a flexión ($\Phi=0.9$).

$$\Phi = 0,9$$

$$\Phi * P_{nt} = 0,9 * 2513 = 2261,9 \text{ kN}$$

Los valores calculados tanto para compresión pura como para flexión pura, son los puntos extremos del diagrama de interacción donde el momento flector es cero.

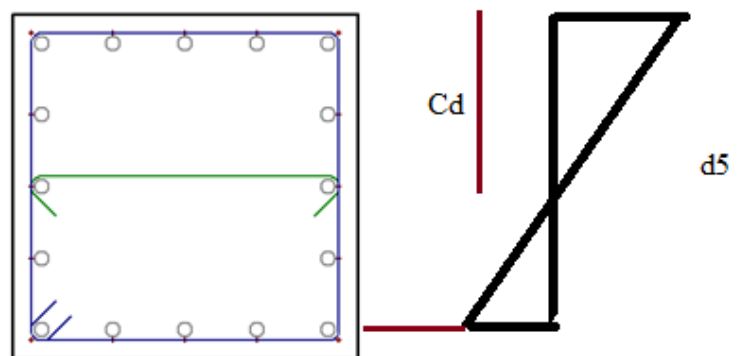
A continuación, se explicará de manera detallada el cálculo del par ordenado de Axial y Momento flector (P, M) que forma el diagrama de interacción, se tomará como ejemplo el caso de carga balanceada, el procedimiento es igual para todos los puntos.

Caso de Carga Balanceada ($c = cb$)

- **Cálculo de la Profundidad del EN (cb)**

cb = Distancia de la fibra más comprimida al eje neutro, cuando ambos materiales (acero y hormigón) alcanzan su deformación máxima.

Gráfico 3.16: Profundidad del Eje Neutro



Fuente: Elaboración Propia

$$\epsilon_{cu} = 0,003$$

$$\epsilon_y = 0,0025$$

$$C_b = \frac{\epsilon_{cu} * d}{\epsilon_y + \epsilon_{cu}} = \frac{0,003 * 412}{0,0025 + 0,003} = 224,7 \text{ mm}$$

Definido este valor podemos comenzar el análisis, donde se posicionan las fuerzas actuantes con respecto a la distancia al eje neutro (C_b), tanto de los aceros propuestos como el bloque de compresiones del hormigón:

f_{s1} , f_{s2} y C se encuentran en zona de compresiones

fs3, fs4 y fs5 están en una zona de tracción

Deformaciones:

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} * \left(\frac{c_d - d_1}{c_d} \right) = 0,003 * \left(\frac{224,7 - 38}{224,7} \right) = 0,002493$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} * \left(\frac{c_d - d_2}{c_d} \right) = 0,003 * \left(\frac{224,7 - 121,5}{224,7} \right) = 0,00124$$

$$\varepsilon_{s3} = \varepsilon_{cu} * \left(\frac{d_3 - c_d}{c_d} \right) = 0,003 * \left(\frac{225 - 224,7}{224,7} \right) = 0,000004$$

$$\varepsilon_{s4} = \varepsilon_{cu} * \left(\frac{d_4 - c_d}{c_d} \right) = 0,003 * \left(\frac{318,5 - 224,7}{224,7} \right) = 0,001252$$

$$\varepsilon_{s5} = 0,0025$$

Esfuerzos:

$$f_{si} = E_s * \varepsilon_{si}$$

$$f_{s1} = E_s * \varepsilon_{s1} = 200000 \text{ MPa} * 0,00249 = 498,5 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = E_s * \varepsilon_{s2} = 200000 \text{ MPa} * 0,001245 = 248,9 \text{ MPa}$$

$$f_{s3} = E_s * \varepsilon_{s3} = 200000 \text{ MPa} * 0,000004 = 0,728 \text{ MPa}$$

$$f_{s4} = E_s * \varepsilon_{s4} = 200000 \text{ MPa} * 0,001252 = 250,4 \text{ MPa}$$

Para fs5: Se encuentra sobre la barra más traccionada con su deformación unitaria correspondiente a su límite de fluencia por lo cual, el esfuerzo que se genera es igual al límite de fluencia de la barra:

$$f_{sy} = f_{s5} = 500 \text{ MPa}$$

- **Cálculo de Momentos y Fuerzas**

Finalmente calculamos los momentos y fuerzas que son los datos necesarios para formar el diagrama de Interacción

Fuerzas:

$$F_{si} = A_{si} * f_{si}$$

F1:

Según la profundidad del EN esta fuerza se encuentra en compresión:

$$F_{s1} = A_{s1} * \frac{f_{s1}}{1000} = 1570,8 \text{ mm}^2 * \frac{498,5 \text{ MPa}}{1000} = 783,11 \text{ kN} \quad \text{Compresión (-)}$$

F2:

Según la profundidad del EN esta fuerza se encuentra en compresión:

$$F_{s2} = A_{s2} * \frac{f_{s2}}{1000} = 628,32 \text{ mm}^2 * \frac{248,9 \text{ MPa}}{1000} = 156,39 \text{ kN} \quad \text{Compresión (-)}$$

F3:

Según la profundidad del EN esta fuerza se encuentra en tracción:

$$F_{s3} = A_{s3} * \frac{f_{s3}}{1000} = 628,32 \text{ mm}^2 * \frac{0,728 \text{ MPa}}{1000} = 0,46 \text{ kN} \quad \text{Tracción (+)}$$

F4:

Según la profundidad del EN esta fuerza se encuentra en tracción:

$$F_{s4} = A_{s4} * \frac{f_{s4}}{1000} = 628,32 \text{ mm}^2 * \frac{250,4 \text{ MPa}}{1000} = 157,3 \text{ kN} \quad \text{Tracción (+)}$$

F5:

Según la profundidad del EN esta fuerza se encuentra en tracción:

$$F_{s5} = A_{s5} * \frac{f_{s5}}{1000} = 1570,8 \text{ mm}^2 * \frac{500 \text{ MPa}}{1000} = 785,4 \text{ kN} \quad \text{Tracción (+)}$$

Para C (Fuerza de Bloque de Compresiones)

Profundidad del bloque de Compresiones (a)

$$a_b = \beta_1 * C_b = 0,85 * 224,7 \text{ mm} = 191 \text{ mm} = 0,191 \text{ m}$$

$$C_c = 0,85 * f'_c * a * b = 0,85 * 25 \text{ MPa} * 191 \text{ mm} * \frac{450 \text{ mm}}{1000} = 1827 \text{ kN} \quad \text{Compresión (-)}$$

Procedemos al cálculo del momento que genera cada una de estas fuerzas, como se ve en el gráfico de diagrama de fuerzas con el valor de c_b se observa que todas las fuerzas giran en el mismo sentido por lo cual todas tendrán el mismo signo positivo.

Momentos:

Cálculo del Centroide Plástico

$$Y_{CP} = \frac{(0,85 \cdot f_c \cdot A_g) \cdot \left(\frac{h}{2}\right) + f_y \cdot (\sum A_{si} \cdot d_i)}{0,85 \cdot f_c \cdot A_g + f_y \cdot \sum A_{si}} = 225 \text{ mm}$$

Cálculo de Momentos de cada fuerza tomando el eje como punto de giro:

Para M1:

$$M_{s1} = F_{s1} \cdot (Y_{cp} - d_1) = 783,11 \cdot (225 \text{ mm} - 38 \text{ mm}) = 146,44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para M2:

$$M_{s2} = F_{s2} \cdot (Y_{cp} - d_2) = 156,39 \cdot (225 \text{ mm} - 131,5) = 14,62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para M3:

$$M_{s3} = F_{s3} \cdot (d_3 - Y_{cp}) = 0,46 \cdot (225 - 225 \text{ mm}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para M4:

$$M_{s2} = F_{s4} \cdot (d_4 - Y_{cp}) = 157,3 \cdot (318,5 - 225 \text{ mm}) = 14,71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para M5:

$$M_{s2} = F_{s4} \cdot (d_5 - Y_{cp}) = 785,4 \cdot (412 - 225 \text{ mm}) = 146,87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para Mc (Momento del bloque de compresiones):

$$M_c = C_c \cdot (Y_{cp} - a/2) = 1827 \cdot (225 \text{ mm} - 191 / 2) = 236,53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Calculados los elementos por separado, ahora realizamos la sumatoria de todas las fuerzas y todos los momentos que nos dará el par ordenado nominal.

Fuerzas:

$$P_{nb} = -F_1 - F_2 + F_3 + F_4 + F_5 - C_c$$

$$P_{nb} = -183,11 - 156,39 + 0,46 + 157,3 + 785,4 = -1823 \text{ kN}$$

$$P_{nb} = -1823 \text{ kN Compresión}$$

Momentos:

$$M_{nb} = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 - M_c$$

$$M_{nb} = 146,44 + 14,62 + 0 + 14,71 + 146,87 + 236,53$$

$$M_{nb} = 559,17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Este par ordenado es la resistencia nominal del elemento a un determinado valor de “cd”, en este caso el par nominal calculado se refiere a la resistencia máxima generada cuando ambos materiales (Hormigón y Acero) alcanzan el punto de cedencia al mismo tiempo y pertenece a la curva nominal del diagrama de interacción.

$$(P_{nb}, M_{nb})$$

$$(-1823\text{kN}, 559,17 \text{ kN}\cdot\text{m})$$

A este par ordenado se le debe afectar por los coeficientes de minoración de la NB 1225001, en este caso los coeficientes deben ser aplicados de acuerdo al comportamiento de deformación que tiene la barra más traccionada (ϵ_{s5}).

$$\epsilon_{s5} = 0,0025 = \epsilon_{sy}$$

En este caso de acuerdo al punto de la NB 1225001 para una deformación unitaria menor o igual a la de fluencia, el elemento se comporta a compresión y se debe aplicar un coeficiente de ($\phi = 0.65$).

$$(\phi P_{nb}, \phi M_{nb})$$

$$\phi P_{nb} = 0,65 * (-1823)$$

$$\phi P_{nb} = - 1185$$

$$\phi M_{nb} = 0,65 * (559,17)$$

$$\phi M_{nb} = 363 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El par nominal que corresponde a “cb” afectado por un coeficiente pertenece a la curva de resistencia de diseño que exige la NB 1225001.

$$(- 1185 \text{ kN}, 363 \text{ kN}\cdot\text{m})$$

El cálculo de los demás elementos se realizó a través de una tabla Excel de elaboración propia y se encontrara en el Anexo 4.2.

Con cada punto calculado se construye este diagrama de interacción, y dentro de la curva de diseño (línea gris) es la zona de esfuerzos (P, M) en donde se debe encontrar el par ordenado de fuerza axial ultima y momento último.

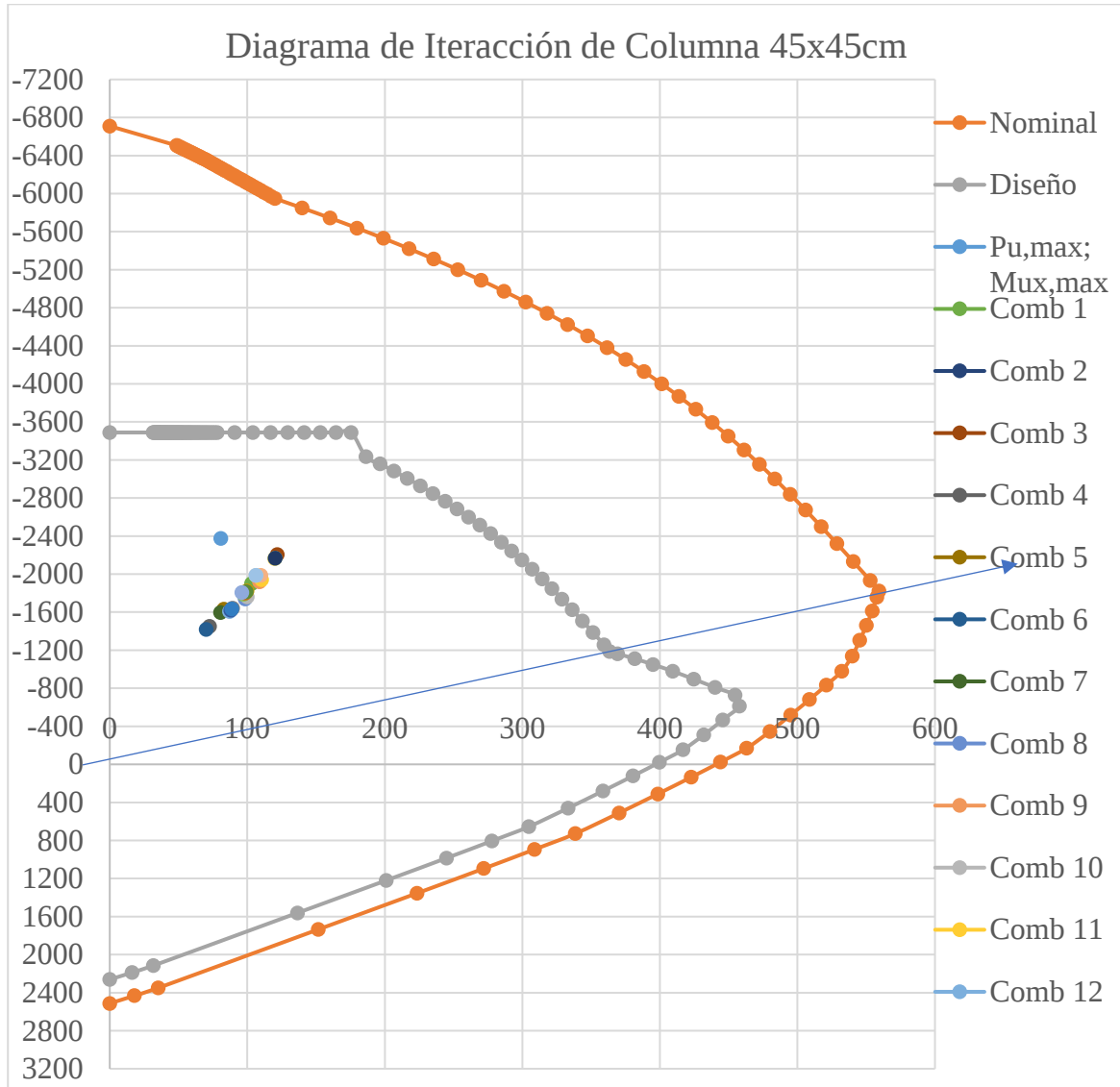
Se puede observar que los esfuerzos últimos de diseño requeridos por análisis:

$$P_u = 2375,77 \text{ kN}$$

$M_{ux} = -80,81 \text{ kN}\cdot\text{m}$

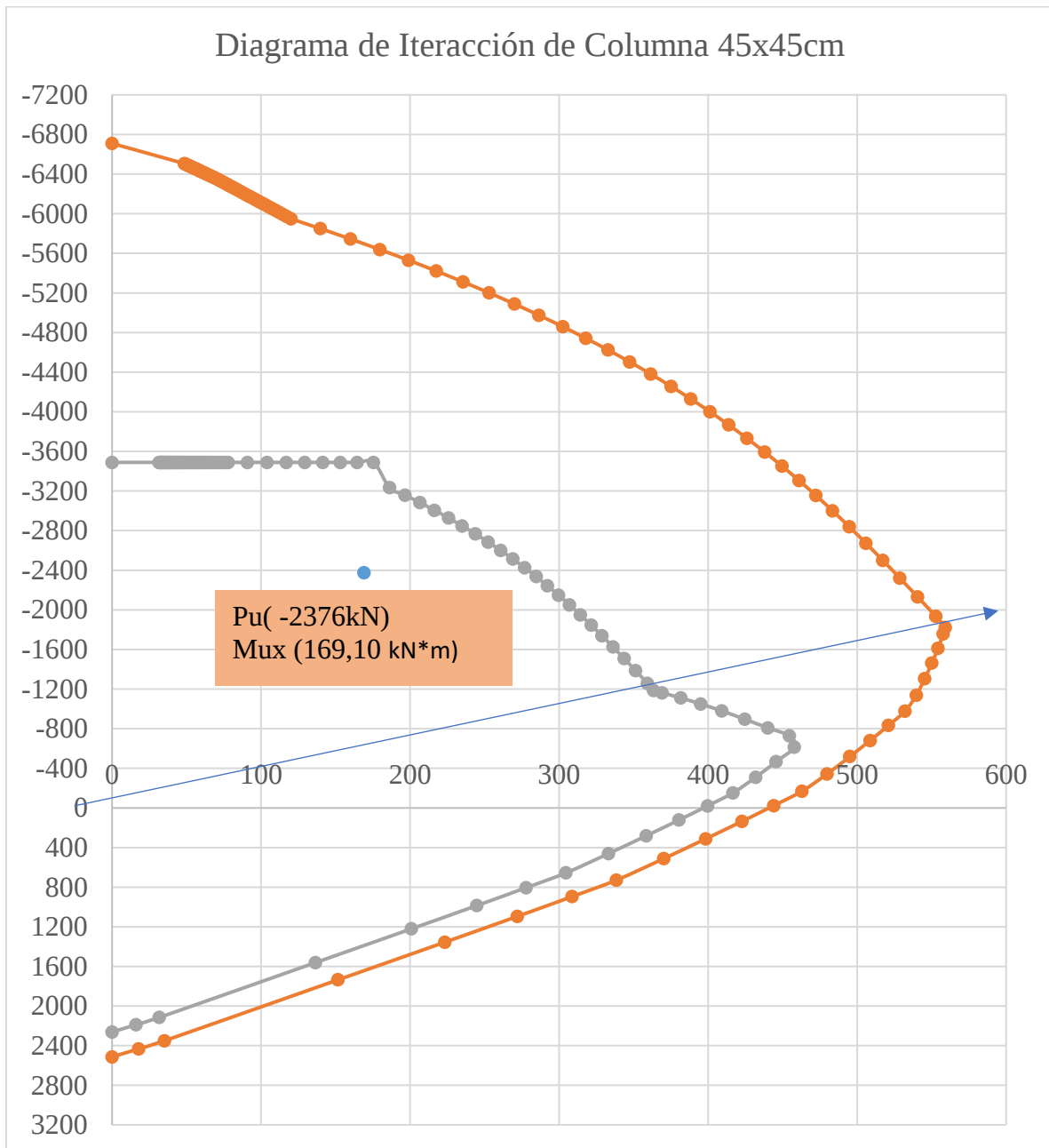
$M_{uy} = -169,10 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Gráfico 3.17: Diagrama de Interacción de la Columna en “Eje X”



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 3.18: Diagrama de Interacción de Columna en “Eje Y”



Fuente: Elaboración Propia

Como se puede observar en ambos gráficos las solicitaciones ultimas como la carga axial ultima, el momento último en “x” y el momento último en “y” Se encuentran dentro de la zona resistente correspondiente al diagrama de interacción de una columna cuadrada de 45x45 cm con un acero dispuesto de 16 barras de diámetro de 20 mm, por lo cual se considera

que la sección de columna y su disposición de aceros es adecuada para resistir las sollicitaciones.

Con todos los cálculos comprobamos que la sección de la columna, la cantidad y disposición de aceros longitudinales que forman la capacidad de la columna demostrada a través del diagrama de interacción, cumple con todos los requisitos de resistencia para los esfuerzos últimos de diseño.

Por lo cual se comprueba la armadura longitudinal que se colocó:

Acero Longitudinal: 16Ø20mm

El cálculo completo a través de tablas en Excel de los diagramas de interacción para las demás columnas se encontrará en los anexos. [Ver Anexo 4.1].

3.5.3.2.4 Diseño por Corte

El diseño debe hacerse de acuerdo al punto 22.5 de la NB 1225001 al igual que en vigas:

- **Propiedades de los Materiales**

Resistencia a Compresión del Hormigón: $f'_c = 25 \text{ MPa}$

Resistencia del Acero de Estribo (Limite de fluencia para el diseño a corte): $f_y = 420 \text{ MPa}$

Dimensiones de la sección

Base: $b = 45 \text{ cm}$

Altura: $h = 45 \text{ cm}$

Peralte Efectivo = $d = 35 \text{ cm}$

Sollicitaciones de Cortante (Envolventes):

Normal Ultima

Carga Axial Ultima: $N_u = 2375,77 \text{ kN}$

Cortante Ultimo de Diseño: $V_{uy} = V_u = -618,40 \text{ kN}$

$$V_n = V_c + V_s$$

El cortante en el hormigón de acuerdo al punto 22.5.6.1 de la NB 1225001 dice que para miembros no preesforzados sometidos a compresión axial se calcula por:

$$V_{c1} \leq \left(\frac{\lambda \sqrt{f_c}}{6} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{4h-d}{8}} \right) b_w d \quad 22.5.6.1$$

Esta ecuación es aplicable si:

$$M_m = M_u - N_u \frac{4h-d}{8} \geq 0$$

$$M_{mx} = - 385,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{my} = - 219,40 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Debido a que no se cumple la condición, esta ecuación no es aplicable.

$$V_{c2} \leq 0,29 \lambda \sqrt{f_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0,29 N_u}{A_g}}$$

$$V_{c2} \leq 0,29 \cdot 1 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} \cdot 450 \cdot 350 \cdot \frac{\sqrt{1 + \frac{0,29 \cdot 2375,77}{450 \cdot 450}}}{1000} = 479,17 \text{ kN}$$

Cortante máximo que resiste el acero de los estribos:

$$V_s \text{ max} = 0,66 \sqrt{f_c} b_w d \quad 22.5.1.2$$

$$V_s \text{ max} = 0,66 \sqrt{25 \text{ MPa}} \cdot 450 \cdot 350 = 519,8 \text{ kN}$$

- **Cortante resistente de una sección de Hormigón Armado:**

$$V_u \leq \phi (V_c + 0,66 \sqrt{f_c} b_w d) \quad 22.5.1.2$$

$$V_u = 618,4 \leq \phi (V_c + V_s \text{ max}) = 749,2$$

Cumple

- **Cálculo de Cortante a Distancia “d” de la cara de los apoyos**

En el caso de la cortante en la columna a una distancia “d”, este se mantiene constante por lo cual el valor de cortante de diseño será igual al cortante ultimo:

$$V_u = V_d = 618,40 \text{ kN}$$

Este valor de cortante es el que se utiliza para el cálculo de armadura transversal.

Según NB1225001 artículo 22.5.10.1 V_c no debe ser mayor que:

$$V_u = 618,40 \text{ kN} > \phi V_c = 359,40 \text{ kN}$$

Requiere acero transversal de refuerzo

$$V_s = \frac{V_u - \phi * V_c}{\phi} \quad \text{Según NB1225001 22.5.10.1}$$

$$V_s \geq 345,40 \text{ kN} \quad \text{Mínimo condicional}$$

• **Cálculo de V_s :**

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

$$A_v = 100,53 \text{ mm}^2$$

$$s = 100 \quad \text{mm}$$

$$F_{yt} = 420 \quad \text{MPa}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \quad \text{Según NB1225001 22.5.10.5.3}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} = \frac{100,53 \text{ mm}^2 * 420 \text{ MPa} * 350 \text{ mm}}{100 \text{ mm} * 1000} = 369,45 \text{ kN}$$

$$V_s = 369,45 \text{ kN} \geq V_{s \text{ min_cond}} = 345,40 \text{ kN}$$

• **Espaciamiento Máximo de la Armadura de Cortante**

Tabla 3.17: Espaciamiento máximo de la Armadura de Corte

Tabla 10.7.6.5.2 - Espaciamiento máximo para la armadura de corte			
V_s	s máximo, mm		
		Viga no pretensada	Viga pretensada
$\leq \frac{\sqrt{f_c} * b_w * d}{3}$	El menor de:	$d / 2$	$3h / 4$
		600 mm	
$> \frac{\sqrt{f_c} * b_w * d}{3}$	El menor de:	$d / 4$	$3h / 8$
		300 mm	

Fuente: NB 1225001

Según NB 1225001 Artículo 9.7.6.2.2 y 10.7.6.5.2 S_{max} de la armadura de Corte

$$V_s \leq \frac{\sqrt{f_c} * b_w * d}{3} = \frac{\sqrt{25 \text{ MPa}} * 450 * 350}{3} = 259,9 \text{ kN}$$

$$V_s = 269,45 \leq V_{s_Av} = 259,87$$

Cálculo de S_{max} :

El menor de:

$$d/2 = 175 \quad \text{mm}$$

$$S_{max} = 175 \quad \text{mm}$$

$$S_{max1} = 600 \quad \text{mm}$$

- **Según NB 1225001 25.7.2 El Smax de Centro a Centro de barras**

El menor de:

$$12 \cdot \phi_{long} = 240 \text{ mm}$$

$$36 \cdot \phi_{est} = 288 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 240 \text{ mm}$$

El mayor de:

$$4/3 \cdot d_{gg} \quad 1,5 \cdot \phi_{est} \quad 40 \text{ mm}$$

$$S_{min} = 20 \text{ mm} \quad S_{min} = 12 \text{ mm} \quad S_{min} = 40 \text{ mm}$$

Asumir:

$$S_{min} = 40 \text{ mm} \leq s = 100 \text{ mm} \leq S_{max} = 175 \text{ mm}$$

- **Comprobación de Resistencia Nominal de la Sección:**

$$V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_s)$$

$$V_u = 618,44 \text{ kN} \quad 618,44 \leq 636,50 \text{ Cumple}$$

$$V_c = 479,20 \text{ kN}$$

$$V_s = 369,45 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,75$$

3.5.3.2.5 Criterios de Diseño Por Sismo

En el artículo 18.4.2.4 de la NB 1225001 establece criterios de estribos cerrados de confinamiento

Longitud de confinamiento

El mayor de:

$$1/6 \cdot L_u = 366,66 \text{ mm}$$

$$h = 450 \text{ mm} \quad \text{longitud Confin (Lo)} = 450 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm}$$

- **Espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:**

El menor de:

$$8 \cdot \phi_{long} = 160 \text{ mm}$$

$$12 \cdot \phi_{est} = 96 \text{ mm} \quad \text{e max confinado (So)} = 96 \text{ mm}$$

$$b/2 = 225 \text{ mm}$$

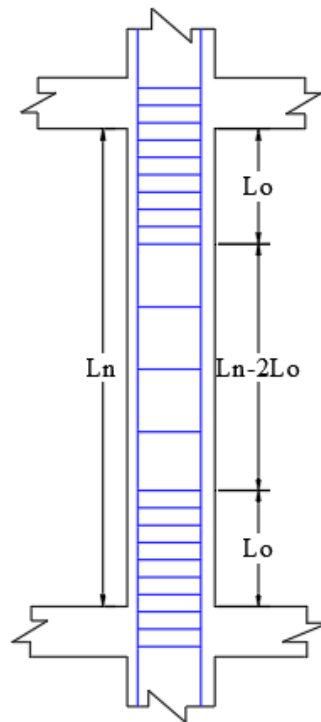
$$300 \text{ mm}$$

Según la NB 1225001 en el artículo 18.4.2.5 Espaciamiento máximo de estribos cuando no se requiera confinamiento. Debe cumplir con 10.7.6.5.2

Según el artículo 18.4.3.4. El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de $S_o / 2$ de la cara del nudo

$$S_o = 50 \text{ mm}$$

Gráfico 3.19: Zonas de Confinamiento



Fuente: Elaboración Propia

- **Cantidad de Estribos:**

L = Longitud de columna

S_e = Separación entre Estribos

L_c = Longitud confinada

Espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

$$L = 2,50 \text{ m}$$

$$L_c = 0,45 \text{ m}$$

$$L \text{ primer estribo} = 0,05 \text{ m}$$

$$L \text{ no Confinad} = 1,55 \text{ m}$$

El menor de:

$$8*\phi_{long} = 160 \text{ mm}$$

$$e \text{ max confinado} = 96\text{mm}$$

$$12*\phi_{est} = 96 \text{ mm}$$

$$S \text{ confin asum} = 80 \text{ mm}$$

$$b/2 = 225 \text{ mm}$$

$$S \text{ No confin asum} = 150 \text{ mm}$$

$$300 \text{ mm}$$

$$N^\circ \text{ Estribos Confinados} = 6$$

$$N^\circ \text{ Estribos No Confin} = 12$$

$$\text{Primer estribo} = 1$$

$$Nro \text{ de Estribos} = 25 \text{ estribos}$$

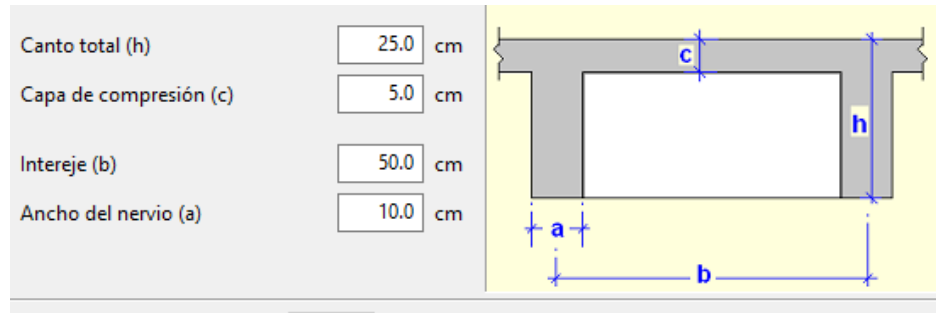
Tabla 3.18: Comparación de Cálculo Manual y Cypecad

Armadura Longitudinal					
Ubicación	Armadura		As (cm2)		Variación (%)
	Cálculo Manual	Cypecad	Calcul Manual	Cypecad	
Armadura Principal	4 Ø20	4 Ø20	12,57	12,57	0,0
Armadura de Refuerzo Longi	12 Ø20	12 Ø20	37,70	37,70	0,0
Armadura Transversal					
Sobre la longitud No confinada	12 estribos Ø 8mm c/15	12 estribos Ø 8mm c/15	12,06	12,06	0,0
Sobre la longitud confinada	12 estribos Ø 8mm c/8	12 estribos Ø 8mm c/8	10,05	10,05	0,0

Fuente: Elaboración Propia

3.5.3.3 Losa Nervada

Gráfico 3.20: Parámetros geométricos de la losa

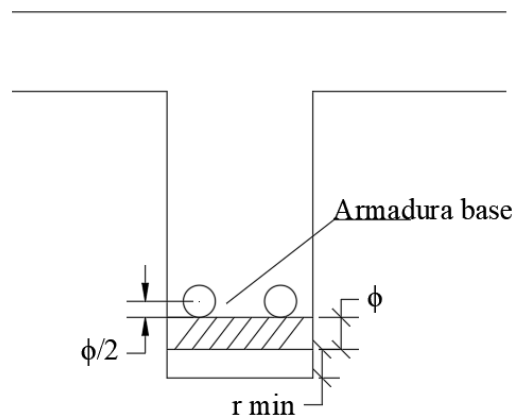


Fuente: Cypecad 2025

Recubrimiento Mecánico (rm):

$$rm = rg + \frac{\phi_{base}}{2} = 2\text{cm} + 1\text{cm} + \frac{1\text{cm}}{2} = 3,5\text{ cm}$$

Gráfico 3.21: Recubrimiento mecánico de los nervios



Fuente: Elaboración Propia

- Cargas en la Losa por metro cuadrado**

$$\text{Vol total} = 0,25 * 1 * 1 = 0,25\text{ m}^3$$

$$\text{Vol Casetón} = (0,20 * 0,4 * 0,4) * 4 = 0,128\text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total del hormigón} = 0,25 - 0,128 = 0,122\text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Total, Peso Propio} = 0,122\text{m}^3 * 25\text{ kN/m}^3 = 3,05\text{ kN/m}^2$$

Resumen de Datos obtenidos:

Peso Propio: $P_p = 3,05\text{ kN/m}^2$

Carga Muerta: $C_m = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Carga Viva: $C_v = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Carga total actuante $= 3,05 + 2,5 + 2,5 = 8,05 \text{ kN/m}^2$

Carga Mayorada $= 1,20 * 3,05 + 1,20 * 2,5 + 1,6 * 2,5 = 10,66 \text{ kN/m}^2$

El cálculo de carga mayorada se realizó sin contar las cargas sísmicas que se podrían llegar a producirse; Sin embargo, al tratarse de un diseño sismorresistente las cargas actuantes como los momentos debido a las diferentes combinaciones serán facilitadas con el programa Cypecad.

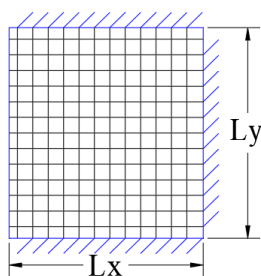
Módulo de Elasticidad del Hormigón $= 19150$

3.5.3.3.1 Diseño a Flexión

En función a los “Momentos flectores por unidad de longitud” (Ver tabla 7-3 Anexo A.3.)

Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas uniformes distribuidas

Tabla 3.19: Fragmento de la tabla de coeficientes de diseño en losas nervadas



$\Delta=0,0001q.\delta.L_x^4/(E.h^3)$	δ	265	297	322	339	345	339
$M_{y-}=0,0001q.m_{y-}.L_x^2$	m_{y-}	718	790	850	888	902	888
$M_{y+}=0,0001q.m_{y+}.L_x^2$	m_{y+}	354	401	439	464	473	464
$M_{x-}=0,0001q.m_{x-}.L_x^2$	m_{x-}	597	586	568	548	532	520
$M_{x+}=0,0001q.m_{x+}.L_x^2$	m_{x+}	269	240	205	185	167	177

Fuente: ROMO P. Marcelo, Temas De Hormigón Armado M.Sc. Escuela Politécnica del Ejército. Ecuador. 2008.

L_x = menor dimensión = 5,70 m

L_y = mayor dimensión de la losa= 6,00 m

La relación:

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{5,70}{6,00} \sim 1$$

De la tabla anterior se tiene para los valores de

$$\Delta = 265$$

$$m_{y-} = 666,50$$

$$m_{y+} = 315,50$$

$$m_{x-} = 748,50$$

$$m_{x+} = 361$$

Con los que se obtiene los siguientes resultados:

$$M_{y-} = 0,0001 * q * m_{y-} * l_x^2 = 0,0001 * 10,66 * 666,50 * 5,70^2 = 23,08 \text{ kN*m} \quad \text{Nervio en X}$$

$$M_{y+} = 0,0001 * q * m_{y+} * l_x^2 = 0,0001 * 10,66 * 315,50 * 5,70^2 = 10,93 \text{ kN*m} \quad \text{Nervio en X}$$

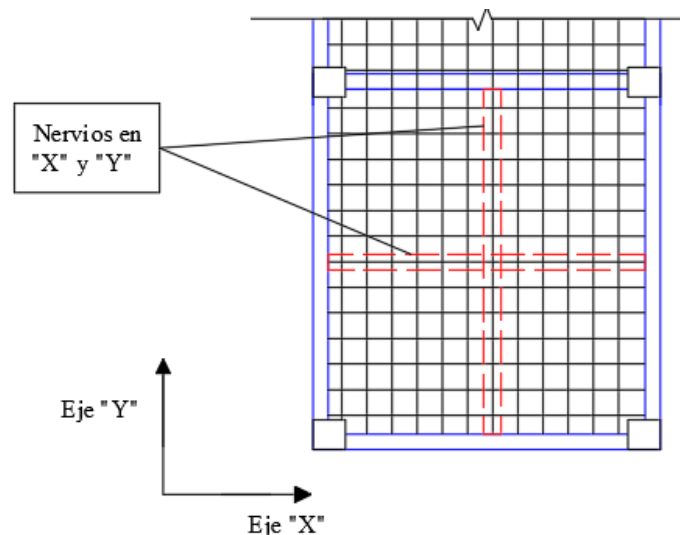
$$M_{x-} = 0,0001 * q * m_{x-} * l_y^2 = 0,0001 * 10,66 * 748,50 * 6,00^2 = 25,92 \text{ kN*m} \quad \text{Nervio en Y}$$

$$M_{x+} = 0,0001 * q * m_{x+} * l_y^2 = 0,0001 * 10,66 * 261 * 6,00^2 = 12,50 \text{ kN*m} \quad \text{Nervio en Y}$$

Nota: Estos momentos calculados son obtenidos sin tomar en cuenta las fuerzas sísmicas y las fuerzas laterales de viento.

A continuación, se mostrará los momentos obtenidos del programa Cypecad debido a que realiza un análisis más detallado.

Gráfico 3.22: Nervios de la losa



Fuente: Elaboración Propia

$M_{x+} = 20,5 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$ Nervio en Y

$M_{x-} = 42,3 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$ Nervio en Y

$M_{y+} = 16,3 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$ Nervio en X

$M_{y-} = 37,1 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$ Nervio en X

Los momentos obtenidos por Cypecad son por 1 metro de

- **Diseño a flexión a momentos positivos (armadura inferior)**

$M_{y+} = 16,3 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} * 0,5 = 8,15 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (Para cada Nervio) Nervio en X

$M_{x+} = 20,5 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} * 0,5 = 10,25 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (Para cada Nervio) Nervio en Y

En adelante, el procedimiento de cálculo sigue como explica según la NB 1225001:

- **Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones y la profundidad del eje neutro**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{\max}}{\phi * 0,85 * f'_c * d}}$$

Zona X Inferior

$r_g = 20 \text{ mm}$

$\phi_{\text{estri}} = 6 \text{ mm}$

$\phi_{\text{arm x}} = 10 \text{ mm}$

$r_m = 31 \text{ mm}$

$d = 219 \text{ mm}$

Zona Y Inferior

$r_g = 20 \text{ mm}$

$\phi_{\text{estri}} = 6 \text{ mm}$

$\phi_{\text{arm base}} = 10 \text{ mm}$

$\phi_{\text{long}} = 10 \text{ mm}$

$r_m = 41 \text{ mm}$

$d = 209 \text{ mm}$

Nervio en X

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{\max}}{\phi * 0,85 * f'_c * b_f}} = 219 - \sqrt{219^2 - \frac{2 * 8,15 * 1000 * 10000}{0,9 * 0,85 * 25 \text{ MPa} * 100}} = 20,41 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20,41}{0,85} = 24,01 \text{ mm} \quad 22.2.2.4.1 \text{ NB 1225001}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} * 0,003 = \frac{21,9-24,01}{24,01} * 0,003 = 0,024$$

$$0,024 \geq 0,005 \text{ Cumple} \quad \text{Sección Controlada por Tracción}$$

Nervio en Y

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot \text{Max}}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b_f}} = 209 - \sqrt{209^2 - \frac{2 \cdot 10,25 \cdot 1000 \cdot 10000}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{MPa} \cdot 100}} = 27,45 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{27,45}{0,85} = 32,29 \text{ mm} \quad 22.2.2.4.1 \text{ NB 1225001}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 = \frac{20,9-32,29}{32,29} \cdot 0,003 = 0,016$$

$$0,016 \geq 0,005 \text{ Cumple} \quad \text{Sección Controlada por Tracción}$$

- **Determinación a la cantidad de acero necesario en la sección (Acero Teórico):**

$$A_s \text{ nec} = \frac{|M_{\text{max}}|}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$\text{Nervio en X:} \quad A_s = 86,74 \text{ mm}^2$$

$$\text{Nervio en Y:} \quad A_s = 116,60 \text{ mm}^2$$

- **Determinación del acero mínimo requerido según norma**

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

$$\text{Para Nervio en X:} \quad A_{s \text{ min}} = 54,75 \text{ mm}^2$$

$$\text{Para Nervio en Y:} \quad A_{s \text{ min}} = 52,25 \text{ mm}^2$$

Debido a que el acero requerido es mayor al mínimo se trabajara con el acero requerido

Disposición de Acero Para Nervio en "X"

$$A_s = 86,74 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{\text{long}} = 10 \text{ mm}$$

$$A_{\phi \text{ long}} = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} b \text{ requerida} = 2 \text{ barras}$$

Asumir:

$$N^{\circ} b = 2 \text{ barras}$$

$$A_{sr} = 157,07 \text{ mm}^2$$

$$\text{Usar: } 2 \quad \varnothing \quad 10 \quad \text{mm}$$

Disposición de Acero Para Nervio en “y”

$$A_{st} = 116,60 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{long} = 10 \quad \text{mm}$$

$$A\phi_{long} = 78,54 \quad \text{mm}^2$$

$$N^{\circ}b \text{ requerida} = 2 \quad \text{barras}$$

Asumir:

$$N^{\circ}b = 2 \quad \text{barras}$$

$$A_{sr} = 157,07 \text{ mm}^2$$

$$\text{Usar: } 2 \quad \varnothing \quad 10 \quad \text{mm}$$

- **Diseño a Flexión a Momentos Negativo (armadura superior)**

$$M_{y+} = 37,10 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \cdot 0,5 = 18,55 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (Para cada Nervio) Nervio en X}$$

$$M_{x+} = 42,30 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \cdot 0,5 = 21,25 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (Para cada Nervio) Nervio en Y}$$

En adelante, el procedimiento de cálculo sigue como explica según la NB 1225001:

- **Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones y la profundidad del eje neutro**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{max}}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot d}}$$

Zona X Superior

$$r_g = 20 \quad \text{mm}$$

$$\phi_{estri} = 6 \quad \text{mm}$$

$$\phi_{arm \ x} = 12 \quad \text{mm}$$

$$r_m = 32 \quad \text{mm}$$

$$d = 218 \quad \text{mm}$$

Zona Y Superior

$$r_g = 20 \quad \text{mm}$$

$$\phi_{estri} = 6 \quad \text{mm}$$

$$\phi_{arm \ base} = 12 \quad \text{mm}$$

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

$$r_m = 44 \quad \text{mm}$$

$$d = 206 \quad \text{mm}$$

Nervio en X

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot \text{Max}}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot f}} = 219 - \sqrt{219^2 - \frac{2 \cdot 18,55 \cdot 1000 \cdot 10000}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{MPa} \cdot 100}} = 50,29 \text{mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{50,29}{0,85} = 59,17 \text{ mm} \quad 22.2.2.4.1 \text{ NB 1225001}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 = \frac{21,8-59,17}{59,17} \cdot 0,003 = 0,08$$

0,08 $\geq$ 0,005 Cumple Sección Controlada por Tracción

Nervio en Y

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot \text{Max}}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot f}} = 209 - \sqrt{209^2 - \frac{2 \cdot 21,25 \cdot 1000 \cdot 10000}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{MPa} \cdot 100}} = 63,46 \text{mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{63,46}{0,85} = 74,66 \text{ mm} \quad 22.2.2.4.1 \text{ NB 1225001}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 = \frac{20,6-74,66}{74,66} \cdot 0,003 = 0,005$$

0,005 $\geq$ 0,005 Cumple Sección Controlada por Tracción

- **Determinación a la cantidad de acero necesario en la sección (Acero Teórico):**

$$A_s \text{ nec} = \frac{|M_{\text{max}}|}{\phi \cdot f \cdot F_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

Nervio en X: $A_s = 213,70 \text{ mm}^2$

Nervio en Y: $A_s = 269,70 \text{ mm}^2$

- **Determinación del acero mínimo requerido según norma**

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot w \cdot d}{F_y}$$

Para Nervio en X: $A_{s \text{ min}} = 54,50 \text{ mm}^2$

Para Nervio en Y: $A_{s \text{ min}} = 51,50 \text{ mm}^2$

Debido a que el acero requerido es mayor al mínimo se trabajara con el acero requerido

Disposición de Acero Para Nervio en “X”

$$A_{st} = 213,70 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{\phi_{long}} = 113,1 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ}b \text{ requerida} = 2 \text{ barras}$$

Asumir:

$$N^{\circ}b = 2 \text{ barras}$$

$$A_{sr} = 226,2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Usar: } 2 \quad \emptyset \quad 12 \text{ mm}$$

Disposición de Acero Para Nervio en “y”

$$A_{st} = 269,70 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{\phi_{long}} = 113,1 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ}b \text{ requerida} = 3 \text{ barras}$$

Asumir:

$$N^{\circ}b = 3 \text{ barras}$$

$$A_{sr} = 339,20 \text{ mm}^2$$

$$\text{Usar: } 3 \quad \emptyset \quad 12 \text{ mm}$$

3.5.3.3.2 Diseño a Cortante

Zona de Apoyos

$$\lambda = 1 \quad (\text{Para hormigón de peso normal})$$

$$V_{ux} = 27,65 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 29,30 \text{ kN}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$d = 219 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,75$$

La resistencia al cortante debe calcularse según la siguiente expresión, para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión.

$$V_c = \left(\frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c}}{6} \right) \cdot b_w \cdot d = \left(\frac{1 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}}}{6} \right) \cdot 250 \cdot 219 \text{ mm} = 18,75 \text{ kN} \quad 22.5.5.1$$

- **Cortante Máximo en el Acero**

$$V_{s \text{ max}} = 0,66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 0,66 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} \cdot 250 \cdot 219 \text{ mm} = 72,27 \text{ kN}$$

- **Cortante resistente de una sección de Hormigón Armado**

Además, se debe cumplir que las dimensiones de la sección transversal deben seleccionar para cumplir con la siguiente ecuación.

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

$$V_u = 29,30 \leq \phi \cdot (V_c + V_{s \text{ max}}) = 67,89$$

- **Según NB1225001 según el artículo 22.5.10.1 V_c no debe ser mayor que:**

$$V_u > \phi \cdot V_c \quad 22.5.10.1$$

$$V_u = 29,30 \text{ kN} > \phi \cdot V_c = 13,69 \text{ kN}$$

Ya que no cumple con la condición, Requiere acero transversal de refuerzo

$$V_s = \frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi} \quad \text{Según NB1225001} \quad 22.5.10.1$$

$$V_s \geq 20,82 \text{ kN} \quad \text{Mínimo condicional}$$

- **Cálculo de V_s :**

Según el apartado 21.1.5 del proyecto de norma NB 1225001 la armadura en elementos que resisten fuerzas inducidas por sismo. El valor de f_y para la armadura transversal no debe exceder de 420 MPa, por lo tanto.

$$\phi_{est} x = 6 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad \text{Según NB1225001} \quad 22.5.10.5.3$$

$$A_v = 56,55 \text{ mm}^2$$

$$s = 200 \text{ mm} \quad V_s = \frac{56,55 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot 219 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 26,01 \text{ kN}$$

$$F_{yt} = 420 \text{ MPa}$$

$$V_s = 26,01 \text{ kN} \geq V_{s \text{ min_cond}} = 20,82 \text{ kN}$$

Cumple

Finalmente usar estribos de: $\phi 6 \text{ c}/20\text{cm}$

3.5.3.3 Armadura por retracción y temperatura

La armadura por retracción y temperatura viene definida por la siguiente expresión

$$F_y = 500 \text{ MPa}$$

Para barras corrugadas con resistencia a la fluencia mayor o igual a 420 asumir el mayor de:

$$A_{s \text{ tem}1} = 0,0018 * \frac{420}{f_y} = 0,0018 * \frac{420}{500} = 0,0015$$

$$A_{s \text{ tem}2} = 0,0014$$

$$\text{Asumir: } A_{s \text{ tem}} = 0,0015$$

Para 1 m de ancho y para una capa de compresión de 5cm tenemos:

$$A_{s \text{ tem}} = 0,0015 * 1000 * 50 = 75 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Asumiendo un $\phi 6\text{mm}$ con un espaciamiento cada 25 cm tenemos:

$$A_{s \phi 6} = 28,27 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ prop}} = 28,27 \text{ mm}^2 / 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Asumir: } A_{s \text{ prop}} = 113,09 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ prop}} = 113,09 \geq A_{s \text{ min}} = 75,60$$

Usar: $\phi 6 / 25 \text{ cm}$

3.5.3.3.4 Comprobación si es necesario macizamiento para resistir el punzonamiento en la losa.

$$\frac{3\text{‰}}{c} = \frac{5\text{‰}}{d-c} \quad c = \frac{3}{8} * d$$

Como el bloque compresiones está limitado por, el bloque de Whitney queda de la siguiente manera:

$$a = 0,85 * c$$

Datos:

$$\phi = 0,9 \quad c = \frac{3}{8} * d = \frac{3}{8} * (250 - 44) = 77,25 \text{ mm}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm} \quad a = 0,85 * c = 65,66 \text{ mm}$$

$$r_{\text{mec}} = 44 \text{ mm} \quad a_{\text{lim}} = 65,66 \text{ mm}$$

El eje el bloque de compresiones no puede superar más de a_{lim}

Equilibrio de fuerzas

$$M_u = N_c * z$$

$$M_u = 0,85 * \phi_{\text{flexión}} * f'_c * b * a_{\text{lim}} * \left(h - r_{\text{mec}} - \frac{a_{\text{lim}}}{2} \right)$$

$$M_u = 0,85 * 0,9 * 25 \text{ MPa} * 200 \text{ mm} * 65,66 \text{ mm} * \left(250 - 44 - \frac{65,66 \text{ mm}}{2} \right) = 43,49 \text{ kN} * \text{m}$$

El máximo momento que se tiene en la losa es de: $M = 21,15 \text{ kN} * \text{m}$

$$M = 21,15 \text{ kN} * \text{m} < M_u = 43,49 \text{ kN} * \text{m} \text{ “No se necesita colocar ábaco”}$$

Es decir que los nervios que interviene son capaces de resistir la losa verificada.

3.5.3.4 Diseño de Escalera

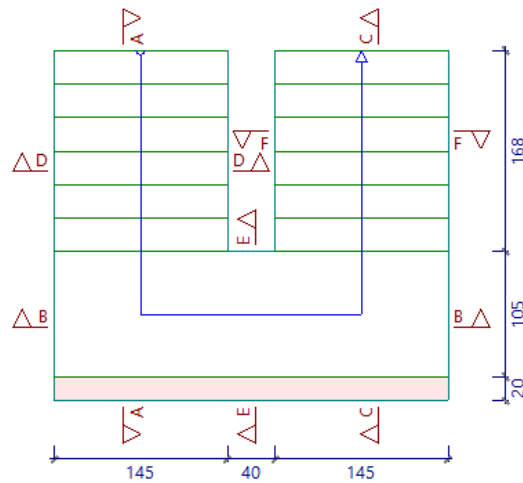
Propiedades de los Materiales

Resistencia a compresión del Hormigón: $f'_c = 25 \text{ MPa}$

Límite de Fluencia del Acero: $f_y = 500 \text{ MPa}$

Geometría de Escalera:

Gráfico 3.23: Vista en Planta de la Escalera



Fuente: Cypecad 2025

Longitud horizontal de la rampa L1 =	1,68	m
Altura de la rampa	1,54	m
Longitud inclinada	2,28	m
Longitud de descanso L2 =	1,05	m
Distancia Losa de descanso apoyada en muro: m =	0,2	m
Desnivel a salvar Z =	3,1	m
Espesor de la Losa t =	0,2	m
Ancho de la rampa a =	1,45	m
Ancho total de rampa B =	3,3	m
Espesor de la Losa medido perpendicular: H =	0,15	m
Huella h =	0,28	m
Contrahuella Ch =	0,22	m
Numero de peldaños =	14	
Recubrimiento geométrico =	0,03	m

La rampa de la escalera y la losa de descanso tienen características simétricas en su tramo de subida como de bajada, por lo cual se verificará solo un tramo y el otro tramo tendrá un cálculo similar en cuanto a la disposición de armaduras.

La rampa de escalera se puede diseñar como una losa maciza sometida a esfuerzos de flexión, donde los peldaños y el peso propio del hormigón serian la carga muerta, trabajando con el espesor perpendicular de la losa, con estas suposiciones procedemos con el cálculo manual.

- **Cargas sobre la Losa de la Rampa**

h cielo raso 4 cm

$$\gamma_{Y_{eso}} = 12,50 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{carga cielo raso} = 12,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,04 \text{ m}$$

CM Cielo Raso CM1 = 0,50 kN/m²

Sobre carga de Uso en Escalera =

CM Piso Cerámico CM2 = 0,28 kN/m²

Carga muerta de Carpeta de Niv

h mortero = 1 cm

$$\gamma_{MORTERO} = \frac{21,00 \text{ kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{carga de Carpeta de Niv} = 21,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,01 \text{ m}$$

CM Carpeta de Niv CM3 = 0,21 kN/m²

CM Escalera = 1,0 kN/m²

- **Carga sobre la losa de la rampa**

$$\gamma_{HA} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{qpp de la rampa} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,15 \text{ m} * 1,45 \text{ m}$$

qpp de la rampa = 5,44 kN/m

$$\text{Vol escalón} = \frac{h * ch}{2} * a = \frac{0,28 * 0,22}{2} * 1,45 \text{ m} = 0,045 \text{ m}^3$$

Peso propio del Peldaño:

$$\text{PP del peldaño} = \frac{N}{2} * \text{Vol escalón} * \gamma_{HA} =$$

PP del peldaño = 781,55 kg / 1,45 m

qpp escalón = 507,5 kg/m

qq total de rampa = 543,75 + 507,5 = 1051,25 kg/m

q barandas = 100 kg/m

q acabado = 143,55 kg/m

q total = 1294,8 kg/m

- **Carga sobre la losa de descanso**

$$qpp \text{ de la losa de descanso} = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,15\text{m} * 1,45\text{m}$$

qpp de la rampa = 543,75 kg/m

q acabado = 143,55 kg/m

qtotal = 687,3 kg/m

- **Sobre carga de uso**

$$SC = 3 \text{ kN/m}^2 \quad SC \text{ (kg/m)} = qsc * \text{ancho}$$

$$SC = 4,35 \text{ kN/m}$$

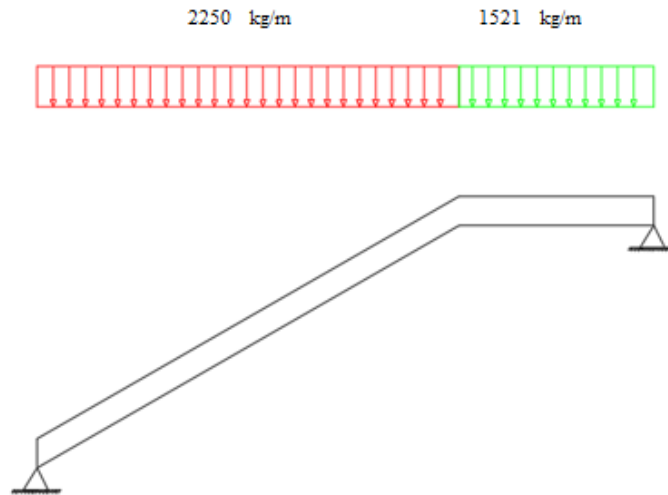
Para la Rampa:

$$qu1 = 1,2 * CM + 1,6 * CV = 2249,76 \text{ kg/m}$$

Para la Losa de Descanso:

$$qu2 = 1,2 * CM + 1,6 * CV = 1520,76 \text{ kg/m}$$

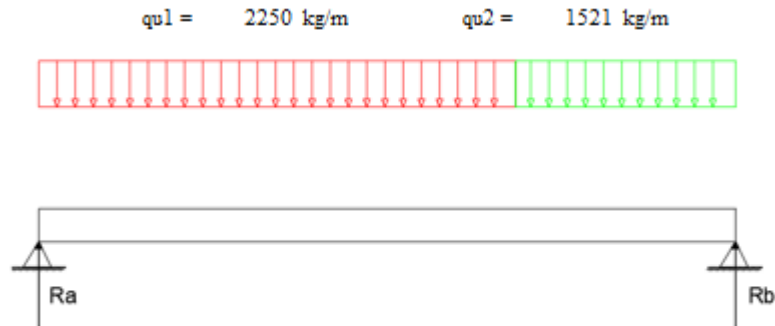
Gráfico 3.24: Diagrama de cargas en la Escalera



Fuente: Elaboración Propia

Para realizar el análisis y cálculo, podemos considerar el anterior diagrama como una viga simplemente apoyada:

Gráfico 3.25: Viga Simplemente Apoyada



Fuente: Elaboración Propia

Resolviendo la estructura

$$R_b = \frac{q_{u1} \cdot L_1 \cdot \frac{L_1}{2} + q_{u2} \cdot L_2 \cdot (L_1 + \frac{L_2}{2})}{L_1 + L_2}$$

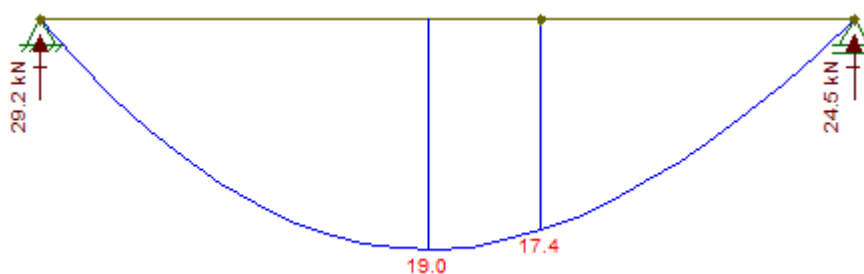
$$R_b = \frac{2250 \cdot 1,68 \cdot \frac{1,68}{2} + 1521 \cdot 1,05 \cdot (1,68 + \frac{1,05}{2})}{1,68 + 1,05}$$

$$R_b = 24,53 \text{ kN}$$

$$R_a = 2250 \cdot 1,68 + 1521 \cdot 1,05 - 2453$$

$$R_a = 29,24 \text{ kN}$$

Gráfico 3.26: Diagrama de momentos en Losa simplemente apoyada



Fuente: Ftool

Cálculo del Momento máximo

$$V(X) = R_a - q_{u1} \cdot x = 0$$

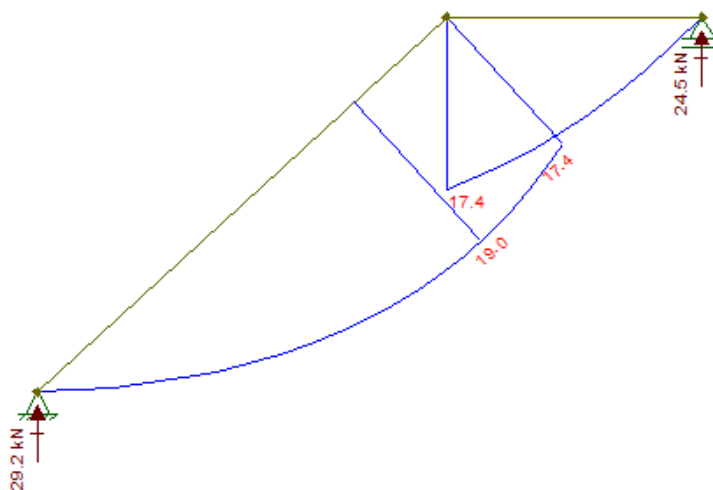
$$x = 1,30 \text{ m}$$

$$M(x) = R_a \cdot x - q_{u1} \cdot x^2 / 2$$

$$M(x) = 2923,72 \text{ kg} \cdot 1,30 \text{ m} - 2250 \text{ kg/m} \cdot \frac{1,3^2}{2}$$

$$M_{\max} = 18,99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Gráfico 3.27: Diagrama de momentos esquema real



Fuente: Ftool

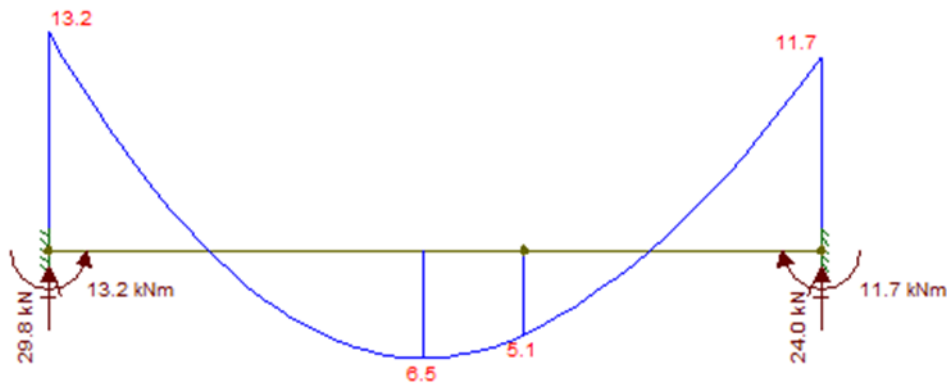
- **Consideraciones para el cálculo con apoyos empotrados**

Si el empotramiento se realiza en una viga, se recomienda colocar armaduras negativas para resistir los momentos perfectos en la situación de servicio como los momentos en la situación de cargas mayoradas.

Si bien este cálculo puede no ser la idealización más exacta de la estructura escalera, puede servir como un análisis inicial para poder mejorar el cálculo bajo las observaciones que pueda brindar un profesional con más experiencia.

Para considerar la armadura superior, realizamos el mismo análisis, pero con condiciones de apoyo empotrados en ambos apoyos para poder obtener los momentos máximos negativos que podrían presentarse y diseñar la armadura negativa:

Gráfico 3.28: Diagrama de Momentos de Escalera Bi empotrada



$$M_{\max} (-) = 13,2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3.5.3.4.1 Armadura Longitudinal

a) Armadura Longitudinal Positiva (Armadura Inferior)

Datos:

$$r_g = 30 \text{ mm}$$

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

$$\phi_{\text{long}} = 10 \text{ mm}$$

$$r_m = 35 \text{ mm}$$

$$d = 165 \text{ mm}$$

- **Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones y la profundidad del eje neutro**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{\max}}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot d}}$$

$$a = 165 \text{ mm} - \sqrt{165^2 - \frac{2 \cdot 19 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 1000 \cdot 1000}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 165 \text{ mm}}} = 42 \text{ mm}$$

$$c = \frac{42}{0,85} = 49,15 \text{ mm} \quad 22.2.2.4.1 \text{ NB 1225001}$$

$$\epsilon_t = \frac{165 \text{ mm} - 49,15}{49,15} \cdot 0,003 = 0,007$$

$$0,007 \geq 0,005 \quad \text{Cumple}$$

- **Cálculo de la cantidad de acero necesario en la sección**

$$A_s \text{ nec} = \frac{|M_{\max}|}{\phi f \cdot F_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$s \text{ nec} = \frac{19 \text{ Kn} \cdot \text{m} \cdot 1000 \cdot 1000}{0,9 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot (165 \text{ mm} - \frac{42 \text{ mm}}{2})} = 293 \text{ mm}^2$$

Área de Acero Mínimo

$$A_s \text{ min} = 0,0018 \cdot \frac{420}{f_y} \cdot A_g = 0,0018 \cdot \frac{420}{500} \cdot 1,45 \cdot 0,15 = 438 \text{ mm}^2$$

Proponiendo Acero de ϕ 10 mm

$$A_{\phi 10} = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{barras} = \frac{438}{78,54}$$

$$\# \text{barras} = 5,58 \quad \text{Se adopto: } 10$$

$$A_s = 785,40 \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s \text{ min}} \quad 785,39 > 438,48 \quad \text{Cumple}$$

$$A_s > A_{s \text{ req}} \quad 785,39 > 292,94 \quad \text{Cumple}$$

El espaciamiento será:

$$S = \frac{\text{ancho} - (2 * r_{\text{geo}})}{\# \text{ barras} - 1} = 154,4 \text{ mm}$$

$$\text{Asumir } S = 150 \text{ mm}$$

El acero colocado para la Armadura Positiva será el siguiente:

Armadura Longitudinal: 11 barras $\emptyset$ 10 mm c / 15 cm

b) Cálculo de la Armadura Longitudinal Negativa (Armadura Superior)

Datos:

$$r_g = 30 \text{ mm}$$

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

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

$$r_m = 35 \text{ mm}$$

$$d = 166 \text{ mm}$$

- **Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones y la profundidad del eje neutro**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{\text{max}}}{\phi * 0,85 * f'_c * d}}$$

$$a = 165 \text{ mm} - \sqrt{165^2 - \frac{2 * 13,2 \text{ kN} * \text{m} * 1000 * 1000}{0,9 * 0,85 * 25 \text{ MPa} * 166 \text{ mm}}} = 27 \text{ mm}$$

$$c = \frac{27}{0,85} = 32,11 \text{ mm} \quad 22.2.2.4.1 \text{ NB } 1225001$$

$$\epsilon_t = \frac{166 \text{ mm} - 32,11}{32,11} * 0,003 = 0,013$$

$$0,013 \geq 0,005 \text{ Cumple}$$

- **Cálculo de la cantidad de acero necesario en la sección**

$$A_s \text{ nec} = \frac{|M_{\text{max}}|}{\phi f * F_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_{s \text{ nec}} = \frac{13,2 \text{ Kn} \cdot \text{m} \cdot 1000 \cdot 1000}{0,9 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot \left(166 \text{ mm} - \frac{27 \text{ mm}}{2}\right)} = 193 \text{ mm}^2$$

Área de Acero Mínimo

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 \cdot \frac{420}{f_y} \cdot A_g = 0,0018 \cdot \frac{420}{500} \cdot 1,45 \cdot 0,15 = 438 \text{ mm}^2$$

Proponiendo Acero de ϕ 8 mm

$$A_{\phi 10} = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 = 50,3 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ barras} = \frac{438}{50,3}$$

$$\# \text{ barras} = 8,72 \quad \text{Se adopto: } 10$$

$$A_s = 503 \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s \text{ min}} \quad 503 > 438,48 \text{ Cumple}$$

$$A_s > A_{s \text{ req}} \quad 503 > 292,94 \text{ Cumple}$$

El espaciamiento será:

$$S = \frac{\text{ancho} - (2 \cdot r_{\text{geo}})}{\# \text{ barras} - 1} = 154,4 \text{ mm}$$

$$\text{Asumir } S = 150 \text{ mm}$$

El acero colocado para la Armadura Negativa será el siguiente:

$$\text{Armadura Longitudinal: } 11 \text{ barras } \phi 8 \text{ mm c / 15 cm}$$

3.5.3.4.2 Armadura Transversal

La armadura transversal debe ser al menos el 20% de la armadura longitudinal positiva (armadura inferior)

$$0,2 \cdot A_s (+) = 157,08 \text{ mm}^2$$

Esta cantidad de acero es muy pequeña por lo cual para esta armadura de reparto que se coloca de forma transversal en toda la longitud de la rampa de 2,2m se colocara la armadura con diámetro igual al longitudinal repartido cada 20 cm

$$\text{Espaciamiento } S = 20 \text{ cm}$$

$$\# \text{ Barras} = 2,28 \text{ m} / 0,2 \text{ m}$$

Cantidad de barras = 11,40 barras

Adoptamos: 12 barras

Esta armadura transversal será para la parte superior como la inferior

Armadura Transversal: 13 barras $\emptyset$ 8 mm c / 20 cm

Tabla 3.20: Comparación de Aceros en Escalera

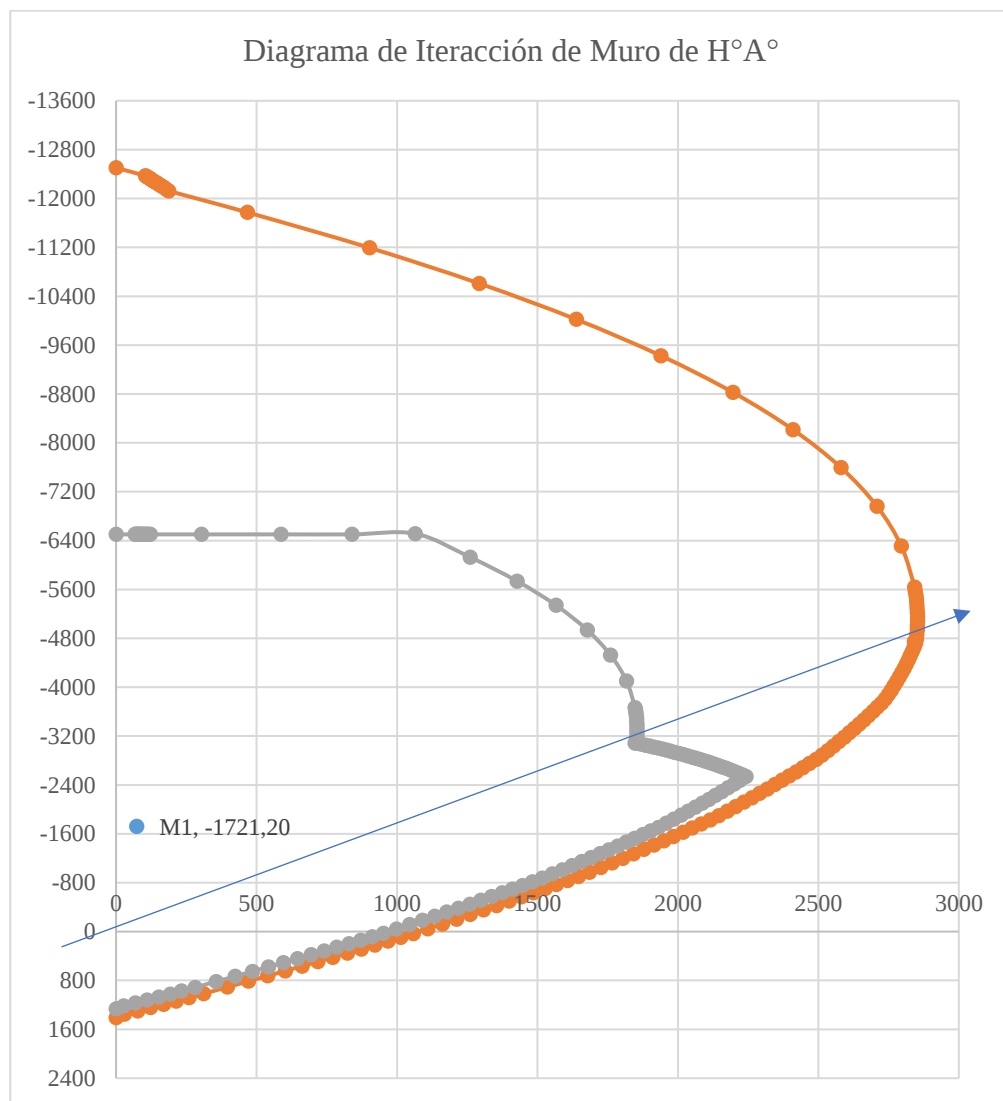
Armadura de Refuerzo en Rampa de Escalera						
Ubicación	Armadura		As (cm ²)		Variación (%)	
	Cálculo Manual	Cypecad	Calcul Manual	Cypecad		
Armadura Inferior Positi	11 ϕ 10	11 ϕ 10	78,54	78,54	0,0	c / 15 cm
Armadura Superior Nega	11 ϕ 8	11 ϕ 8	50,27	50,27	0,0	c / 15 cm
Armadura Transversal						
Sobre toda la Longitud	13 barras $\emptyset$ 8mm c/20	13 barras $\emptyset$ 8mm c/20	50,26	50,26	0,0	c / 20 cm
Armadura de Refuerzo en Descanso de Escalera						
Ubicación	Armadura		As (cm ²)		Variación (%)	
	Cálculo Manual	Cypecad	Calcul Manual	Cypecad		
Armadura Inferior Positi	10 ϕ 10	9 ϕ 10	78,54	78,54	10,0	c / 15 cm
Armadura Superior Nega	10 ϕ 8	9 ϕ 8	50,27	50,27	10,0	c / 15 cm

Fuente: Elaboración Propia

3.5.3.5 Muro de Hormigón Armado

El cálculo manual del muro se encuentra en los anexos. [Ver Anexo 4.3]

Gráfico 3.29: Diagrama de Interacción de Muro de Planta Baja



Fuente: Elaboración Propia

3.5.3.6 Losa de Fundación

Para el cálculo de la cantidad de armadura de la losa de fundación el procedimiento es similar al de una viga que trabaja a flexión, en este caso se tomara para 1 metro de ancho en la zona donde se tenga mayor momento tanto superior e inferior del eje X, Y

3.5.3.6.1 Diseño a Flexión

Momentos Máximos:

$$M_{x+} = 218 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

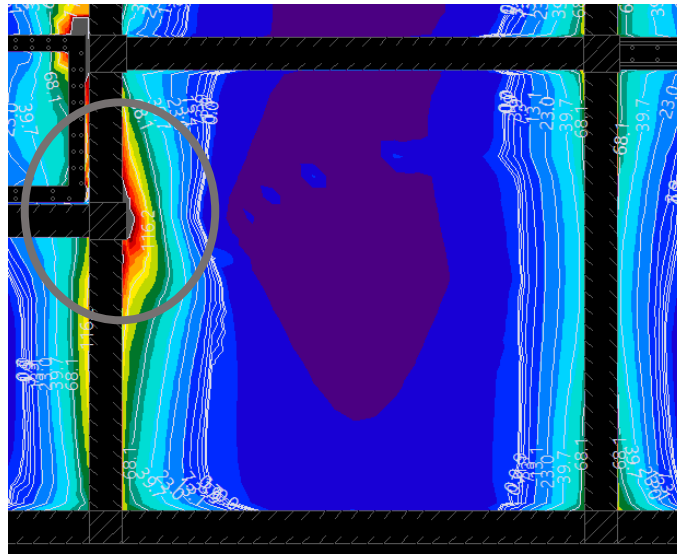
$$M_{x-} = 67,5 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

$$M_{y+} = 110 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

$$M_{y-} = 83 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Los momentos obtenidos por Cypecad son por 1 metro de ancho

Gráfico 3.30: Diagrama de Momentos Positivos en dirección X



Fuente: Cypecad

Como se puede apreciar en el anterior gráfico en la zona de la columna se presenta un momento positivo en dirección X de 218 kN*m / m

a) Diseño a flexión a momentos positivos (armadura inferior)

$$M_{x+} = 218, \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

$$M_{y+} = 110 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

- **Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones y la profundidad del eje neutro**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{\max}}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot d}}$$

Zona X Inferior

$$r_g = 40 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{arm Y}} = 25 \text{ mm}$$

$$r_m = 52,5 \text{ mm}$$

$$d = 247,5 \text{ mm}$$

Zona Y Inferior

$$r_g = 40 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{arm Y}} = 20 \text{ mm}$$

$$r_m = 50 \text{ mm}$$

$$d = 250 \text{ mm}$$

Dirección en X

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot \text{Max}}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b_f}} = 247,5 - \sqrt{247,5^2 - \frac{2 \cdot 218 \cdot 1000 \cdot 10000}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{MPa} \cdot 1000}} = 51,39 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{51,39}{0,85} = 60,46 \text{ mm} \quad 22.2.2.4.1 \text{ NB 1225001}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 = \frac{247,5-60,46}{60,46} \cdot 0,003 = 0,009$$

0,009 $\geq$ 0,005 Cumple Sección Controlada por Tracción

Dirección en X

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot \text{Max}}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b_f}} = 250 - \sqrt{250^2 - \frac{2 \cdot 110 \cdot 1000 \cdot 10000}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{MPa} \cdot 1000}} = 24,18 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{24,18}{0,85} = 28,44 \text{ mm} \quad 22.2.2.4.1 \text{ NB 1225001}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 = \frac{250-28,44}{28,44} \cdot 0,003 = 0,023$$

0,023 $\geq$ 0,005 Cumple Sección Controlada por Tracción

- **Determinación a la cantidad de acero necesario en la sección (Acero Teórico):**

$$A_{s \text{ nec}} = \frac{|M_{\text{max}}|}{\phi f \cdot F_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

En X: $A_{st} = 2184 \text{ mm}^2$

En Y: $A_{st} = 1027 \text{ mm}^2$

- **Determinación del acero mínimo requerido según norma**

$$A_{smin} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{F_c} \cdot b_w \cdot d}{F_y}$$

Para X: $A_{smin} = 618,8 \text{ mm}^2$

Para Y: $A_{smin} = 625 \text{ mm}^2$

Debido a que el acero requerido es mayor al mínimo se trabajara con el acero requerido

Disposición de Acero en “X”

$$A_{st} = 2184 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{long} = 25 \text{ mm}$$

$$A_{\phi_{long}} = 490,9 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ}b \text{ requerida} = 5 \text{ barras} \cdot m$$

$$\text{Espaciamiento max: } 100\text{cm} / 5 \text{ barras} = 20 \text{ cm}$$

$$e \text{ asumido} = 15 \text{ cm}$$

$$N^{\circ}b = 100 / 15 \text{ cm} = 7 \text{ barras}$$

$$\text{Disponer: } \emptyset 25 \text{ c} / 15 \text{ cm}$$

Disposición de Acero en “Y”

$$A_{st} = 1027 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{\phi_{long}} = 314,2 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ}b \text{ requerida} = 4 \text{ barras} \cdot m$$

$$\text{Espaciamiento max: } 100\text{cm} / 4 \text{ barras} = 25 \text{ cm}$$

$$e \text{ asumido} = 20 \text{ cm}$$

$$N^{\circ}b = 100 / 20 \text{ cm} = 5 \text{ barras}$$

$$\text{Disponer: } \emptyset 20 \text{ c} / 20 \text{ cm}$$

b) Diseño a Flexión a Momentos Negativo (armadura superior)

$$M_{x-} = 67,5 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$M_y = 83 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

- **Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones y la profundidad del eje neutro**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{\max}}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot d}}$$

Zona X Superior

$$r_g = 40 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{arm } x} = 16 \text{ mm}$$

$$r_m = 48 \text{ mm}$$

$$d = 252 \text{ mm}$$

Zona Y Superior

$$r_g = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{arm}} = 16 \text{ mm}$$

$$r_m = 48 \text{ mm}$$

$$d = 252 \text{ mm}$$

En X

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{\max}}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot f}} = 252 - \sqrt{252^2 - \frac{2 \cdot 67,5 \cdot 1000 \cdot 10000}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 1000}} = 14,42 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{14,42}{0,85} = 16,96 \text{ mm} \quad 22.2.2.4.1 \text{ NB 1225001}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 = \frac{252-16,96}{16,96} \cdot 0,003 = 0,042$$

$$0,042 \geq 0,005 \quad \text{Cumple} \quad \text{Sección Controlada por Tracción}$$

En Y

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{\max}}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot f}} = 252 - \sqrt{252^2 - \frac{2 \cdot 83 \cdot 1000 \cdot 10000}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 1000}} = 17,85 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{17,85}{0,85} = 21 \text{ mm} \quad 22.2.2.4.1 \text{ NB 1225001}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 = \frac{252-21}{21} \cdot 0,003 = 0,033$$

$$0,033 \geq 0,005 \quad \text{Cumple} \quad \text{Sección Controlada por Tracción}$$

- **Determinación a la cantidad de acero necesario en la sección (Acero Teórico):**

$$A_{s \text{ nec}} = \frac{|M_{\max}|}{\phi f^* F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

En X: $A_{st} = 630 \text{ mm}^2$

En Y: $A_{st} = 758,8 \text{ mm}^2$

- **Determinación del acero mínimo requerido según norma**

$$A_{s \min} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f^* c} \cdot b_w \cdot d}{F_y}$$

En X: $A_{s \min} = 625 \text{ mm}^2$

En Y: $A_{s \min} = 630 \text{ mm}^2$

Debido a que el acero requerido es mayor al mínimo se trabajara con el acero requerido

Disposición de Acero en “X”

$$A_{st} = 630 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{\text{long}} = 16 \text{ mm}$$

$$A_{\phi_{\text{long}}} = 201,1 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ}b \text{ requerida} = 4 \text{ barras} \cdot m$$

$$\text{Espaciamiento max: } 100\text{cm} / 4 \text{ barras} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{e asumido} = 20 \text{ cm}$$

$$N^{\circ}b = 100 / 20 \text{ cm} = 5 \text{ barras}$$

Disponer: Ø 16 c / 20 cm

Disposición de Acero en “Y”

$$A_{st} = 758,8 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{\text{long}} = 16 \text{ mm}$$

$$A_{\phi_{\text{long}}} = 201,1 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ}b \text{ requerida} = 4 \text{ barras} \cdot m$$

$$\text{Espaciamiento max: } 100\text{cm} / 4 \text{ barras} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{e asumido} = 20 \text{ cm}$$

$$N^{\circ}b = 100 / 20 \text{ cm} = 5 \text{ barras}$$

Disponer: Ø 16 c / 20 cm

3.5.3.6.2 Comprobación si es necesario macizamiento para resistir el punzonamiento en la losa.

$$\frac{3\text{‰}}{c} = \frac{5\text{‰}}{d-c} \quad c = \frac{3}{8} * d$$

Como el bloque compresiones está limitado por, el bloque de Whitney queda de la siguiente manera:

$$a = 0,85 * c$$

Datos

$$\phi = 0,9 \quad c = \frac{3}{8} * d = \frac{3}{8} * (300 - 48) = 94,5 \text{ mm}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm} \quad a = 0,85 * c = 80,33 \text{ mm}$$

$$r_{\text{mec}} = 48 \text{ mm} \quad a_{\text{lim}} = 80,33 \text{ mm}$$

El eje el bloque de compresiones no puede superar más de a_{lim}

Equilibrio de fuerzas

$$M_u = N_c * z$$

$$M_u = 0,85 * \phi_{\text{flexion}} * f'_c * b * a_{\text{lim}} * \left(h - r_{\text{mec}} - \frac{a_{\text{lim}}}{2} \right)$$

$$M_u = 0,85 * 0,9 * 25 \text{ MPa} * 1000 \text{ mm} * 80,33 \text{ mm} * \left(300 - 48 - \frac{80,33 \text{ mm}}{2} \right) = 325,4 \text{ kN} * \text{m/m}$$

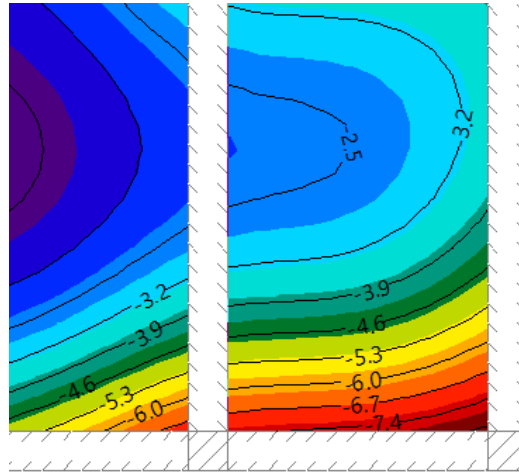
El máximo momento que se tiene en la losa es de: $M = 218 \text{ kN} * \text{m/m}$

$$M = 218 \text{ kN} * \text{m} < M_u = 325,4 \text{ kN} * \text{m} \quad \text{“No se necesita colocar Abaco”}$$

3.5.3.6.3 Asentamiento en Losa de Fundación

El asentamiento en las losas de fundación máximo que se puede generar esta entre 2 y 3 pulgadas o su equivalente a 5cm.

Gráfico 3.31: Asentamiento generado en la losa de fundación (mm)



Fuente: Cypecad 2025

Como se puede apreciar el asentamiento máximo que se está generando en la losa de fundación es de 7,80 mm.

El asentamiento máximo recomendado es de 50 mm por lo que estamos muy debajo de ese valor

3.5.3.7 Viga de Cimentación

Se realizó la verificación manual de la viga de fundación con las solicitaciones más elevadas (envolventes), las cuales se presentan en el pórtico 15 de la fundación. Se verifico la armadura a flexión y cortante, ambos con sus respectivos requerimientos en separación, disposición de armadura, longitud de desarrollo, longitudes de empalme, doblado de acero y anclajes. Las Vigas de Hormigón armado se comprobaron bajo los parámetros del proyecto de NB 1225001-2020.

3.5.3.7.1 Verificación a Flexión

- **Propiedades de los materiales del Elemento**

Resistencia a compresión del Hormigón: $f'_c = 25 \text{ MPa}$

Resistencia del Acero (Limite de fluencia): $f_y = 500 \text{ MPa}$

- **Dimensiones del Elemento**

Base: $b = 40 \text{ cm}$

Altura: $h = 80 \text{ cm}$

Datos de Refuerzo de Acero y recubrimiento geométrico

Diámetro de acero en Estribos: $d_e = 8 \text{ mm}$

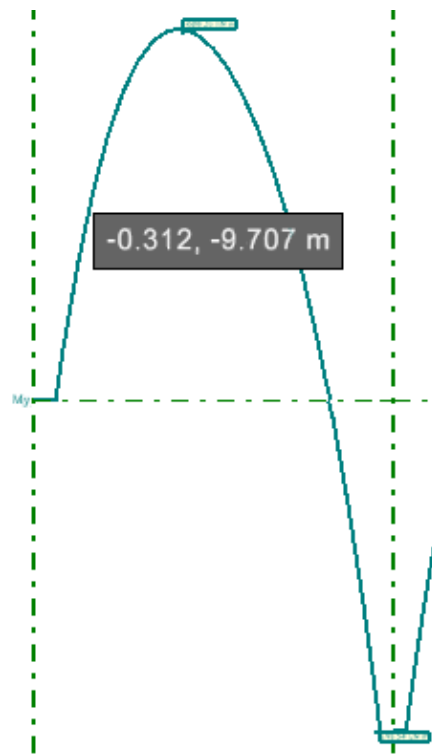
Diámetro de Barra Longitudinal (Armadura de Montaje): $d_l = 20 \text{ mm}$

Recubrimiento Geométrico: $r = 4.0 \text{ cm}$ (NB 1225001-2020)

- **Peralte Efectivo de Viga**

Solicitaciones en la Viga de Fundación (Momentos Últimos de Envolventes)

Gráfico 3.32: Diagrama de Momentos de la Viga



Fuente: Elaboración Propia

Momento Ultimo Positivo Derecho $M_u (+) = 491,38 \text{ kN*m}$

Momento Ultimo Negativo apoyo Izquierdo: $M_{uizq} (-) = -250 \text{ kN*m}$

Momento Ultimo Negativo apoyo Centro: $M_{cent} (-) = -553,44 \text{ kN*m}$

- **Cálculo del Acero Necesario en la Sección**

El acero mínimo en vigas deber ser el mayor de las dos siguientes expresiones:

Para el Momento Positivo Derecho $M_u (+) = 491,38 \text{ kN*m}$

$$d = h - r - \Phi_e - \Phi_{long}/2$$

$$d = 80 - 4 - 0,8 - 2 - 1,6 / 2 - 2,5 = 69,9 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{\max}}{\phi * 0,85 * f_c * d}} = 92,31 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 108,60 \text{ mm} \quad 22.2.2.4.1 \text{ NB 1225001}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} * 0,003 = \frac{69,9-10,86}{10,86} = 0,016 \geq 0,005$$

De acuerdo con la tabla de factores de reduccion de resistencia tenemos una falla controlada por traccion por lo tanto $\Phi = 0,9$

$$A_{s \text{ nec}} = \frac{|M_{\max}|}{\phi f * F_y * (d - \frac{a}{2})} = 16,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1672,60 \text{ mm}^2$$

Determinación del Acero Mínimo Requerido Según Norma

$$A_{s \min 1} = \frac{0,25 * \sqrt{F_c} * b_w * d}{F_y} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 400 \text{ mm} * 699}{500} = 699 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min 3} = \frac{4}{3} * A_{st} = \frac{2}{3} * 1865,1 = 2230 \text{ cm}^2$$

Asumir $A_{s \min 1}$ o $A_{s \min 3}$ si hay mucha variación:

$$A_{s \min} = 6,99 \text{ cm}^2$$

Disposición de las Barras de Acero y Determinación del Acero Real

$$A_{st} = 16,73 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\phi_{\text{long}}} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ}b = 6 \text{ barras}$$

Asumir:

$$\phi_{\text{long}2} = 20$$

$$N^{\circ}b = 3 \text{ barras}$$

$$\phi_{long2} = 16$$

$$N^{\circ}b = 2 \text{ barras}$$

$$\phi_{long3} = 16$$

$$N^{\circ}b = 2 \text{ barras}$$

$$A_{sr} = 17,47 \text{ mm}^2$$

$$A_{sr} = 17,47 \text{ cm}^2 \geq A_{st} = 16,73 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Usar:

$$3 \quad \emptyset \quad 20 \quad \text{mm}$$

$$2 \quad \emptyset \quad 16 \quad \text{mm}$$

$$2 \quad \emptyset \quad 16 \quad \text{mm}$$

• Comprobación de Capacidad Nominal del elemento

Los valores de los momentos últimos de cálculo deben ser menores o iguales a los momentos nominales de la sección afectados por un coeficiente que corresponde a esfuerzos de flexión ($\phi = 0.90$).

$$a = \frac{A_{sr} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{2149 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 400 \text{ mm}} = 102,70 \text{ mm}$$

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot \left(A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) = 0,9 \cdot \left(1747 \text{ mm}^2 \cdot 500 \cdot \left(699 - \frac{102,70}{2} \right) \right) = 509,10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$491,40 \leq 509,10 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Cumple}$$

• Cálculo de la deformación unitaria del acero en el momento positivo

El proyecto de norma NB 1225001 establece que, para elementos sometidos a flexión, el coeficiente de deformación del acero debe ser mayor a 0.005 para tener un comportamiento elástico del acero y una falla dúctil:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{102,70 \text{ mm}}{0,85} = 120,90 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 = \frac{699-120,90}{120,90} \cdot 0,003 = 0,014 \geq 0,005$$

Cumple - Falla Dúctil

Para el Momento Negativo Mu (-) Izq = 250 kN*m

$$d = 697 \text{ mm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{\max}}{\phi * 0,85 * f'_c * d}} = 48,58 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 57,15 \text{ mm} \quad 22.2.2.4.1 \text{ NB 1225001}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} * 0,003 = \frac{6,97-5,72}{5,72} = 0,034 \geq 0,005$$

De acuerdo con la tabla de factores de reducción de resistencia tenemos una falla controlada por tracción por lo tanto $\Phi = 0,9$

$$A_{s \text{ nec}} = \frac{|M_{\max}|}{\phi * F_y * (d - \frac{a}{2})} = 8,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 825,80 \text{ mm}^2$$

Determinación del Acero Mínimo Requerido Según Norma

$$A_{s \min 1} = \frac{0,25 * \sqrt{f'_c} * b_w * d}{F_y} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 400 \text{ mm} * 697}{500} = 697 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min 3} = \frac{4}{3} * A_{st} = \frac{2}{3} * 2,611 = 1101 \text{ cm}^2$$

Asumir $A_{s \min 1}$ o $A_{s \min 3}$ si no hay mucha variación:

$$A_{s \min} = 6,97 \text{ cm}^2$$

Disposición de las Barras de Acero y Determinación del Acero Real

$$A_{st} = 8,26 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\phi_{\text{long}}} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ}b = 3 \text{ barras}$$

Asumir:

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

$$N^{\circ}b = 3 \quad \text{barras}$$

$$\phi_{long2} = 20$$

$$N^{\circ}b = 2$$

$$\phi_{long3} = 16$$

$$N^{\circ}b = 2$$

$$Asr = 19,73 \text{ cm}^2 \geq Ast = 6,97 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Usar:

$$3 \quad \emptyset \quad 20 \quad \text{mm}$$

$$2 \quad \emptyset \quad 20 \quad \text{mm}$$

$$2 \quad \emptyset \quad 16 \quad \text{mm}$$

Debido a la gráfica de momentos tenemos una parábola que cambia bruscamente y es por eso que se requiere mayor cantidad de armado de hasta tres capas

- **Comprobación de Capacidad Nominal del elemento**

Los valores de los momentos últimos de cálculo deben ser menores o iguales a los momentos nominales de la sección afectados por un coeficiente que corresponde a esfuerzos de flexión ($\phi = 0.90$).

$$a = \frac{Asr \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1973 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 400 \text{ mm}} = 116,10 \text{ mm}$$

$$\phi \cdot Mn = \phi \cdot \left(As \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) = 0,9 \cdot \left(1973 \text{ mm}^2 \cdot 500 \cdot \left(697 - \frac{116,10}{2} \right) \right) = 567,30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mu \leq \phi \cdot Mn$$

$$250 \leq 567,30 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Cumple}$$

- **Cálculo de la deformación unitaria del acero en el momento negativo**

El proyecto de norma NB 1225001 establece que, para elementos sometidos a flexión, el coeficiente de deformación del acero debe ser mayor a 0.005 para tener un comportamiento elástico del acero y una falla dúctil:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{116,10 \text{ mm}}{0,85} = 136,50 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} * 0,003 = \frac{697 \text{ mm} - 136,50}{136,50} * 0,003 = 0,012 \geq 0,005$$

Cumple - Falla Dúctil

Para el Momento Negativo Mu (-) Centro = 553,44 kN*m

d = 697 mm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{\max}}{\phi * 0,85 * f'_c * d}} = 112,90 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 132,90 \text{ mm} \quad 22.2.2.4.1 \text{ NB 1225001}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} * 0,003 = \frac{697 - 132,90}{132,90} = 0,013 \geq 0,005$$

De acuerdo con la tabla de factores de reducción de resistencia tenemos una falla controlada por tracción por lo tanto $\Phi = 0,9$

$$A_s \text{ nec} = \frac{|M_{\max}|}{\phi f * F_y * (d - \frac{a}{2})} = 19,20 \text{ cm}^2$$

Determinación del Acero Mínimo Requerido Según Norma

$$A_{s \min 1} = \frac{0,25 * \sqrt{F'_c} * b_w * d}{F_y} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 250 \text{ mm} * 697}{500} = 6,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min 3} = \frac{4}{3} * A_{st} = \frac{4}{3} * 21,31 = 28,41 \text{ cm}^2$$

Asumir $A_{s \min 1}$ o $A_{s \min 3}$ si no hay mucha variación:

$$A_{s \min} = 6,97 \text{ cm}^2$$

Disposición de las Barras de Acero y Determinación del Acero Real

$$A_{st} = 19,20 \text{ cm}^2$$

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

$$A\phi_{long} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ}b = 7 \text{ barras}$$

Asumir:

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

$$N^{\circ}b = 3 \text{ barras}$$

$$\phi_{long2} = 20$$

$$N^{\circ}b = 2$$

$$\phi_{long3} = 16$$

$$N^{\circ}b = 2$$

$$A_{sr} = 1973 \text{ mm}^2$$

Cumple

Usar:

$$3 \quad \emptyset \quad 20 \quad \text{mm}$$

$$2 \quad \emptyset \quad 20 \quad \text{mm}$$

$$2 \quad \emptyset \quad 16 \quad \text{mm}$$

- **Comprobación de Capacidad Nominal del elemento**

Los valores de los momentos últimos de cálculo deben ser menores o iguales a los momentos nominales de la sección afectados por un coeficiente que corresponde a esfuerzos de flexión ($\phi = 0.90$).

$$a = \frac{A_{sr} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1973 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ MPa}}{0.85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 400 \text{ mm}} = 116,10 \text{ mm}$$

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot \left(A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) = 0.9 \left(1973 \text{ mm}^2 \cdot 500 \cdot \left(697 - \frac{116,10}{2} \right) \right) = 567,30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$553,40 \leq 567,30 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Cumple}$$

- **Cálculo de la deformación unitaria del acero en el momento positivo**

El proyecto de norma NB 1225001 establece que, para elementos sometidos a flexión, el coeficiente de deformación del acero debe ser mayor a 0.005 para tener un comportamiento elástico del acero y una falla dúctil:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{116,10 \text{ mm}}{0,85} = 136,50 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} * 0,003 = \frac{697-136,50}{136,50} * 0,003 = 0,012 \geq 0,005$$

Cumple - Falla Dúctil

3.5.3.7.2 Verificación a Cortante

La Verificación de Cortante utiliza los mismos datos que la verificación de flexión en cuanto a materiales y dimensiones de sección:

Resistencia a Compresión del Hormigón: $f'_c = 25 \text{ MPa}$

Resistencia del Acero (Limite de fluencia para el diseño a corte): $f_y = 420 \text{ MPa}$

Solicitaciones de Cortante (Envolventes):

Gráfico 3.33: Diagrama de Cortantes



Fuente: Cypecad 2025

Cortante Ultimo Negativo sobre C21: $V_u (-) = - 603,60 \text{ kN}$

Cortante Ultimo Positivo sobre C15: $V_u (+) = 703,09 \text{ kN}$

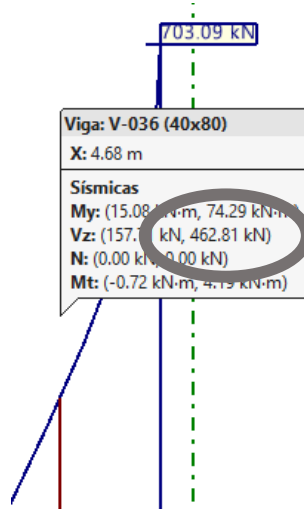
Factor de Minoración de Elementos sometidos a Cortante

$$\phi = 0.75$$

- **Cálculo de la Cortante a distancia “d” de la cara de la Columna**

La NB 1225001-2020 establece que la cortante útil para el cálculo es la cortante que se genera a una distancia “d” (peralte efectivo) de la cara de la columna, para este cálculo se utilizó el cortante más alto que se genera sobre C15:

Gráfico 3.34: Cortante a una distancia “d”



A una distancia d = 697mm de la cara de apoyo de la columna C15 se tiene el Cortante de Diseño

$$V_d = +462,81 \text{ kN}$$

Este Valor se utilizará para el cálculo de la armadura transversal

Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del hormigón (λ)

$\lambda = 1$ Hormigón de Peso Normal

ρ_w = Cuantía del área de la armadura A_s evaluada sobre el área $b_w * d$

$$\rho_w = \frac{A_s (+)/(-)}{b_w * d} = \frac{1747 \text{ mm}^2}{400 \text{ mm} * 699 \text{ mm}} = 0,006$$

- **Cortante en el Concreto**

Cálculo de V_c sin Fuerza axial:

$$V_c = \left(\frac{\lambda * \sqrt{f_c}}{6} \right) * b_w * d = \left(\frac{1 * \sqrt{25 \text{ MPa}}}{6} \right) * 400 * 699 \text{ mm} = 247,3 \text{ kN}$$

Método detallado para calcular V_c sin fuerza axial:

$$V_{c1} = \left(\frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c}}{6} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d = \left(\frac{1 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}}}{6} + 17 \cdot 0,006 \cdot \frac{703,09 \text{ kN} \cdot 699 \text{ mm}}{491,38 \text{ k} \cdot \text{m}} \right) \cdot 400 \cdot 699 \text{ mm} = 262,70 \text{ kN}$$

$$V_{c2} = \left(\frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c}}{6} + 17 \cdot \rho_w \right) \cdot b_w \cdot d = \left(\frac{1 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}}}{6} + 17 \cdot 0,006 \right) \cdot 400 \cdot 699 \text{ mm} = 263,20 \text{ kN}$$

$$V_{c3} = 0,29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 0,29 \cdot 1 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} \cdot 400 \cdot 699 \text{ mm} = 405,4 \text{ kN}$$

Asumir el menor:

$$V_c = 262,70 \text{ kN}$$

Según 22.5.5.1.1 V_c no debe ser mayor que:

$$V_{c \text{ max}} = 0,42 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 0,42 \cdot 1 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} \cdot 400 \cdot 699 \text{ mm} = 221 \text{ kN}$$

$$V_{c \text{ max}} = 587,2 \text{ kN} \geq V_c = 262,70 \text{ kN}$$

Cumple

Cortante Máximo en el Acero:

$$V_{s \text{ max}} = 0,66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 0,66 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} \cdot 400 \text{ mm} \cdot \frac{699 \text{ mm}}{1000} = 922,7 \text{ kN}$$

Cortante resistente de una sección de Hormigón Armado:

$$V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_{s \text{ max}})$$

$$V_u = 703,10 \leq \phi \cdot (V_c + V_{s \text{ max}}) = 889 \text{ kN}$$

Cortante del Concreto:

$$\sqrt{f_c} \leq 8,3 \text{ MPa} \quad 5 \leq 8,3 \text{ MPa} \quad \text{Cumple}$$

Según NB1225001 en el artículo 22.5.10.1 V_c no debe ser mayor que:

$$V_u > \phi \cdot V_c \quad 22.5.10.1$$

Caso contrario Requerirá armadura transversal de refuerzo

$$V_u = 462,80 \text{ kN} > \phi \cdot V_c = 197 \text{ kN}$$

Requiere acero transversal de refuerzo

- **Cálculo de Cortante Necesaria**

$$V_s = \frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi} = \frac{462,80 - 197}{0,75} = 354,40 \text{ kN} \quad \text{Según NB1225001 22.5.10.1}$$

$$V_s \geq 354,40 \text{ kN} \quad \text{Mínimo condicional}$$

Se puede ver que el valor de cortante requerida para el acero es muy baja y que la sección de hormigón casi resiste toda la cortante generada, de igual manera se dispondrá armadura transversal mínima si es necesario.

- **Cálculo del Cortante del Acero**

Se propuso colocar armadura transversal con diámetro de 6 mm con una separación de 7,5 cm en zonas confinadas y 20cm en zonas no confinadas.

$$\phi_{est} = 8 \text{ mm} \quad A_v = (2) \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 = (2) \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 8^2 = 100,53 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 100,53 \text{ mm}^2$$

$$s = 100 \text{ mm} \quad V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} = \frac{(100,53 + 50,27) \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot 699 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} = 442,70 \text{ kN}$$

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

- **Según NB 1225001 en el artículo 9.7.6.2.2 El cálculo del espaciamiento de la armadura de cortante**

Tabla 3.21: Espaciamiento de la armadura de cortante

V_s	s máximo, mm		
		Viga no pretensada	Viga pretensada
$\leq \frac{\sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d}{3}$	El menor de:	d / 2	3h / 4
		600 mm	
$> \frac{\sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d}{3}$	El menor de:	d / 4	3h / 8
		300 mm	

Fuente: (NB 1225001, 2020)

$$V_s \leq \frac{\sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d}{3} = \frac{\sqrt{25 \text{ MPa}} \cdot 400 \cdot 699 \text{ mm}}{3} / 1000 = 461,3 \text{ kN}$$

$$V_s = 442,71 \leq V_{s_Av} = 461,3 \text{ kN}$$

El menor de:

$$d/4 = 349,5 \text{ mm} \quad S_{\max} = 349,50 \text{ mm}$$

$$S_{\max 1} = 300 \text{ mm}$$

Asumir para zonas con confinamiento un espaciamiento de 5cm y para zonas no confinadas una separación de hasta 30 cm:

$$s = 100 \text{ mm} \leq S_{\max} = 349,50 \text{ mm}$$

- **Cálculo de A_v min/s Según NB 1225001 9.6.3.3:**

Asumir el mayor de:

$$\frac{A_{v,\min}}{s} = \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_w}{16 \cdot f_{yt}} = \frac{\sqrt{25 \text{ MPa}} \cdot 400 \text{ mm}}{16 \cdot 420 \text{ MPa}} = 0,298 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$
$$\frac{A_{v,\min}}{s} = \frac{0,35 \cdot b_w}{f_{yt}} = \frac{0,35 \cdot 400 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 0,333 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{v\min} = 0,333 \text{ mm}^2/\text{mm} \cdot 100 \text{ mm} =$$

$$A_{v\min} = 33,33 \text{ mm}^2$$

- **Comprobación en Condiciones de Acero Mínimo con Acero requerido**

$$A_s \geq A_v \min$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{(V_u - \phi \cdot V_c)}{\phi \cdot f_{yt} \cdot d} = \frac{(462,81 - 197 \text{ kN}) \cdot 1000}{0,75 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot 699 \text{ mm}} = 1,21 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Si conocemos "s":

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$A_v = 120,70 \text{ mm}^2$$

$$120,70 \geq 33,33 \text{ mm}^2$$

- **Comprobación de Resistencia Nominal de la Sección:**

$$V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_s)$$

$$V_u = 462,81 \text{ kN}$$

$$V_c = 262,70 \text{ kN} \quad 462,81 \leq 529,10$$

$$V_s = 442,71 \text{ kN} \quad \text{Cumple}$$

$$\phi = 0,75$$

- **Cantidad de Estribos:**

$$\text{Nro de Estribos} = \frac{L_{cc}}{S_e}$$

L = Longitud de Viga de cara a cara de columna

S_e = Separación entre Estribos

L_c = Longitud confinada

$$L = 5,4 \quad \text{m} \quad \text{Nro de Estribos Confinados} = \frac{1,6}{0,10} = 20$$

$$L_c = 1,6 \quad \text{m} \quad \text{Nro de Estribos No Confinados} = \frac{2,2}{0,3} = 8$$

$$L \text{ no Confinad} = 2,2 \quad \text{m}$$

$$\text{N}^\circ \text{ Estribos Confinados} = 20 * 2 = 40$$

$$\text{N}^\circ \text{ Estribos No Confin} = 8$$

$$\text{N}^\circ \text{ de Estribos} = 48 \quad \text{estribos}$$

Acero Transversal

Se dispondrá acero transversal de diámetro 8 mm cada 30 cm en zonas no confinadas y cada 10 cm en zonas confinadas, este refuerzo transversal cumple con los requisitos del proyecto de norma NB 1225001 para acero mínimo, espaciamiento máximo y resistencia de la sección.

3.5.3.7.3 Verificación a Torsión

Debe colocarse un área mínima de armadura para torsión en todas las secciones donde $T_u > \phi T_{th}$ de acuerdo con 22.7.

$$T_u = 6,22 \quad \text{kN*m} \quad T_u \geq \phi T_{th} \quad \text{Requiere armadura por torsión}$$

$$f_c = 25 \quad \text{MPa}$$

$$\phi = 0,75$$

$$b_w = 400 \quad \text{mm}$$

$$h = 800 \quad \text{mm}$$

$$e \text{ losa} = 300 \quad \text{mm}$$

$$A_{cp} = 500000 \quad \text{mm}^2$$

$$T_{th} = 0,083 * \lambda * \sqrt{f_c} * \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} =$$

$$6,22 \leq 20,22 \quad \text{kN*m}$$

No Requiere Armadura por Torsión

pcp = 3400 mm

3.5.3.7.4 Comparación de Cálculo Manual y Cypecad

Tabla 3.22: Tabla Comparativa de Acero en Viga

Armadura Longitudinal							
Ubicación	Armadura			As (cm2)		Variación (%)	
	Cálculo Manual		Cypecad	Calcul Manual	Cype		
Armadura Inferior Positi	2	Ø20	2	Ø16	6,28	6,28	0,1
Armadura Positiva Izqui	2	Ø20	2	Ø16	6,28	6,28	0,1
Armadura Positivo Derec	3	Ø20	3	Ø20	17,47	17,47	0,0
	4	Ø16	6	Ø16			
Armadura Superior Nega	5	Ø20	6	Ø20	19,73	19,73	0,0
	2	Ø16	3	Ø16			
Armadura Negativa Izquie	5	Ø20	6	Ø20	19,73	19,73	0,0
	2	Ø16	2	Ø16			
Armadura Negativa Derec	3	Ø20	3	Ø20	9,42	9,42	0,1
	4	Ø16					
Armadura Transversal							
Sobre Longitud No Confinada	8 estribos Ø 8mm		8 estribos Ø 8mm		8,04	8,08	-0,5
Sobre Longitud Confinada	40 estribos Ø 8mm		40 estribos Ø 8mm		40,21	40,4	-0,5

Fuente: NB 1225001, 2020

3.5.3.7.5 Criterio de Diseño por Sismo en Vigas

Según el artículo 18.13.3.3 de la NB 1225001 las vigas sobre el terreno y las vigas que son parte de una losa de cimentación y estén sometidas a flexión de columnas deben cumplir con lo indicado en 18.4

En el artículo 18.4.2.4 de la NB 1225001 establece criterios de estribos cerrados de confinamiento

- **Longitud de confinamiento**

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$2 \cdot h = 160 \text{ cm}$$

$$\text{Primer estribo } e_{\max} = 50 \text{ cm}$$

- **Espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:**

El menor de:

$$d/4 = 174,3 \text{ mm}$$

$$8 \cdot \phi_{\text{long}} = 160 \text{ mm} \quad \text{espaciamiento max} = 160 \text{ mm} = 16 \text{ cm}$$

$$24 \cdot \phi_{\text{est}} = 192 \text{ mm}$$

$$300 \text{ mm}$$

Según la NB 1225001 en el artículo 18.4.2.5 Espaciamiento máximo de estribos cuando no se requiera confinamiento. No debe exceder:

$$d/2 = 6,99 / 2 \text{ mm} = 34,8 \text{ cm}$$

- **Resistencia a momento positivo o negativo**

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud de la viga, no debe ser menor de un quinto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

$$\phi M_{n,\text{pos}} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,\text{neg}}$$

$$\phi M_{n,\text{pos}} = 204,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi M_{n,\text{neg}} = 567,30 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$204,6 \geq 113,50 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{Cumple}$$

3.6 Desarrollo de la Estrategia para la Ejecución del Proyecto

3.6.1 Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas describen y formas de ejecución de los distintos ítems que se tienen en el proyecto. Los puntos que comprenden una especificación técnica son los siguientes.

- Definición
- Materiales
- Herramientas y Equipo
- Procedimiento para la ejecución
- Forma de medición
- Forma de pago

El desarrollo de las especificaciones técnicas será detallado, ver Anexo VIII.
Especificaciones Técnicas

3.6.2 Precios Unitarios

El análisis de los precios unitarios se detalla para cada ítem del proyecto a continuación, se detallan los puntos que los comprenden:

- 1 materiales
- 2 mano de obra
- equipo maquinaria y herramientas
- El costo directo del ítem es la suma de los tres puntos anteriores $CD = 1+2+3$
- Las cargas sociales son un porcentaje del subtotal de la mano de obra generalmente, está alrededor del 50% del costo de la mano de obra.
- El impuesto al valor agregado (IVA), es del 14,94% del costo de la mano de obra.
- El impuesto a las transacciones (IT), es del 3,09% de costo directo.
- Herramientas menores 5% del costo de la mano de obra.
- Gastos generales 10% del costo directo.
- Utilidad está en el rango del 10 a 20% resulta de la suma del costo directo más los gastos generales. En el proyecto adoptaremos un 10%
- gastos generales y administrativos.

- utilidad
- impuestos

Ver anexo VII. Análisis de Precios Unitarios

3.6.3 Cálculos Métricos

El cálculo métrico comprende en obtener volúmenes de obra del proyecto, con base a los elementos estructurales diseñados previamente. En la planilla de cálculo métrico se detallan de mejor manera. Ver anexo VI. Cálculos métricos

3.6.4 Presupuesto

El presupuesto del proyecto está basado en el análisis de precios unitarios y los volúmenes de obra obtenidos previamente, el presupuesto es el valor total del estimado costo que tendrá el proyecto, viene dado por el cálculo previo del cálculo métrico (volumen de obra) y el análisis de precios unitarios. Se obtiene a partir del producto entre el precio unitario y el volumen de obra. Ver anexo IX. de Presupuesto General

3.6.5 Planeamiento y Cronograma

El planteamiento y cronograma de la ejecución del proyecto fue determinado en base a los rendimientos que se tiene para cada ítem, viene dado por los rendimientos de la mano de obra, para así obtener el tiempo que se tardará en realizar dicha actividad. El cronograma esta realizado en el programa de Excel en base el método de barras de Gantt, para cada ítem del proyecto.

Ver anexo X. Cronograma de Ejecución

CAPÍTULO IV

APORTE ACADÉMICO

4 Aporte Académico

4.1 Marco Conceptual del Aporte Académico

Según la NBDS 2023 es una norma que proporciona criterios mínimos a seguir para el diseño sísmico de edificaciones y obras a las que le sea aplicable. Además, menciona que la norma junto con las normas de diseño específicas [para hormigón estructural NB 1225001] está orientada a lograr estructuras que:

- Bajo el sismo con periodo de retorno de 475 años y una probabilidad de excedencia del 10% para una vida útil de 50 años, podrían experimentar daños considerables con baja probabilidad de colapso.
- Bajo sismos frecuentes u ocasionales podrían presentar daños menores dentro de límites aceptable en elementos estructurales y no estructurales.

Los requisitos de esta norma se refieren especialmente a edificaciones públicas y privadas, entre que encontramos hospitales, clínicas y otros similares. Se excluyen estructuras especiales para el diseño sismorresistente tales como: puentes, viaductos, túneles, represas, tanques, obras hidráulicas, torres de transmisión, chimeneas y similares.

La sismicidad en Bolivia está asociada al proceso de subducción de placas tectónicas (Nazca y Sudamericana)

4.1.1 Clasificación de sismos por su rango de profundidad

Superficiales ($h < 75$ km), intermedios ($100 < h < 350$ km) y profundos ($350 < h < 700$ km).

4.1.2 Zonas Asociadas al proceso de subducción

El departamento de Tarija se asocia a la zona F13 Zona intraplaca profunda en esta zona se generan sismos de foco profundo (500 a 700 km), en Bolivia estos se distribuyen además por los departamentos de La Paz y Santa Cruz. Siendo el del 9 de junio de 1994 el evento más grande registrado instrumentalmente, con una magnitud de momento de 8 Mw.

La escala de Richter. La Escala de magnitud de un sismo desarrollada inicialmente por C.F Richter en 1935 que se conoce como magnitud de local (ML). Ha evolucionado en las últimas décadas y en el presente se utiliza preponderantemente la magnitud de momento Mw.

4.1.3 Sismo en el Departamento de Tarija

Según los medios de comunicación y el observatorio San Calixto, los eventos sísmicos que se dan en Tarija son catalogados como sismos profundos que se encuentran a 350 km. profundidad.

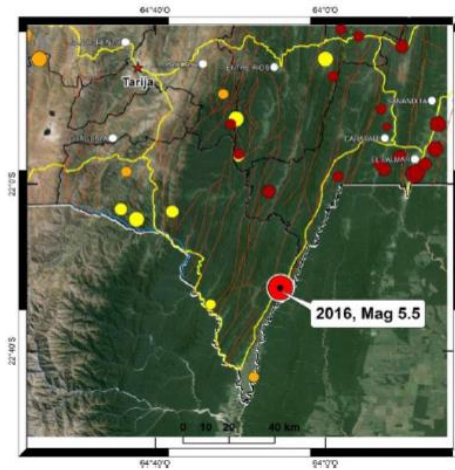
Según diario El País, en fecha 26 de mayo de 2020 se produjo un sismo de 4,60 en la escala de Richter al sur de Bolivia. Un sismo de intensidad aproximada de 4,6 grados en la escala de Richter, registrado en el extremo sur oeste de Bolivia, tuvo su epicentro en a proximidades del nevado de Uturunco, en el departamento de Potosí, y se sintió en la ciudad de Tarija a horas 3:50 a.m.

Según el observatorio San Calixto en su página oficial en la sección de Eventos Sísmicos se muestran los sismos producidos en Departamento de Tarija el Evento más importante es el del 2016. El día 22 de mayo de 2016 la red sísmica del observatorio San Calixto registro un sismo en el departamento de Tarija a horas 08:20 hora local, con una magnitud de 5.50 MI

El epicentro fue localizado a 79 km al SW de Caraparí con coordenadas geográficas -22.406°s -64.187°W a una profundidad hipocentral de 19 km (superficial) por estas características es muy probable que el sismo hubiera sido sentido y tener efecto en estructuras, sin embargo, no se recibió información sobre posibles daños a personas o estructuras.

Morfológicamente el área corresponde a la provincia morfo estructural del subandino Sur, las estructuras están relacionadas a pliegues sinclinales y anticlinales alongados asimétricos, con elevaciones entre 1000 y 2000 m. formando serranías paralelas con dirección norte-sur.

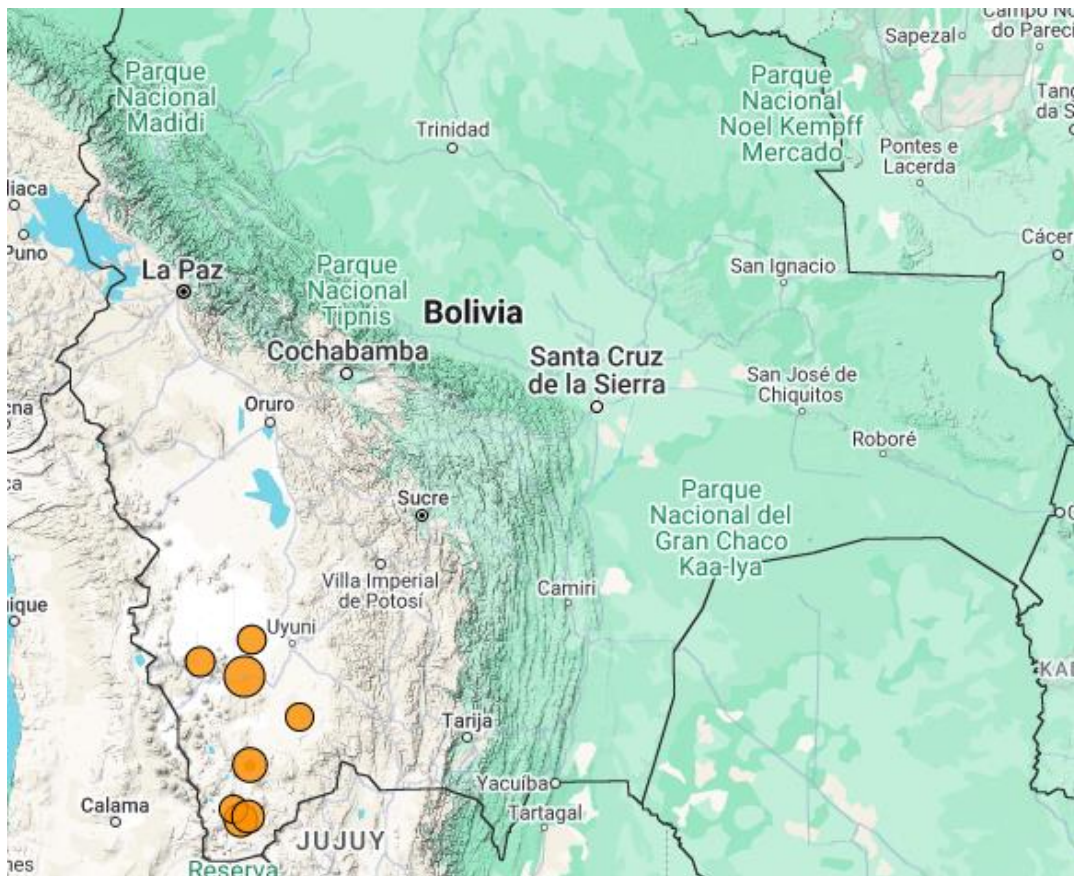
Gráfico 4:1 Evento Sísmico, Mapa de epicentro del departamento de Tarija



Fuente: Informe, Evento sísmico del 22 de mayo de 2016 Tarija, Provincia Arce.

Observatorio San Calixto (2024) <https://www.osc.org.bo/index.php/es/>

Gráfico 4:2 Mapa de sismos en Bolivia en la última semana



Fuente: Observatorio San Calixto, (2024) <https://www.osc.org.bo/index.php/es/>

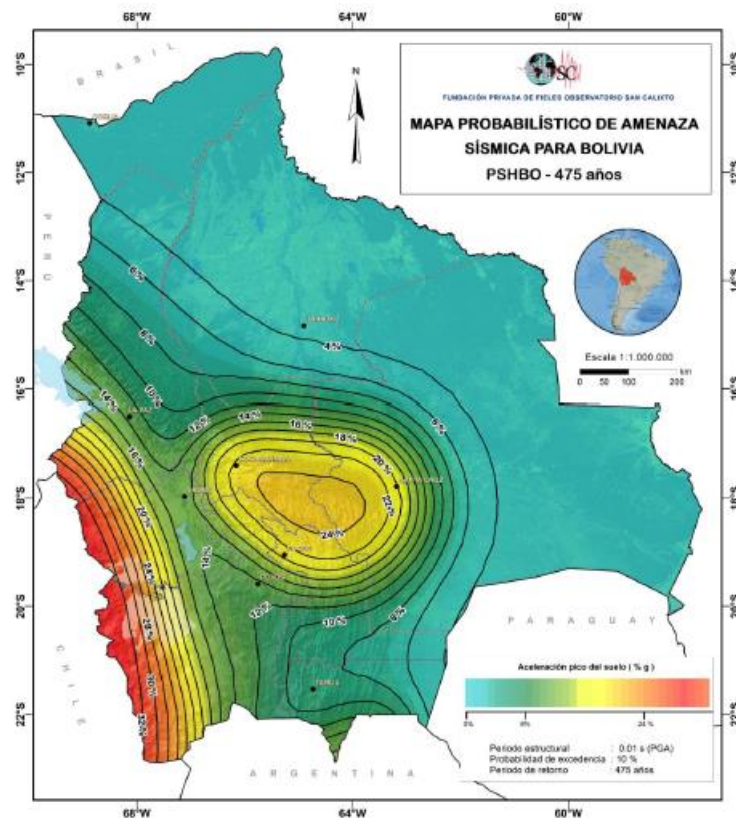
4.2 Parámetros de Cálculo del Espectro de Diseño

Los parámetros que intervienen en el son los siguientes:

4.2.1 Pseudo Aceleración Sísmica (S_o)

Para obtener el valor de la Pseudo aceleración para la zona de proyecto, se determina de la siguiente manera, entramos al Mapa probabilístico de amenaza sísmica 475 años ver la siguiente figura.

Gráfico 4:3 Mapa Probabilístico de amenaza sísmica para 475 años



4.2.2 Factor de Importancia (Ie)

Los factores de importancia dependen generalmente del nivel de seguridad estructural que deben tener la edificación. Según la NBDS 2020 se dividen en Cuatro tipos, como el proyecto se trata de un edificio a continuación detalla en tipo que corresponde el proyecto.

III - Tipo II:

Edificaciones habituales, tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos, galpones, almacenes e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.

El factor de importancia para el proyecto estará bajo la categoría Tipo II como se detalló anteriormente.

Tabla 4.1: Factor de importancia Ie

Tipo	Ie
IV	1,50
III	1,30
II	1,00
I	Nota
Nota: Edificaciones cuya resistencia y rigidez sean adecuadas para resistir acciones laterales a criterio del proyectista	

Fuente: NBDS 2023, Tabla 5

El factor de importancia para el Tipo II es de $I_e=1$

4.2.3 Tipo de Suelo (S)

Para tomar en cuenta los efectos del terreno de fundación en la respuesta sísmica de la estructura, los tipos de suelo se define en la siguiente tabla.

Tabla 4.2: Tipo de suelo

Parámetros del suelo			
Tipo de suelo	Vs30 (m/s)	N60 (golpes)	Su (kPa)

S0	> 1500		
S1	760 a 1500		
S2	370 a 760	> 50	> 100
S3	180 a 370	15 a 50	50 a 100
S4	< 180	< 15	< 50
S5	Estudio geotécnico y de mecánica de suelos		

Fuente: NBDS 2023, Tabla 2

Para determinar el tipo de suelo necesariamente se necesita conocer las características del suelo. Del estudio de suelos, se tiene que para un numero de golpes mayor a 50 se tiene un tipo de suelo S2

4.2.4 Factor de Reducción Sísmica Nominal (R)

El coeficiente básico R depende de la ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento del sistema estructural, además de los elementos y materiales que lo componen. Según la Tabla 8 de la NBDS 2023 Coeficientes básicos de reducción de R y Cd. Los coeficientes dependen del tipo del sistema estructural subdividiéndose en: Sistemas de Pórticos, Sistema de Muros y Sistema duales.

En nuestro caso corresponde a un Sistema Dual en la subdivisión Sistemas Duales, Pórticos Intermedios con Muros Especiales, se tiene los siguientes valores $R = 6,5$

El valor es extraído de la Tabla 8 de la NBDS 2023.

4.2.5 Factor de Irregularidad en Altura (Ia)

El factor de irregularidad en altura considera la menor capacidad de disposición de energía que tienen las estructuras que no son regulares.

Según la Tabla 9 de la NBDS 2023 Irregularidades en altura y factores de irregularidad (Ia), las irregularidades estructurales en altura se subdividen en: Irregularidad de rigidez Piso Blando, Irregularidad de Resistencia Piso Débil, Irregularidad Extrema de rigidez, Irregularidad Extrema de Resistencia, Irregularidad de masa o peso, irregularidad geométrica vertical, Discontinuidad en los sistemas resistentes, Discontinuidad extrema de los sistemas Resistentes.

4.2.6 Factor de Irregularidad en Planta (I_p)

El factor de irregularidad en planta considera la menor capacidad de disipación de energía que tienen las estructuras que no son regulares.

Según la Tabla 10 de la NBDS 2023 Irregularidades en planta y factores de irregularidad (I_p), las irregularidades estructurales en planta se subdividen en: Irregularidad Torsional, Irregularidad Torsional Extrema, Esquinas Entrantes, Discontinuidad del diafragma, Sistemas no Paralelos.

Irregularidad Torsional: Existen irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,30 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga ($\Delta_{prom.}$). $I_p=0,15$

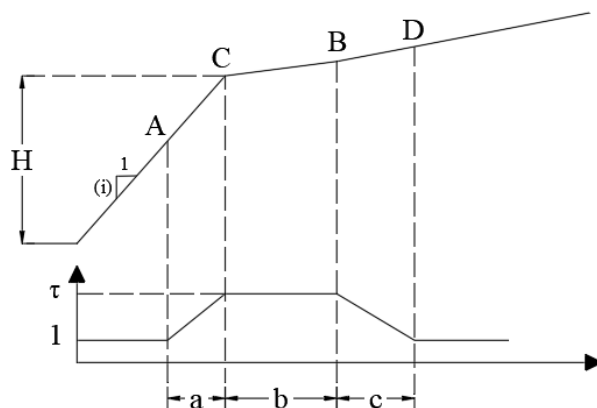
En la nueva NBDS 2023 lo novedoso de esta norma es que ya no castigan a las fuerzas con más fuerzas, castigan a las derivas permisibles multiplicando por un factor de reducción FIT

$$FIT = 1 - \sum I_a - \sum I_p$$

4.2.7 Factor Topográfico (T)

Para obras situadas en el borde de una cresta debe tenerse en cuenta un factor multiplicador τ llamado factor de amplificación topográfica este valor multiplicara los valores del espectro de diseño.

Gráfico 4:4 Variación del factor multiplicador (τ) según la topografía del sitio



Fuente: NBDS 2023, Figura 5

el factor será de $\tau = 1$ para nuestro caso se considera el valor de 1 por ser plano el sitio de emplazamiento.

4.2.8 Coeficiente de Sitio de Periodo Corto (F_a)

Los efectos del tipo de suelo en la acción sísmica se pueden considerar a partir de la aplicación de los factores F_a y F_v en función de la aceleración máxima del suelo

Pseudo aceleración sísmica para la zona del proyecto es de: $S_o=0,095$ y el tipo de suelo es S2. Con los dos datos entramos a la siguiente tabla.

Tabla 4.3: Coeficientes de sitio de periodo corto, F_a

Tipo de suelo	So					
	< 0,067	0,133	0,200	0,267	0,333	> 0,400
S0	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
S1	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
S2	1,3	1,3	1,2	1,1	1,1	1,1
S3	1,6	1,4	1,2	1,1	1,1	1,1
S4	2,4	1,7	1,3	1,2	1,2	1,2
Nota: Se permite interpolación lineal para valores intermedios						

Fuente: NBDS 2023 Tabla 3

Con una interpolación lineal se tiene que el factor de periodo corto es de: **$F_a=1,30$**

4.2.9 Coeficiente de Sitio de Periodo Largo (F_v)

El factor para el periodo largo se determina con la siguiente tabla con los mismos valores del tipo de suelo y Pseudo aceleración de la zona del proyecto.

Tabla 4.4: Coeficientes de sitio de periodo largo, F_v

Tipo de suelo	So					
	< 0,053	0,107	0,160	0,213	0,267	> 0,320
S0	0,64	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
S1	0,64	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
S2	1,2	1,3	1,5	1,5	1,5	1,4
S3	2,0	2,0	2,0	1,9	1,8	1,7
S4	3,5	3,0	2,8	2,4	2,4	2,4
Nota: Se permite interpolación lineal para valores intermedios						

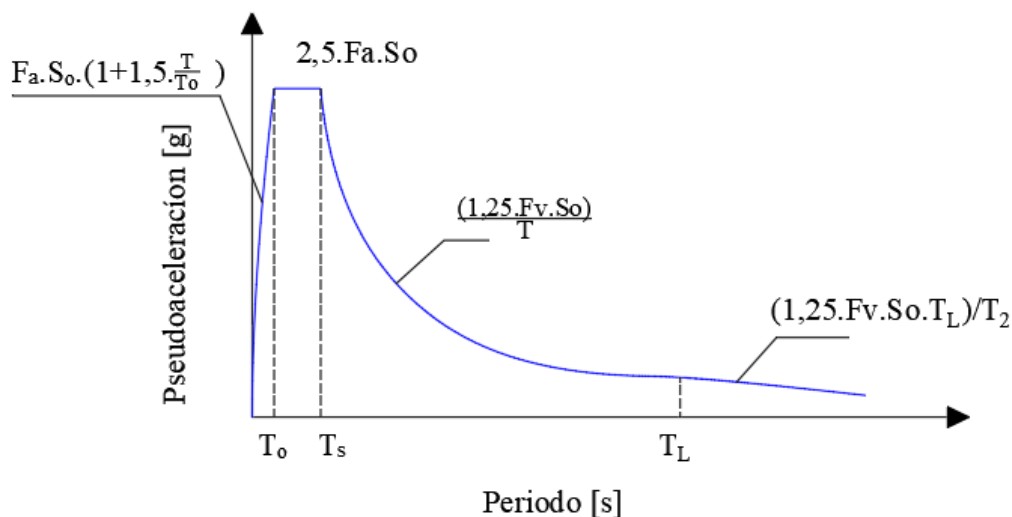
Fuente: NBDS 2023 Tabla 4

Con la interpolación lineal se tiene que el factor del periodo largo es de: **$F_v = 1,29$**

4.3 Espectro de Respuesta para Diseño Base

Si bien con los parámetros obtenidos hasta el momento es posible calcular el espectro de respuesta base como detalla la guía y se muestra a continuación:

Gráfico 4:5 Espectro elástico de pseudoaceleración en unidades de (g)



Fuente: NBDS 2023, Figura 6

Se determinan con las siguientes ecuaciones:

Tabla 4.5: Parametrización del espectro elástico de pseudoaceleración

$T < T_o$	$F_a.S_o.(1+1,5.\frac{T}{T_o})$
$T_o \leq T \leq T_s$	$2,5.F_a.S_o$
$T_s \leq T \leq T_L$	$\frac{1,25.F_v.S_o}{T}$
$T_L < T$	$\frac{1,25.F_v.S_o.T_L}{T^2}$

Fuente: NBDS 2023

Los límites de los periodos pueden calcular de la siguiente manera:

Tabla 4.6: Periodos limite inicial, corto y largo

T_o	T_s	T_L
$0,15.\frac{F_v}{F_a}$	$0,5.\frac{F_v}{F_a}$	$4.\frac{F_v}{F_a}$

Fuente: NBDS 2023

Donde

Fv= factor de periodo largo

Fa= factor de periodo corto

El desarrollo detallado del procedimiento de cálculo del espectro de diseño y demás análisis se encuentran en Anexo V. Aporte Académico

4.3.1 Espectro de Diseño

Departamento: Tarija

Provincia: Cercado

Municipio: Tarija

So = 0,095 g

- **Determinar el Tipo de Suelo**

Tabla 4.7: Tipo de suelo

Suelo	Descripción
S0	Roca dura
S1	Roca
S2	Suelo muy rígido-roca blanda
S3	Suelo rígido
S4	Suelo blando
S5	Requiere un análisis de respuesta de sitio

Fuente: NBDS 2023, Tabla 1

Tipo de suelo: **S2**

Tabla 4.8: Parámetros del Suelo

Parámetros del suelo			
Tipo de suelo	Vs30 (m/s)	N60 (golpes)	Su (kPa)
S0	> 1500		
S1	760 a 1500		
S2	370 a 760	> 50	> 100
S3	180 a 370	15 a 50	50 a 100
S4	< 180	< 15	< 50
S5	Estudio geotécnico y de mecánica de suelo		

Fuente: NBDS 2023, Tabla 2

Coeficientes de Sitio

- **Determinación de "Fa"**

So = 0,095 g

Suelo = S2

Tabla 4.9: Coeficiente de sitio de periodo corto, Fa

Tipo de suelo	So					
	< 0,067	0,133	0,200	0,267	0,333	> 0,400
S0	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
S1	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
S2	1,3	1,3	1,2	1,1	1,1	1,1
S3	1,6	1,4	1,2	1,1	1,1	1,1
S4	2,4	1,7	1,3	1,2	1,2	1,2
Nota: Se permite interpolación lineal para valores intermedios						

Fuente: NBDS 2023, Tabla 3

Interpolación:		
PUNTO	X	Y
1	0,067	1,30
Fa	0,095	1,30
2	0,133	1,30

Fuente: Elaboración Propia

El valor de "Fa", será:

Fa = 1,30

- **Coeficiente de sitio de periodo largo "Fv"**

So = 0,095 g

Suelo = S2

Tabla 4.10: Coeficiente de sitio de periodo largo, Fv

Tipo de suelo	So					
	< 0,053	0,107	0,160	0,213	0,267	> 0,320
S0	0,64	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
S1	0,64	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
S2	1,2	1,3	1,5	1,5	1,5	1,4
S3	2,0	2,0	2,0	1,9	1,8	1,7
S4	3,5	3,0	2,8	2,4	2,4	2,4
Nota: Se permite interpolación lineal para valores intermedios						

Fuente: NBDS 2023, Tabla 4

Interpolación:		
PUNTO	X	Y
1	0,053	1,20
Fv	0,095	1,28
2	0,107	1,30

Fuente: Elaboración Propia

El valor de "Fv", será:

Fv = 1,28

- **Periodos limite inicial, corto y largo "To", "Ts" y "TL"**

Tabla 4.11: Periodos limite inicial, corto y largo

To	Ts	TL
$0,15 \cdot \frac{F_v}{F_a}$	$0,5 \cdot \frac{F_v}{F_a}$	$4 \cdot \frac{F_v}{F_a}$

Fuente: NBDS 2023

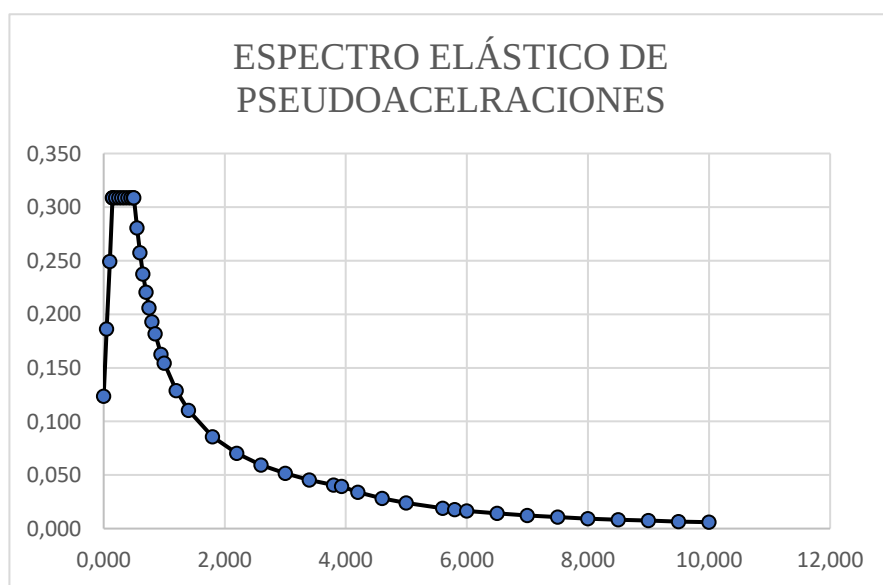
To = 0,147 seg

Ts = 0,491 seg

TL = 3,932 seg

Gráfico 4:6 Gráfico del Espectro Elástico

Periodo (T)	Sae
0,000	0,124
0,050	0,186
0,100	0,249
0,147	0,309
0,150	0,309
0,200	0,309
0,250	0,309
0,300	0,309
0,350	0,309



0,400	0,309
0,450	0,309
0,491	0,309
0,500	0,309
0,550	0,281
0,600	0,257
0,650	0,238
0,700	0,221
0,750	0,206
0,800	0,193
0,850	0,182
0,950	0,163
1,000	0,154
1,200	0,129
1,400	0,110
1,800	0,086
2,200	0,070
2,600	0,059
3,000	0,051
3,400	0,045
3,800	0,041
3,932	0,039
4,200	0,034
4,600	0,028
5,000	0,024
5,600	0,019

5,800 0,018

- **Factor de Importancia "Ie"**

III - Tipo II:

Edificaciones habituales, tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos, galpones, almacenes e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.

El factor de importancia para el proyecto estará bajo la categoría Tipo II como se detalló anteriormente.

Tabla 4.12: Factor de Importancia, Ie

Tipo	Ie
IV	1,50
III	1,30
II	1,00
I	Nota

Fuente: NBDS 2023, Tabla 5

Ie = 1,0

- **Categoría de Diseño Sísmico en Función de Fa*So**

Tabla 4.13: Categoría de diseño sísmico en función de, Fa*So y tipo de estructura

Fa*So	Tipo de estructura	
	I, II, III	IV
Fa . So < 0,067	A	A
$0,067 \leq Fa . So < 0,133$	B	C
$0,133 \leq Fa . So < 0,200$	B, C	D
$0,200 \leq Fa . So$	C, D	D

Fuente: NBDS 2023, Tabla 6

Fa = 1,30

So = 0,095 Categoría B

Fa*So = 0,124

Fa*So = 0,124

- **Categoría de Diseño Sísmico en Función de $F_v \cdot S_o$**

Tabla 4.14: Categoría de diseño sísmico en función de, $F_v \cdot S_o$ y tipo de estructura

$F_v \cdot S_o$	Tipo de estructura	
	I, II, III	IV
$F_v \cdot S_o < 0,054$	A	A
$0,054 \leq F_v \cdot S_o < 0,106$	B	C
$0,106 \leq F_v \cdot S_o < 0,160$	B, C	D
$0,160 \leq F_v \cdot S_o$	C, D	D

Fuente: NBDS 2023, Tabla 7

$$F_v = 1,28$$

$$S_o = 0,095 \quad \text{Categoría B, C}$$

$$F_v \cdot S_o = 0,12$$

$$F_v \cdot S_o = 0,12$$

Asumir Categoría de Diseño Sísmico:

Tipo = C Pórticos Intermedios con Muros Especiales

Tabla 4.15: Factor de Reducción "R" Y Factor de Amplificación "Cd" y Valores de Distorsión

Sistemas Duales	R	Cd	Δ^1
Pórticos Especiales con Muros Especiales	7	5,5	0,010
Pórticos Especiales con Muros Especiales acoplados	8	8	0,010
Pórticos Especiales con Muros Ordinarios	6	5	0,009
Pórticos Intermedios con Muros Especiales	6,5	5	0,009
Pórticos Intermedios con Muros Ordinarios	5,5	4,5	0,008
Pórticos Ordinarios con Muros Ordinarios	4,5	4	0,007
Sistemas de muros de ductilidad limitada	4	3,6	0,006

Fuente: NBDS 2023, Tabla 8

- **Sistema estructural resistente a cargas laterales:**

Material: Hormigón Armado

Sistema: Pórticos Especiales y muros especiales

$$R = 6,5 \quad \quad \quad C_d = 5$$

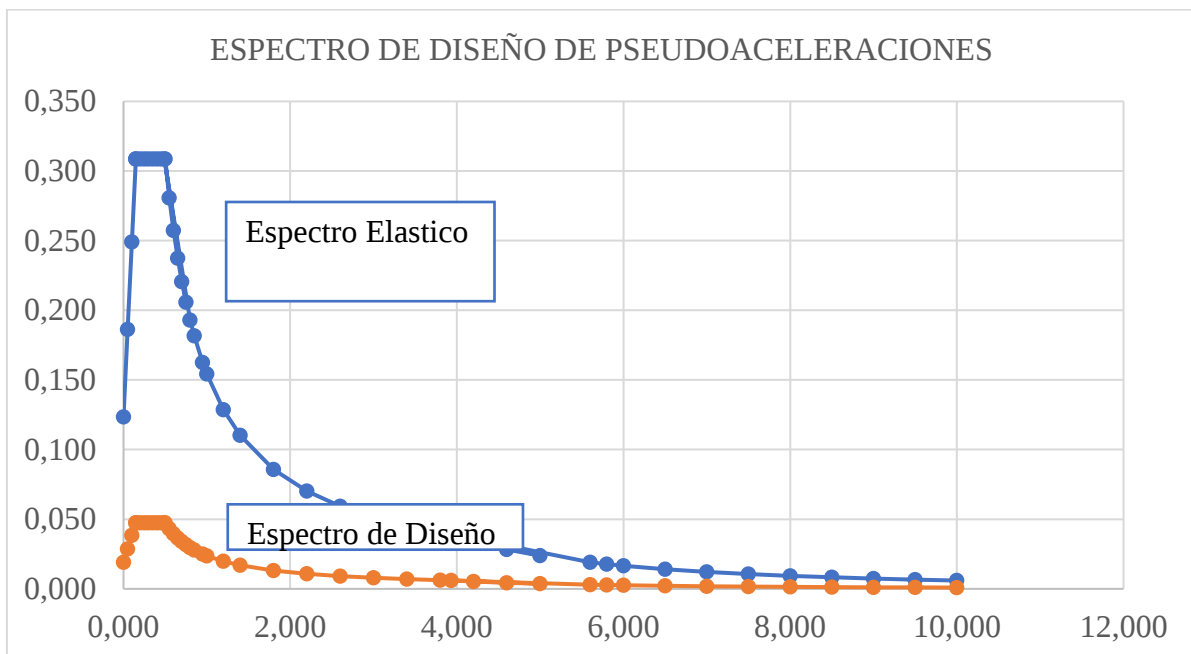
- **Espectro de Diseño "Inelástico"**

$$S_a = \frac{I_e \cdot S_{ae} \cdot \tau}{R}$$

Periodo (T)	S_{ae}	S_a
0,000	0,124	0,019
0,050	0,186	0,029
0,100	0,249	0,038
0,150	0,309	0,048
0,147	0,309	0,048
0,200	0,309	0,048
0,250	0,309	0,048
0,300	0,309	0,048
0,350	0,309	0,048
0,400	0,309	0,048
0,450	0,309	0,048
0,500	0,309	0,048
0,550	0,281	0,043
0,600	0,257	0,040
0,650	0,238	0,037
0,700	0,221	0,034
0,750	0,206	0,032
0,491	0,309	0,048
0,800	0,193	0,030
0,850	0,182	0,028
0,950	0,163	0,025
1,000	0,154	0,024
1,200	0,129	0,020

1,400	0,110	0,017
1,800	0,086	0,013
2,200	0,070	0,011
2,600	0,059	0,009
3,000	0,051	0,008
3,400	0,045	0,007
3,800	0,041	0,006
4,200	0,034	0,005
4,600	0,028	0,004
5,000	0,024	0,004
3,932	0,039	0,006
5,600	0,019	0,003
5,800	0,018	0,003

Gráfico 4:7 Espectro de Diseño de Pseudoaceleraciones



Fuente: Elaboración Propia

4.3.2 Irregularidad en Altura “Ia”

a) Irregularidad de Rigidez - Piso Blando

Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta obtenidos con la ayuda del programa.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

Tabla 4.16: Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

Planta	Q _X (kN)	F _{eq,X} (kN)	Q _Y (kN)	F _{eq,Y} (kN)
CUBIERTA ASCENSOR	12.907	12.907	2.052	2.052
CUBIERTA	80.127	67.797	9.231	7.588
QUINTO PISO	149.588	71.224	17.568	8.770
CUARTO PISO	200.122	57.951	24.358	7.477
TERCER PISO	239.723	57.205	30.095	7.052
SEGUNDO PISO	276.095	60.547	35.188	6.853
PRIMER PISO	311.279	58.811	39.711	6.347
MEZAMINE	323.138	19.980	41.147	2.226
PLANTA BAJA	331.960	11.300	42.234	1.273

Fuente: Cypecad, 2025

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Tabla 4.17: Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

Planta	Q _X (kN)	F _{eq,X} (kN)	Q _Y (kN)	F _{eq,Y} (kN)
CUBIERTA ASCENSOR	2.828	2.828	11.289	11.289
CUBIERTA	7.340	8.418	77.925	66.806
QUINTO PISO	17.562	10.463	149.415	73.001
CUARTO PISO	24.992	7.757	203.767	60.590
TERCER PISO	30.747	7.042	247.708	58.430
SEGUNDO PISO	35.651	7.197	287.335	59.931
PRIMER PISO	40.212	7.538	324.413	57.891
MEZAMINE	41.387	1.609	336.673	19.844
PLANTA BAJA	42.273	1.646	344.809	10.607

Fuente: Cypecad, 2025

De la anterior tabla se obtendrá los cortantes de cada piso

Existe Irregularidad por piso blando cuando:

$$K_i < 0,70 * K_{i+1} \quad K_i < 0,80 \left(\frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3} \right)$$

Tabla 4.18: Irregularidad de Piso Blando en X

PISO	CYPECAD		RIGIDEZ X (kN/mm)	Verificación de Piso Blando X		
	Cortante de piso (kN)	Desplaz. Relativo (mm)		verificación (<0,7)	verificación (<0,8)	PISO BLANDO
Cubierta	67,80	5,47	12,39			
5	71,22	5,59	12,74	8,68		No Tiene
4	57,95	5,77	10,04	8,92	10,05	Irregular
3	57,21	5,96	9,60	7,03	9,38	No Tiene
2	60,55	5,77	10,49	6,72	8,64	No Tiene
1	58,81	6,91	8,51	7,35	8,04	No Tiene
Mezanine	19,98	7,09	2,82	5,96	7,63	Irregular
Planta Baja	11,30	6,13	1,84	1,97	5,82	Irregular
Cimentación	0,00	0,00		1,29	3,51	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.19: Irregularidad de Piso Blando en Y

PISO	CYPECAD		RIGIDEZ X (kN/mm)	Verificación de Piso Blando en Y		
	Cortante de piso (kN)	Desplaz. Relativo (mm)		verificación (<0,7)	verificación (<0,8)	PISO BLANDO
Cubierta	66,81	4,48	14,93			
5	73,00	4,70	15,55	10,45		No Tiene
4	60,59	5,01	12,11	10,88	12,19	No Tiene
3	58,43	5,39	10,85	8,47	11,36	No Tiene
2	59,93	5,78	10,38	7,60	10,27	No Tiene
1	57,89	7,27	7,96	7,26	8,89	No Tiene
Mezamine	19,84	7,43	2,67	5,57	7,78	Irregular
Planta Baja	10,61	6,36	1,67	1,87	5,60	Irregular
Cimentación	0,00	0,00		1,17	3,28	

Fuente: Elaboración Propia

$$I_a = 0,15$$

b) Irregularidad Extrema de Rigidez (Piso Blando)

Existe Irregularidad de Rigidez Extrema por piso blando cuando:

$$K_i < 0,60 * K_{i+1} \quad K_i < 0,70 \left(\frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3} \right)$$

Tabla 4.20: Irregularidad Extrema de Rigidez (Piso Blando) en X

	Cypecad	IRREGULARIDAD EXTREMA EN X		
PISO	RIGIDEZ X (Kgf/cm)	verificación (<0,6)	verificación (<0,7)	IRREG. EXTREMA
PISO	12,39			
Cubierta	12,74	7,44		No Irregular
5	10,04	7,64	12,57	Irregular
4	9,60	6,03	11,73	Irregular
3	10,49	5,76	10,79	Irregular
2	8,51	6,30	10,05	Irregular
1	2,82	5,11	9,53	Irregular
Mezamine	1,84	1,69	7,27	Irregular
Planta Baja		1,11	4,39	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.21: Irregularidad Extrema de Rigidez (Piso Blando) en Y

	Cypecad	IRREGULARIDAD EXTREMA EN Y		
PISO	RIGIDEZ Y (Kgf/cm)	verificación (<0,6)	verificación (<0,7)	IRREG. EXTREMA
Cubierta	14,93			
5	15,55	8,96		No Irregular
4	12,11	9,33	15,24	Irregular
3	10,85	7,26	14,19	Irregular
2	10,38	6,51	12,84	Irregular
1	7,96	6,23	11,11	Irregular
Mezanine	2,67	4,78	9,73	Irregular
Planta Baja	1,67	1,60	7,00	Irregular

Fuente: Elaboración Propia

$$I_a = 0,20$$

c) Irregularidad de Resistencia (Piso Débil)

Existe Irregularidad de Resistencia por piso débil cuando:

$$Q < (0,8 * Q_{i+1})$$

Tabla 4.22: Irregularidad de Resistencia (Piso Débil) en X

Verificación de Piso Débil X			
	CYPECAD		verificación $Q < (0,8 * Q_{i+1})$
PISO	Cortante de piso (kN)	verificación ($0,8 * Q_{i+1}$)	
CUBIERTA	80,13		
5	149,59	64,10	No Irregular
4	200,12	119,67	No Irregular
3	239,72	160,10	No Irregular
2	276,10	191,78	No Irregular
1	311,28	220,88	No Irregular
MEZAMINE	323,14	249,02	No Irregular
PLANTA BAJA	331,96	258,51	No Irregular

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.23: Irregularidad de Resistencia (Piso Débil) en Y

Verificación de Piso Débil Y			
	CYPECAD		verificación ($0,8 * Q_{i+1}$)
PISO	Cortante de piso (kN)	verificación $Q * (0,8 * Q_{i+1})$	
CUBIERTA	77,93		
5	149,42	62,34	No Irregular
4	203,77	119,53	No Irregular
3	247,71	163,01	No Irregular
2	287,34	198,17	No Irregular
1	324,41	229,87	No Irregular
MEZANINE	336,67	259,53	No Irregular
PLANTA BAJA	344,81	269,34	No Irregular

Fuente: Elaboración Propia

$$I_a = 0,00$$

d) Irregularidad de Masa o Peso

Existe Irregularidad de Masa o Peso cuando:

$$W > (1,5 W_{i-1})$$

$$W > (1,5 W_{i+1})$$

Tabla 4.24: Irregularidad de Masa o Peso

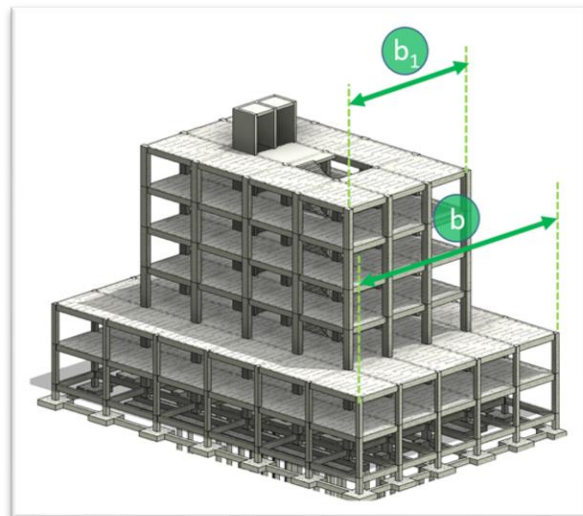
	Cypecad	IRREGULARIDAD DE MASA O PESO			
PISO	Wi	verificación $W > (1,5W_{i+1})$	verificación $W > (1,5W_{i-1})$	IRREG. MASA Piso Sup.	IRREG. MASA Piso Inf.
Cubierta	1952,04	0,00			
5	2690,79	2928,06	4051,77	No Irregular	No Irregular
4	2701,18	4036,18	4048,05	No Irregular	No Irregular
3	2698,70	4051,77	4048,05	No Irregular	No Irregular
2	2698,70	4048,05	4082,16	No Irregular	No Irregular
1	2721,44	4048,05	1801,17	No Irregular	Irregular
Mezanine	1200,78	4082,16	2005,07	No Irregular	No Irregular
Planta Baja	1336,71	1801,17	0,00		

Fuente: Elaboración Propia

$$I_a = 0,05$$

e) Irregularidad de Geometría Vertical

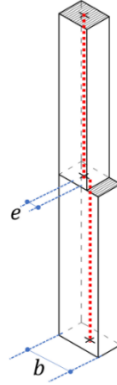
Gráfico 4:8 Geometría Vertical



No Presenta esta irregularidad

f) Irregularidad de Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

Gráfico 4:9 Discontinuidad en los Sistemas Resistentes



Fuente: Elaboración Propia

No presenta esta irregularidad

4.3.3 Irregularidad en Planta “Ip”

a) Irregularidad Torsional

Existe Irregularidad Torsional cuando:

$$\Delta_{\max} > 1,3 * \left(\frac{\Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4}{3} \right)$$

Siempre que se cumpla la siguiente condición

$$\text{Condición} = \left(\frac{\Delta_{\max}}{h_i} \right) > 0,5 * \left(\frac{\Delta_{\max}}{h_i} ; \text{tabla 11} \right)$$

Tabla 4.25: Irregularidad Torsional en X

Desplazamiento Permisible $\Delta_{\max} / h_i = 0,009$			0,009	(Irregularidad torsional en X) CYPECAD						
PISO	Cota (m)	h (m)	C1		C4		C19		C22	
			Deform.	Distorsión	Deform.	Distorsión	Deform.	Distorsión	Deform.	Distorsión
Cubierta	19,65	2,70	44,93	5,30	44,93	5,30	52,43	5,64	52,43	5,64
5	16,95	2,70	39,63	5,33	39,63	5,33	46,79	5,85	46,79	5,85
4	14,25	2,70	34,30	5,44	34,30	5,44	40,94	6,10	40,94	6,10
3	11,55	2,70	28,86	5,58	28,86	5,58	34,84	6,34	34,84	6,34
2	8,85	2,70	23,28	5,05	23,28	5,05	28,50	6,49	28,50	6,49
1	6,15	3,05	18,23	6,15	18,23	6,15	22,01	7,67	22,01	7,67
Mezanine	3,10	3,10	12,08	6,44	12,08	6,44	14,34	7,73	14,34	7,73
Planta Baja	0,00	2,70	5,64	5,64	5,64	5,64	6,61	6,61	6,61	6,61
Cimentación	-2,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Max. Des. Rel. X (mm)	Irregularidad torsional en X		<u>COMPROBACION</u> $\Delta_{max} > 1,3 * (\text{Prom. Des. Extr})$
	Condición	Verifica	
	Δ_{max}	Irregularidad	
5,64	12,15	7,04	No hay Irregularidad
5,85	12,15	7,15	No hay Irregularidad
6,10	12,15	7,36	No hay Irregularidad
6,34	12,15	7,58	No hay Irregularidad
6,49	12,15	7,19	No hay Irregularidad
7,67	13,73	8,65	No hay Irregularidad
7,73	13,95	8,93	No hay Irregularidad
6,61	12,15	7,75	No hay Irregularidad
0,00	0,00	0,00	No hay Irregularidad

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.26: Irregularidad Torsional en Y

Desplazamiento Permisible Δmax / hi =0,009			0,009	(Irregularidad torsional en Y) CYPECAD						
PISO	Cota (m)	h (m)	C1		C4		C19		C22	
			Defor m.	Distorsi ón	Defor m.	Distorsi ón	Defor m.	Distorsi ón	Defor m.	Distorsi ón
Cubierta	19,65	2,70	42,24	4,38	50,53	4,57	42,24	4,38	50,53	4,57
5	16,95	2,70	37,86	4,51	45,96	4,88	37,86	4,51	45,96	4,88
4	14,25	2,70	33,35	4,73	41,08	5,28	33,35	4,73	41,08	5,28
3	11,55	2,70	28,62	4,99	35,80	5,78	28,62	4,99	35,80	5,78
2	8,85	2,70	23,63	5,25	30,02	6,30	23,63	5,25	30,02	6,30
1	6,15	3,15	18,38	6,46	23,72	8,08	18,38	6,46	23,72	8,08
Mezanine	3,00	3,00	11,92	6,48	15,64	8,37	11,92	6,48	15,64	8,37
Planta Baja	0,00	2,70	5,44	5,44	7,27	7,27	5,44	5,44	7,27	7,27
Cimentaci ón	-2,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Max. Des. Rel. X (mm)	Irregularidad torsional en Y		<u>COMPROBACION</u> $\Delta_{max} > 1,3 * (\text{Prom. Des. Extr})$
	Condición	Verifica	
	Δ_{max}	Irregularidad	
4,57	12,15	5,86	No hay Irregularidad
4,88	12,15	6,18	No hay Irregularidad
5,28	12,15	6,63	No hay Irregularidad
5,78	12,15	7,17	No hay Irregularidad
6,30	12,15	7,74	No hay Irregularidad

8,08	14,18	9,10	No hay Irregularidad
8,37	13,50	9,24	No hay Irregularidad
7,27	12,15	7,87	No hay Irregularidad
0,00	0,00	0,00	No hay Irregularidad

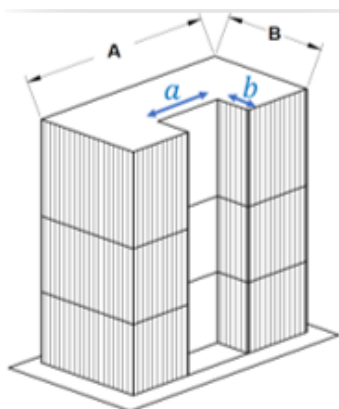
Fuente: Elaboración Propia

$$I_p = 0,00$$

b) Irregularidad de Esquinas Entrantes

Existe Irregularidad de Esquinas Entrantes cuando las dimensiones en ambas direcciones son mayores al 20% de la dimensión en planta

Gráfico 4:10 Esquinas Entrantes



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.27: Irregularidad de Esquinas Entrantes

PISO	a (m)	A (m)	b (m)	B (m)	Esquinas Entrantes			
					a/A	b/B	Verif. En A	Verif. En B
1	0,00	19,00	0,00	13,00	0,00	0,00	No tiene	No tiene
2	0,00	19,00	0,00	13,00	0,00	0,00	No tiene	No tiene
3	0,00	19,00	0,00	13,00	0,00	0,00	No tiene	No tiene
4	0,00	19,00	0,00	13,00	0,00	0,00	No tiene	No tiene
5	0,00	19,00	0,00	13,00	0,00	0,00	No tiene	No tiene

Fuente: Elaboración Propia

$$I_p = 0,00$$

Sumando todas las irregularidades tenemos:

$$I_a + I_p = 0,40 + 0,00 = 0,4$$

$$FIT = 1 - \sum I_a - \sum I_p$$

Según la expresión anterior tenemos $FIT = 1 - 0,4 = 0,6$

Este valor FIT será el valor con el que multipliquemos a la deriva permisible

4.3.4 Deriva

La deriva es la relación entre el máximo desplazamiento relativo de entrepiso y la altura de piso no debe ser mayor a la especificada en la tabla 5, $\Delta = 0,009$

$$\Delta = 0,009 * 0,6 = 0,0054$$

Este valor de la deriva reducido por un factor FIT es la deriva máxima que se pueden presentar en un entrepiso de la estructura y no deberá superarse.

Tabla 4.28: Desplomes Máximos

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas(1)	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Cubierta Ascensor	1 / 5563 (C13, ...)	1 / 3709 (C13, ...)	1 / 506 (C13, C14)	1 / 619 (C13, ...)
Cubierta	1 / 2455 (C1, ...)	1 / 3375 (C1, ...)	1 / 474 (C19, ...)	1 / 587 (C4, ...)
5to Piso	1 / 2725 (C1, ...)	1 / 3893 (C1, ...)	1 / 462 (C19, ...)	1 / 552 (C12)
4to Piso	1 / 3000 (C1, ...)	1 / 3858 (C1, ...)	1 / 443 (C19, ...)	1 / 510 (C4, ...)
3er Piso	1 / 3000 (C1, ...)	1 / 4500 (C1, ...)	1 / 422 (C19, ...)	1 / 466 (C4, ...)
2do Piso	1 / 3375 (C1, ...)	1 / 4500 (C1, ...)	1 / 410 (C19, ...)	1 / 429 (C4, ...)
1er Piso	1 / 3813 (C19, ...)	1 / 4750 (C15)	1 / 391 (C15)	1 / 377 (C4, ...)
Mezanine	1 / 3875 (C1, ...)	1 / 4715 (C6, C7)	1 / 398 (C19, ...)	1 / 370 (C4, ...)
Planta Baja	1 / 2700 (C1, ...)	1 / 5400 (C4, ...)	1 / 410 (C19, ...)	1 / 370 (C4, ...)
Notas: (1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.				

Fuente: Cypecad, 2025

Como se puede apreciar en el comentario estas distorsiones están mayoradas por la ductilidad, por un coeficiente de amplificación $C_d = 5$ obtenido según el tipo de sistema estructural adoptado

Tabla 4.29: Verificación de desplomes máximos

Situaciones sísmicas ⁽¹⁾			
Dirección X	Dirección Y	(δ / h) max	
0,0020	0,0016	0,0054	Cumple
0,0021	0,0017	0,0054	Cumple
0,0022	0,0018	0,0054	Cumple
0,0023	0,0020	0,0054	Cumple
0,0024	0,0021	0,0054	Cumple
0,0024	0,0023	0,0054	Cumple
0,0026	0,0027	0,0054	Cumple
0,0025	0,0027	0,0054	Cumple
0,0024	0,0027	0,0054	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

Como se puede observar ninguna distorsión supera el valor máximo de la deriva de 0,0054

4.3.5 Verificación de Cortante Basal

Datos

Suelo S2

$S_o = 0,095$

$F_a = 1,3$ $F_v = 1,28$

$I_e = 1$

$R = 6,5$ $C_d = 5$

$\Delta x = 0,0026 * C_d$ $\Delta y = 0,0027 * C_d$

$\Delta = 0,0005$ $\Delta = 0,00027$

$\Delta_{max} = 0,0054$ Cumple

$h = 19,90$ m

$C_t = 0,0466$ $x = 0,9$

$T_a = 0,69$ (s) Periodo Fundamental de la Estructura

$F_v * S_o = 0,12$

Coefficiente C_u

$C_u = 1,60$

$T_a \cdot C_u = 1,10$ El periodo fundamental no debe ser mayor a este valor

$T(x) = 1,10$ (s) Periodo del primer modo de vibrar X (Cypecad)

$T(y) = 1,06$ (s) Periodo del primer modo de vibrar Y (Cypecad)

Asumir:

$T_x = 1,10$

$T_y = 1,06$

$W_s = 18268,10$ kN Peso sísmico efectivo

- **Coefficiente de Respuesta Sísmica**

$$C_{s1} = \frac{2,5 \cdot F_a \cdot S_o}{R/I_e} = 0,0475 \quad \text{coeficiente de respuesta sísmica}$$

$$C_s \text{ NO debe exceder:} \quad C_{s \text{ x max}} = \frac{1,25 \cdot F_v \cdot S_o}{T_x \left(\frac{R}{I_e} \right)} =$$

$$0,0214 \text{ para } T_x = 1,10 < T_L = 3,93 \text{ s}$$

Cumple

$$C_{s \text{ x max}} = \frac{1,25 \cdot F_v \cdot S_o}{T_y \left(\frac{R}{I_e} \right)} =$$

$$0,0222 \text{ para } T_y = 1,06 < T_L = 3,93 \text{ s}$$

Cumple

$$C_{s \text{ x}} = 0,021 \quad C_{s \text{ y}} = 0,022$$

C_s No debe ser menor a:

$$C_{s \text{ min}} = 0,11 \cdot F_a \cdot S_o \cdot I_e = 0,0136 \text{ Coeficiente mínimo de respuesta sísmica}$$

$$C_{s \text{ min}} = 0,0136 > 0,01 \text{ Cumple}$$

$$0,021 \leq 0,021 \geq 0,01 \quad 0,022 \leq 0,022 \geq 0,014$$

cumple

cumple

- **Fuerza de Corte Basal Estático V_e**

$$V_{Ex} = C_s \cdot W_s = 387,75 \quad 0,65 \cdot V_e = 252,04$$

$$V_{Ey} = C_s \cdot W_s = 402,38 \quad 0,65 \cdot V_e = 261,55$$

- **Fuerza de Corte Basal Dinámico**

$$V_{dx} = 331,96 \text{ kN}$$

$$V_{dy} = 344,81 \text{ kN}$$

$$V_{dx} = 331,96 > 0,65 \cdot V_e = 252,04$$

$$V_{dy} = 344,81 > 0,65 \cdot V_e = 261,55$$

4.4 Alcance del Aporte Académico

Si bien el aporte académico implica la utilización de la NBDS 2023 el alcance del aporte académico es realizar un análisis comparativo de la variación de la cantidad de acero en el elemento columna en una estructura considerando las fuerzas sísmicas y sin considerar las fuerzas sísmicas.

Se mostrará un análisis comparativo en cuanto a porcentaje de variación acero, costos y el armado tipo de una columna sin considerar las fuerzas sísmicas

En el Capítulo 3 se realizó las verificaciones considerando una estructura sismo resistente tanto de la NB 1225001 Capitulo 18 como de la NBDS 2023

Tabla 4.30: Resumen de Acero de las Columnas armadas Con diseño sismorresistente

Resumen Acero Cuadro de Columnas	Long. Total (m)	Peso + 10% (kg)	Total
AH-500			
$\phi 6$	11587,20	2829,00	
$\phi 8$	321,60	140,00	
$\phi 16$	4830,00	8386,00	
$\phi 20$	789,70	2142,00	13497

Fuente: Cypecad 2025

Tabla 4.31: Resumen de Acero de las Columnas armadas Sin diseño sismorresistente

Resumen Acero Cuadro de Columnas	Long. Total (m)	Peso + 10% (kg)	Total
AH-500			
$\phi 6$	3828,80	935,00	
$\phi 8$	326,00	142,00	
$\phi 16$	2118,90	3679,00	

φ20	979,60	2657,00	
φ25	124,80	529,00	7942

Fuente: Cypecad 2025

Tabla 4.32: Análisis de Precios Unitarios del Acero

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Proyecto "Presupuesto General de Vivienda Unifamiliar"				Actividad N°		
Actividad : Acero Corrugado (fy = 500 MPa)				Cantidad : 7942,00		
Unidad : m3				Moneda . Bs		
Descripción			Unidad	Cantidad o Rendimiento	Precio Unitario	Costo Total
1 Materiales						
1	Acero Corrugado para Hormigón		kg	1,10	9,40	10,34
2	Alambre de Amarre		kg	0,05	10,00	0,50
Total Materiales						10,84
2 Mano de Obra						
1	Armador		hr	0,11	20,00	2,20
Sub total M.O.						2,20
Cargas Sociales 65% del sub total M. O.					55%	1,21
Impuestos IVA M.O. = 14,94% (del Sub Total de M. O. + Cargas Sociales)					15%	0,51
Total Mano de Obra						3,92
3 Equipo, Maquinaria y Herramientas						
Herramientas Menores 6% de la mano de obra					6%	0,24
Total Eq, Maq. y Herr.						0,24
4 Gastos Generales y Administrativos						
Gastos Generales 10% (1+2+3)					10%	1,50
5 Utilidad						
Utilidad 10% (1+2+3+4)					10%	1,65
6 Impuestos						
Impuestos I. T. 3,09% (1+2+3+4+5)					3,09%	0,56
Total Ítem Precio Unitario (Bs)						18,70

Fuente: Elaboración Propia

Como se puede apreciar tenemos un total de 18,70bs por cada unidad de kg de acero

Tenemos un costo del acero de:

$$\text{Costo de Acero en Bs} = 148.548,17$$

Sin considerar un diseño sismorresistente

Y un costo de:

$$\text{Costo de Acero en Bs} = 252.449,58$$

Considerando un diseño sismorresistente

Tenemos una variación del:

$$\text{Variación del Acero con sismo y sin Sismo (\%)} = 58,84$$

Tenemos una variación de más del 50% debido a que la estructura está diseñada para evitar que la estructura colapse.

La norma exige ciertas condiciones de desplazamiento (derivas) que se debe cumplir como también rigidizar la estructura para cuando un evento sísmico de cierta magnitud nuestra estructura no colapse.

Diseñar un edificio sismorresistente es fundamental para garantizar la seguridad de las personas y la integridad de las estructuras en zonas propensas a terremotos. A continuación, se presentan las razones clave para este tipo de diseño:

- **Minimización de Daños Estructurales:** Los edificios sismorresistentes están configurados para resistir las fuerzas generadas por los sismos, lo que ayuda a evitar daños severos en la estructura. Esto incluye la utilización de materiales y técnicas específicas que aumentan la resistencia
- **Disipación de energía:** Durante un sismo, se libera una gran cantidad de energía que debe ser absorbida por la estructura. Los diseños sismorresistentes permiten que los edificios se deformen de manera controlada, disipando esta energía y evitando daños catastróficos.

4.4.1 Principios Fundamentales del Diseño Sismorresistente

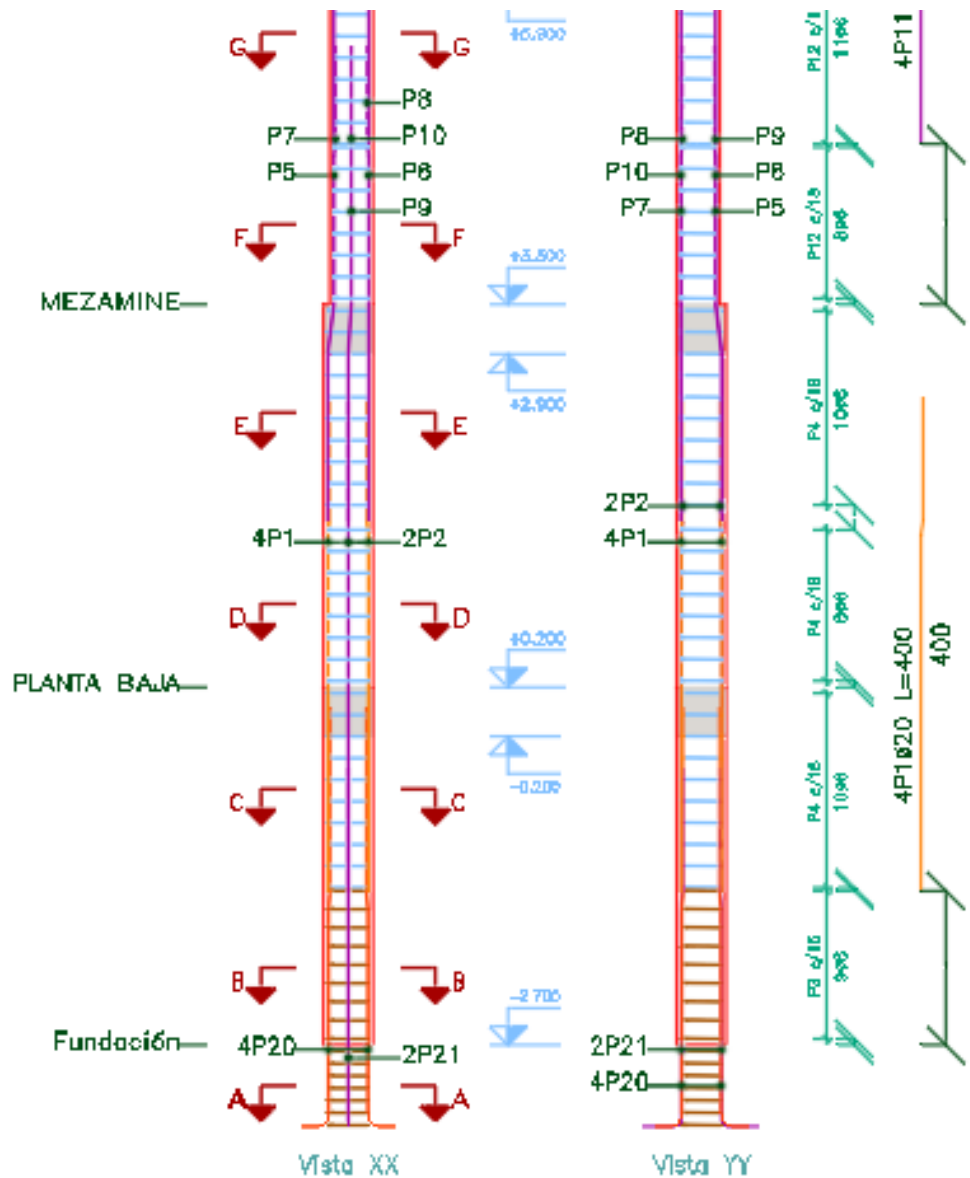
Distribución Adecuada de la Masa: Es crucial que el peso esté distribuido uniformemente en toda la estructura para minimizar los movimientos sísmicos. Elementos más pesados deben estar en la parte inferior.

Rigidez Lateral: Las estructuras deben ser lo suficientemente rígidas para resistir los movimientos laterales generados por un terremoto. Esto se logra mediante muros de corte, secciones de columnas sin reducir su dimensión en plantas superiores y otros elementos estructurales.

Conexiones Efectivas: Asegurar que todos los componentes estructurales estén bien conectados es vital para mantener la integridad durante un evento sísmico

Capacidad Dúctil: Los materiales utilizados deben permitir deformaciones sin romperse, lo que ayuda a absorber y disipar energía sísmica.

Gráfico 4:11 Armado tipo de una columna



Fuente: Cypecad 2025

En el grafico se puede observar separaciones de barras de 15cm, en este caso no se presenta las exigencias de un diseño sismo resistente de secciones de confinamiento.

Es posible reducir las secciones de la columna en el nivel superior, esto no fue posible en un armado con diseño sismorresistente debido a que incrementaban las derivas como a su vez el centro de masa se alejaba del centro de rigidez, por lo que no fue recomendable reducir las secciones de las columnas en los niveles superiores.

Además, se puede apreciar diámetros de columnas de 16mm en la mayoría de las columnas y no como en el otro caso donde teníamos diámetros de 20mm y como mínimo 16mm.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5 Conclusiones y Recomendaciones

5.1 Conclusiones

En el Diseño Estructural del “Edificio Multifamiliar en el Barrio Aranjuez” se llegó a las siguientes conclusiones:

- Se cumplió el objetivo principal de Realizar el “Diseño Estructural del Edificio Multifamiliar” aplicando el Proyecto de Norma NB 1225001.
- Se Cumplió el objetivo secundario de realizar los estudios de suelos a diferentes profundidades, pudiendo conocer la resistencia admisible del suelo aplicada en el diseño con un valor de 0.25 MPa.
- Se Cumplieron los objetivos secundarios de realizar el predimensionado y diseño estructural aplicando el programa Cypecad junto a sus respectivas comprobaciones manuales de los elementos más solicitados.
- En este proyecto existe un aumento de esfuerzos al pasar de hacer un análisis como estructura intraslacional a estructura traslacional, por lo cual se consideró como una estructura traslacional.
- La velocidad del Viento y otras acciones horizontales debe ser verificada adecuadamente por la normativa vigente más actual para evitar errores en su consideración.
- Mientras más cerca este un elemento estructural de su límite resistente, más cercanos serán los valores de las comprobaciones manuales con el cálculo del programa Cypecad.
- Se cumplió el objetivo secundario de realizar los planos estructurales de todos los elementos que componen el proyecto en cuestión.
- Se realizó las verificaciones manuales de los elementos estructurales aplicando las exigencias del Proyecto de Norma NB 1225001.
- Se concluyó que la diferencia entre verificaciones manuales y el programa Cypecad aplicando la norma NB, no tiene variaciones en el caso de vigas, columnas.
- Se elaboraron los cómputos métricos, presupuesto y cronograma de la obra, dando como resultado un presupuesto total de 9.226.365,19 Bs.

- Se realizó la comparación en la cantidad de acero considerando un diseño sismorresistente y sin sismorresistente donde se puede ver una variación de más del 50%. Esto debido a algunas exigencias en cuando a armaduras de confinamiento, cumplir con las derivas, que el cortante basal dinámico sea mayor al 65% del cortante estático y demás exigencias.

5.2 Recomendaciones

- Se recomienda iniciar el proyecto con un análisis de la arquitectura y sus características para realizar un buen esquema estructural como punto de partida para poder editar la estructura en base a como se vaya avanzando en el diseño, sobre todo en estructuras que no son simétricas y pueden ser susceptibles a errores cuando hay cambios en su geometría.
- Se recomienda realizar el estudio de suelos de la resistencia admisible del suelo mediante un SPT confinado, es decir sin realizar la excavación de la calicata para realizar el ensayo, solo introduciendo una barrena para extraer la muestra de suelo y tener resultados más exactos en resistencia.
- Se recomienda realizar un estudio de suelos cada metro de profundidad para conocer los estratos que lo componen y verificar que no hay variaciones en el tipo de suelo y su respectiva resistencia admisible, a una profundidad mínima que especifique la normativa de construcción que se aplique.
- Se recomienda hacer un análisis de las cargas no estructurales que pueden presentarse sobre las losas (como los muros), en base a los posibles cambios de uso que puede tener la estructura ya que es una situación muy común que debe preverse de ser posible porque las losas pueden sufrir grandes deformaciones por cargas que no fueron contempladas en su diseño.
- Se recomienda incluir el diseño de las instalaciones eléctricas y sanitarias necesarias para no tener un choque entre el diseño estructural y el diseño de instalaciones incurriendo en errores constructivos o daños a la estructura.
- Se debe considerar emplear una losa de cimentación como fundación alternativa estudiando su costo beneficio con respecto a las zapatas aisladas, considerando el

caso si el edificio de diseña para resistir las fuerzas sísmicas con un sistema estructural dual.

- Se recomienda realizar las respectivas verificaciones manuales de los elementos estructurales, principalmente para el diseño en hormigón armado para poder verificar que el refuerzo de acero colocado por el programa no esté en exceso y sea adecuado para las solicitudes que se presenten.
- Se recomienda uniformizar la geometría de los elementos estructurales cuando sea posible, para poder tener mejores planos constructivos finales.
- Se recomienda ser minucioso en el estudio de cargas, que, si bien se puede estar cumpliendo la normativa, el uso de la estructura en muchas ocasiones puede alejarse del propósito para el que se proyectó, por lo cual no se debe desestimar los posibles escenarios de cargas no contempladas.
- El cálculo estructural es muy profundo y complicado por lo cual se debe apoyar en bibliografías completas que tengan años de recorrido y buenas recomendaciones por los profesionales, para poder tener un sustento en el criterio con él que se evalúa un diseño estructural.
- Se recomienda incluir un sótano con muros de hormigón debido a que la estructura cuenta con una losa de fundación a 2.7m de profundidad. En esta alternativa de diseño estructural no incluye muros de hormigón para sótano debido a que no están contéplanos en los planos arquitectónicos.