

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

1.1. Problema

Bolivia reporta un alto índice de déficit habitacional cuantitativo y cualitativo. El 67,5 % de la población vive en áreas urbanas, concentradas principalmente en el eje metropolitano del país. Se estima que para el 2030, el 80 % de la población será urbana.

En este país, el déficit cualitativo se caracteriza por un alto grado de hacinamiento, aproximadamente el 30 %. Por otro lado, el 24 % de la población refleja que tres o más personas duermen en una sola habitación y se estima que el 31 % de la población vive en condiciones inadecuadas. Finalmente, el 64,8 % no cuentan con espacio suficiente en su vivienda (INE 2018).

El proyecto edificio multifamiliar se encuentra en etapa de Pre Inversión por lo que el problema es la falta de un cálculo y diseño estructural el mismo que se encontrará ubicado en el barrio 20 de enero de la provincia cercado del departamento de Tarija entre las calles Boyuibe y calle s/n.

1.1.1. Planteamiento

La familia Gutiérrez actualmente tiene su terreno, que cuenta con una infraestructura de un solo nivel, realizada de hormigón armado y losa de viguetas, esta vivienda donde habitan, se trata de una construcción informal que se construyó el año 2007, de forma que esta vivienda no cuenta con un diseño arquitectónico ni diseño estructural avalado por un profesional de la construcción (arquitecto e ingeniero).

De no darse solución y seguir la situación actual:

- La familia seguirá viviendo de forma inadecuada.
- no habrá posibilidad de ampliar el número de pisos del inmueble ya que se generaría mayor riesgo de colapso.

Para dar solución a este problema las alternativas que planteo son las siguientes:

- La primera alternativa es hacer un replanteo de la estructura actual y realizar una verificación de la capacidad resistente de esta estructura y definir cuántos niveles pueden aumentarse.
- La segunda alternativa es la demolición de la vivienda actual y realizar un cálculo del diseño estructural en base a un diseño arquitectónico.

1.1.2. Formulación

Con la construcción del “EDIFICIO MULTIFAMILIAR GUTIERREZ” y con ayuda de los planos arquitectónicos facilitados por la señora Guadalupe Aguirre de Gutiérrez, se dará solución a la necesidad de un cálculo estructural eficiente, seguro en cuanto a la comodidad y confort siguiendo la Norma CBH-87 vigente que cumplirá las condiciones requeridas. Por consiguiente, se ha planteado la alternativa: **“Construcción del Edificio Multifamiliar Gutiérrez”** como solución; la misma cuenta con diseño arquitectónico, levantamiento topográfico y un estudio de suelos.

1.1.3. Sistematización

Con la alternativa definida: **“Construcción del Edificio Multifamiliar Gutiérrez”**, y con un análisis técnico y económico en el estudio del perfil de las estructuras de sustentación para la infraestructura, se ha determinado realizar lo siguiente:

- Estructura de Cimentación con zapatas aisladas de H°A°, y Zapata corrida de H°A° para los muros de contención del semisótano.
- Estructura de sustentación de losas planas apoyadas en columnas.
- Estructura de sustentación para separación de niveles con losa reticular de H°A°.
- Estructura de sustentación para la cubierta de losa reticular y cubierta de teja para la zona del quincho.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

Realizar el Diseño Estructural del “**Edificio Multifamiliar Gutiérrez**”, de la ciudad de Tarija, aplicando la norma CBH-87, para satisfacer la necesidad de una infraestructura segura, estable y confortable.

1.2.2. Específicos

- Realizar el estudio topográfico del lugar de emplazamiento.
- Validar los resultados del estudio de suelos y la resistencia admisible del terreno de fundación de la estructura.
- Analizar y determinar el esquema estructural de la edificación en concordancia con el plano arquitectónico.
- Analizar y determinar las cargas muertas y vivas sobre cada ambiente, para tener conocimiento del caso más desfavorable de funcionamiento de la estructura y evitar posteriores daños en la estructura.
- Realizar el diseño manual de los elementos más solicitados del proyecto y emplear el software CYPECAD para realizar la verificación de los resultados.
- Generar los planos estructurales a detalle con el software CYPECAD.
- Determinar el costo de la parte de la obra gruesa de la edificación, con ayuda del correspondiente análisis de precios unitarios de los ítems considerados.
- Definir las especificaciones técnicas del proyecto.
- Elaborar un plan de ejecución y el cronograma de trabajo del proyecto y estimar el tiempo de ejecución del mismo.

1.3. Justificación

1.3.1. Académica

El desarrollo del siguiente “Proyecto de Grado” tiene como fin cumplir con los requisitos para el proceso de titulación, para ello se deberá estar en condición de diseñar y emprender un proyecto de investigación, aplicando los conocimientos académicos adquiridos con las materias cursadas y los elementos conceptuales y técnicos obtenidos con el estudio, acerca del diseño de estructuras desarrollando el criterio apropiado.

1.3.2. Técnica

A medida que pasa el tiempo, las metodologías de construcción avanzan de manera muy significativa, es por ello que se hace indispensable el uso de las normas, métodos de análisis y herramientas computacionales actualizadas.

- Se usará el programa CYPECAD para el diseño y cálculo de estructuras de Hormigón Armado, realizando la respectiva verificación manual de los resultados para garantizar la estabilidad de la estructura.
- Se hará uso de las normas vigentes que proporcionan estudios detallados sobre los materiales que intervienen en la construcción, de modo que brindan mayor información sobre sus características, lo cual permite efectuar un cálculo más preciso y exacto.

1.3.3. Social

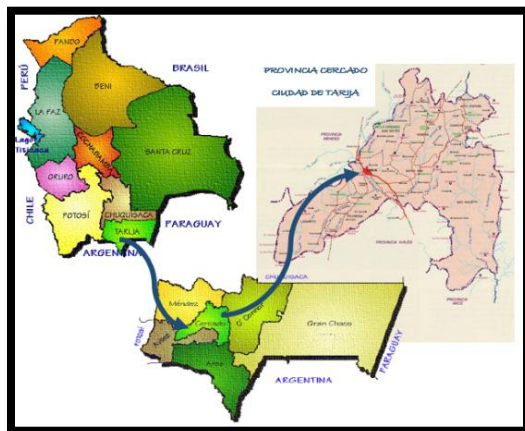
El diseño estructural del proyecto será entregado al propietario del inmueble (señora Guadalupe Aguirre de Gutiérrez) el cual posteriormente tendrá la posibilidad de llevarlo a cabo. El mismo será de gran beneficio a las personas que habitan en el predio, satisfaciendo las necesidades, brindando ambientes cómodos y adecuados a los miembros de la familia Gutiérrez que habitan en el inmueble.

1.4. Marco de Referencia

1.4.1. Espacial (Ubicación del proyecto)

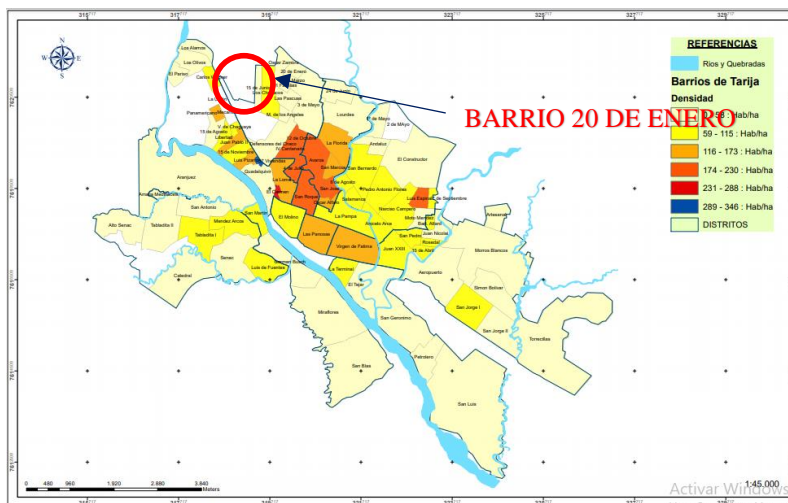
El proyecto se encuentra en el barrio 20 de Enero, entre las calles Boyuibe y calle sin nombre en zona Las Barrancas en la provincia Cercado del departamento de Tarija con coordenadas 320313,44 m E y 7620998,80 m S. con COD. CATASTRAL 16-87-5-0-0-0.

Figura 1.1 Mapa de Bolivia, Departamento de Tarija y Provincia Cercado



Fuente: Internet (www.educa.com.bo)

Figura 1.2 Mapa del Municipio de Cercado-Tarija con la Ubicación de sus Barrios.



Fuente: Internet (www.Scribd.com)

Figura 1.3 Imagen Satelital del emplazamiento del Proyecto en el Barrio 20 de Enero.



Fuente: GOOGLE Earth.

1.4.2. Servicios básicos existentes

La actual vivienda cuenta con un sistema de agua potable y alcantarillado sanitario municipal, energía eléctrica, asimismo existe servicio de recolección de basura por un carro basurero municipal, que recoge los desechos sólidos tres veces por semana y por último dispone con red de wifi. En este apartado el área de influencia del proyecto cuenta con los servicios anteriormente citados.

- ✓ Servicios de Agua Potable y alcantarillado
- ✓ Servicios de Electricidad
- ✓ Teléfono
- ✓ Aseo urbano
- ✓ Wifi de Entel

1.4.3. Tiempo de vida útil del proyecto

El diseño final del proyecto a llevarse a cabo tiene estimado una vida útil de 40 años como mínimo. Está diseñado para una proyección futura, tomando en cuenta el crecimiento poblacional; además de garantizar una estructura estable de acuerdo a los materiales que se emplearán para su ejecución.

1.5. Alcance

El proyecto contempla el “Diseño Estructural del Edificio Multifamiliar Gutiérrez” en la ciudad de Tarija, en el cual se desarrolla lo siguiente:

- Topografía.
- Estudio de suelos y validación.
- Idealización de estructura.
- Cálculos estructurales.
- Verificación de sus elementos.

Al tratarse de un diseño estructural, el contenido del informe final contempla:

- Antecedentes.
- Marco teórico.
- Ingeniería del proyecto.
- Aporte académico.
- Conclusiones y recomendaciones.
- Bibliografía.
- Anexos (presupuesto, cronograma y planos estructurales).

1.5.1. Restricciones

Cabe aclarar que dentro de las restricciones se tiene las siguientes:

- No se hizo un diseño sismorresistente.
- No se diseñó redes de servicio (agua potable, red eléctrica y alcantarillado).
- No se tomó en cuenta la obra fina y acabados.

En consecuencia, el presupuesto no contempla estos ítems.

1.5.2. Aporte académico

Realizar el análisis y diseño estructural de los muros de hormigón armado, para el semisótano del Edificio Multifamiliar Gutiérrez.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Levantamiento Topográfico

El levantamiento topográfico consiste en llevar a cabo la descripción de un terreno en concreto. Mediante el levantamiento topográfico, se realiza un escrutinio de una superficie, incluyendo tanto las características naturales de esa superficie como las que haya hecho el ser humano.

Con los datos obtenidos en un levantamiento topográfico se pueden trazar mapas o planos en los que se describen las diferencias de altura de los relieves o de los elementos mediante las curvas de nivel, que se encuentran en el lugar donde se realiza el levantamiento. El método de las curvas de nivel es el empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, porque permite determinar, en forma sencilla y rápida, la cota o elevación de cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno.

2.2. Estudio de Suelos

Las propiedades geotécnicas del suelo, como la distribución del tamaño del grano, la plasticidad, la compresibilidad y la resistencia por cortante, pueden ser determinadas mediante apropiadas pruebas de laboratorio. Recientemente, se ha puesto énfasis en la determinación in situ de las propiedades de resistencia y deformación del suelo, debido a que así se evita la perturbación de las muestras durante la exploración de campo.

En el sentido general de la ingeniería, “suelo” se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. El suelo se usa como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil y sirve para soportar las cimentaciones estructurales. Por esto, se deben estudiar las propiedades del suelo, tales como origen, distribución granulométrica, capacidad para drenar agua, compresibilidad, resistencia cortante, capacidad de carga, y otras más.

Dichas propiedades se traducen en:

- Distribución Granulométrica
- Límites de Atterberg
- Clasificación de los suelos (según S.U.C.S.)
- Esfuerzos permisibles en la masa del suelo

Distribución Granulométrica

En cualquier masa de suelo, los tamaños de los granos varían considerablemente. Para clasificar apropiadamente un suelo se debe conocer su distribución granulométrica. La distribución granulométrica de suelos de grano grueso es generalmente determinada mediante análisis granulométrico por mallas. Para suelo de grano fino, la distribución granulométrica puede obtenerse por medio del análisis granulométrico con el hidrómetro.

Análisis Granulométrico Por Mallas

Un análisis granulométrico por mallas se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, bien pulverizado y pasándolo a través de una serie de mallas cada vez más pequeñas y con una charola en el fondo. La cantidad de suelo retenido en cada malla se mide y el porcentaje acumulado de suelo que pasa a través de cada malla es determinado. Este porcentaje es generalmente denominado el "porcentaje que pasa".

Límites de Tamaños para Suelos:

Independientemente del origen del suelo, los tamaños de las partículas, que conforman un suelo, varían en un amplio rango. Los suelos en general son llamados grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas. Para describir los suelos por el tamaño de sus partículas, varias organizaciones desarrollaron límites de tamaño de suelo separado.

La Tabla 2.1 presenta los límites de tamaño recomendados en el sistema de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y el Sistema

Unificado de Clasificación de Suelos Unified Soil Classification System (Corps of Engineers, Department of the Army y Bureau of Reclamation).

Tabla 2.1 Límites de Tamaño de Suelos Separados

Sistema de Clasificación	Tamaño del Grano (mm)
Unificado	Grava: 75 mm a 4.75 mm Arena: 4.75 mm a 0.075 mm Limo y Arcilla (finos): <0.075 mm
AASHTO	Grava: 75 mm a 2 mm Arena: 2 mm a 0.05 mm Limo: 0.05 mm a 0.02 mm Arcilla: < 0.002 mm

Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones de "Braja M. Das".

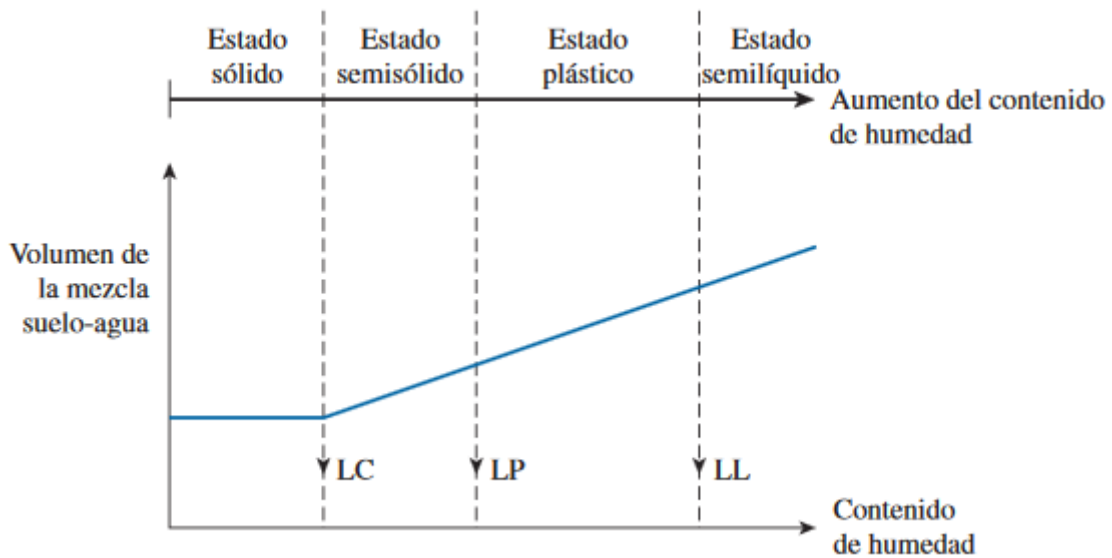
Límites de Atterberg:

A principios de 1900, un científico sueco, Albert Mauritz Atterberg, desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con contenidos variables de agua. A muy bajo contenido de agua, el suelo se comporta más como un sólido frágil. Cuando el contenido de agua es muy alto, el suelo y el agua fluyen como un líquido.

Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, éste puede fluir como un semilíquido. Si el suelo es secado gradualmente, se comportará como un material plástico, semisólido o sólido, dependiendo de su contenido de agua. El contenido de agua, en porcentaje, en el que la transición de estado sólido a semisólido tiene lugar, se define como el Límite de Contracción (LC). El contenido de agua en el punto de transición de estado semisólido a plástico es el Límite Plástico (LP), y de

estado plástico a líquido es el Límite Líquido (LL). Estos límites se conocen también como Límites de Atterberg.

Figura 2.1 Definición de los Límites de Atterberg



Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones de "Braja M. Das".

- El límite líquido de un suelo es determinado por medio de la copa de Casagrande (Designación de prueba D -4318 de la ASTM) y se define como el contenido de agua con el cual se cierra una ranura de $\frac{1}{2}$ pulgada (12.7 mm) mediante 25 golpes.
- El límite plástico se define como el contenido de agua con el cual el suelo se agrieta al formarse un rollito de $\frac{1}{8}$ pulgada (3.18 mm) de diámetro (Designación de prueba D -4318 de la ASTM).
- El límite de contracción se define como el contenido de agua con el cual el suelo no sufre ningún cambio adicional de volumen con la pérdida de agua (Designación de prueba D -427 de la ASTM).

El índice de plasticidad (PI) es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo:

$$IP = LL - LP$$

Sistema de Clasificación de Suelos:

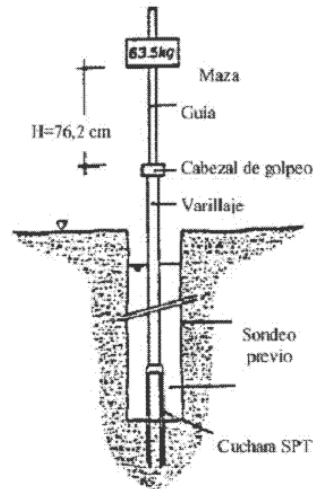
Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada.

Los dos sistemas principales de clasificación actualmente en uso son: (1) El Sistema AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y (2) el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Unified Soil Classification System). El sistema de clasificación AASHTO se usa principalmente para la clasificación de las capas de carreteras. No se usa en la construcción de cimentaciones.

2.2.1. Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

En esta práctica se desarrollará el método comúnmente utilizado en el proceso de exploración de obras verticales, el cual se denomina Ensayo de Penetración Estándar (SPT). Mediante este ensayo se obtiene el número de golpes por pie de penetración (N), con el cual se puede determinar la capacidad portante admisible del suelo a distintas profundidades.

Figura 2.2 Ensayo de penetración SPT



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica Brajam M. Das

El método permite obtener muestras alteradas en forma continua, las cuales se trasladan al laboratorio para efectuarle los ensayos básicos de clasificación, con lo cual se puede definir la secuencia estratigráfica del sitio en estudio.

Los resultados de las pruebas realizadas en laboratorio muestran que la resistencia a la penetración depende de diversos factores distintos de la compacidad relativa; la resistencia a la penetración es función de la presión de confinamiento del tipo de suelo.

Presión admisible:

Terzaghi y Peck han dado los valores de capacidad portante en función de N; incluso han dibujado los ábacos que dan directamente la presión admisible con un coeficiente de seguridad 3 en zapatas empotradas o superficiales. En medios cohesivos, tras numerosas experiencias comparativas propusieron relacionar N con la consistencia de las arcillas y con su resistencia a compresión simple medida en Laboratorio sobre una muestra inalterada.

A continuación, la tabla precisa estas relaciones:

Tabla 2.2 Relación de Resistencia para las Arcillas

N	Consistencia de la Arcilla	Resistencia a Compresión Simple kg/cm ²
2	Muy Blanda	0,25
2 - 4	Blanda	0,25 - 0,50
3 - 8	Media	0,5 - 1
8 - 15	Compacta	1 - 2
15 - 30	Muy Compacta	2 - 4
30	Dura	4 - 8

Los mismos autores proponen para las arenas las relaciones que se indican:

Tabla 2.3 Relación de Resistencia para las Arenas

N	Compacidad de la Arena
0 - 4	Muy Suelta
4 - 10	Suelta
	Medianamente
10 - 30	Compacta
30 - 50	Densa
Más de 50	Muy Densa

Teniendo la información del tipo de suelo y el número de golpes obtenidos del ensayo SPT se utiliza la Tabla 2.2 o Tabla 2.3⁽⁺⁾. Según el tipo de suelo al que corresponda, se obtiene la capacidad portante del suelo de fundación.

2.3. Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico tiene como fin un objetivo, satisfacer las demandas por espacios habitables, tanto en lo estético, como en lo tecnológico. Presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos de arquitectura. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno

⁽⁺⁾ Información proporcionada por el Laboratorio de Suelos y Hormigones de la UAJMS Facultad de Ciencias y Tecnología.

físico y la construcción. La responsabilidad de la Arquitectura corresponde a un arquitecto competente. El diseño arquitectónico influye en el planteo estructural.

2.4. Idealización de las estructuras

Para un cálculo con relativa sencillez y exactitud en las diferentes partes de una estructura, es necesario representar la estructura de una manera sencilla de análisis. Así, los componentes estructurales tienen ancho y espesor. Además, las fuerzas concentradas rara vez actúan en un punto aislado; generalmente se distribuyen sobre áreas pequeñas. Sin embargo, si estas características se consideran con detalle, el análisis de una estructura será muy difícil o imposible de realizar.

El proceso de reemplazar una estructura real por una simple susceptible de análisis se llama idealización estructural. A menudo, las líneas localizadas a lo largo de las líneas centrales de las componentes representan a los componentes estructurales. El croquis de una estructura idealizada de esta manera se llama diagrama de líneas.

Si bien el uso de diagramas de líneas simples para el análisis de estructuras no conducirá a un análisis perfecto, los resultados suelen ser aceptables. Sin embargo, a veces el analista podrá tener dudas acerca de qué diagrama de líneas o qué modelo exacto usar para el análisis de una estructura particular.

Análisis y Diseño Estructural:

La aplicación de cargas a una estructura hace que la estructura se deforme. Debido a la deformación, se originan diferentes fuerzas en los componentes que constituyen la estructura. En este sentido, se denomina análisis estructural al cálculo de la magnitud de estas fuerzas, así como de las deformaciones que la causaron, lo cual es un tema muy importante para la sociedad.

El diseño estructural incluye la disposición y el dimensionamiento de las estructuras y de sus partes, de manera que soporten en forma satisfactoria las cargas a las cuales puedan estar sujetas. En particular, el diseño estructural implica lo siguiente: la disposición general del sistema estructural; el estudio de los posibles tipos o formas estructurales que representen soluciones factibles; la consideración de las condiciones

de carga; el análisis y el diseño estructural preliminares de las soluciones posibles; la selección de una solución y el análisis y el diseño estructural final de la estructura. El diseño estructural también incluye la preparación de planos.

De acuerdo a lo descrito anteriormente, se realiza un análisis de las estructuras que contempla el proyecto, como sigue a continuación:

2.5. Normas de Diseño de los elementos estructurales

Construcciones de Estructuras:

CBH: 1987 Norma boliviana del hormigón armado. Por Decreto Supremo N° 17684 de 7 de octubre de 1980, se crea la Comisión Permanente del Hormigón Armado, que se encarga de redactar la CBH-87, con los avances científicos y tecnológicos en el campo del hormigón, haciendo uso de las recomendaciones de los sectores interesados en este tipo de obras y de los Grupos de Trabajo que se han creado para este fin.

2.6. Método de Diseño

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite, consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura correspondiente a la situación límite en estudio. Comparando estas dos magnitudes, siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior a la respuesta correspondiente al estado límite, podrá afirmarse que está asegurando el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

En consecuencia, el proceso de cálculo a emplear, según la norma, para este proyecto en los elementos estructurales, consiste en:

- Obtención del efecto S_d de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.
- Obtención de la respuesta R_d de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.
- El criterio de aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

La denominación de estados límites últimos engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura, ya que por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

Hormigones

Las características de calidad exigidas al hormigón se detallarán en el Pliego de Especificaciones Técnicas, siendo necesario, en todos los casos, indicar los datos relativos a su resistencia a compresión, a su consistencia y al tamaño máximo del árido.

Propiedades del Hormigón

Resistencia: Los hormigones se tipifican de acuerdo a su resistencia a compresión a los 28 días, en probetas cilíndricas normales.

Consistencia: La consistencia del hormigón será la necesaria para que, con los métodos de puesta en obra y compactación previstos, el hormigón pueda rodear las armaduras en forma continua y rellenar completamente los encofrados sin que se produzcan coqueras.

Las distintas consistencias y los valores límites de los asentamientos correspondientes, medidos en el cono de Abrams de acuerdo con el método del ensayo son los siguientes:

Tabla 2.4 Asentamientos Admisibles

Consistencia	Asentamiento en cm	Tolerancia en cm
Seca	0-2	0
Plástica	3-5	+1
Blanda	6-9	+1
Fluida	10-15	+2

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Aceros

Generalidades

Las armaduras para el hormigón serán de acero y estarán constituidas por:

- Barras lisas.
- Barras corrugadas.
- Mallas electro soldadas.

Por lo que, se debe considerar las características geométricas, mecánicas, ductilidad y adherencia de las armaduras como así su aptitud al soldeo.

Características Geométricas

Las barras empleadas en el diseño del hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales, expresados en mm.

Tabla 2.5 Diámetros y áreas de aceros (Barras lisas y corrugadas)

Diámetro (mm)	4	6	8	10	12	16	20	25	32	40	50
Área (cm ²)	0.126	0.283	0.503	0.785	1.131	2.011	3.142	4.909	8.042	12.56	19.63

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Características mecánicas

Las barras empleadas en el diseño del hormigón armado deben ajustarse a la característica mecánica de límite de fluencia de 5000 kg/cm².

Adherencia entre Hormigón y Acero

La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: el de asegurar el anclaje de las barras y el de transmitir las tensiones tangenciales periféricas que aparecen en la armadura principal, como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

Armaduras

Anclaje

Los anclajes extremos de las barras se hacen por gancho, patilla, prolongación recta o cualquier otro procedimiento, garantizado por la experiencia y que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón, sin peligro para éste.

La longitud de anclaje por prolongación recta, l_b , tanto en tracción como en compresión, se puede calcular a partir de la tensión de adherencia f_{bd} , simplemente calculando la longitud necesaria para anclar por adherencia la fuerza $A_s f_{yd}$ que puede ejercer la barra:

$$l_b = \frac{\varnothing f_{yd}}{4 f_{bd}}$$

Barras en posición I:

$$l_b = m_1 \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \varnothing \leq 15 \text{ cm}$$

Barras en posición II:

$$l_b = 1,4 \cdot m_1 \varnothing \leq \frac{f_{yk}}{14} \varnothing \leq 15 \text{ cm}$$

Donde:

l_b = Longitud de anclaje por prolongación recta, en cm.

f_{yk} = Límite elástico característico del acero, en N/mm^2 .

\varnothing = Diámetro de la barra, en cm.

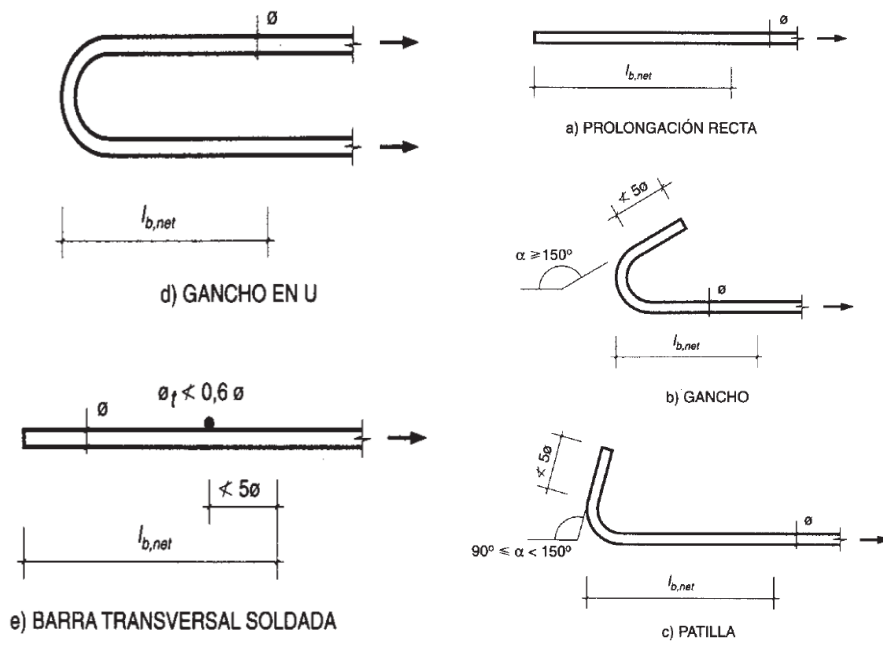
m_1 = Valores dados en la tabla 9.6¹

$m_2 = 1,4 m_1$

En la figura 6 se indican las longitudes prácticas de anclaje de barras corrugadas, con los valores de los coeficientes m .

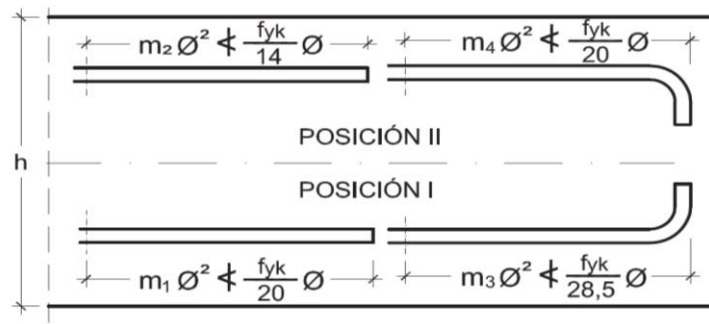
¹ Hormigón Armado 15ª Edición, Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán Cabré, Juan Carlos Arroyo Portero

Figura 2.3 Formas de Anclajes



Fuente: Hormigón Armado de “Pedro Jiménez Montoya”, (14ª Ed.)

Figura 2.4 Longitud de Anclaje (\varnothing en centímetros)



Fuente: Hormigón Armado de “Pedro Jiménez Montoya”, (14ª Ed.)

Tabla 2.6 Longitudes de anclaje para barras corrugadas aisladas, valores de los coeficientes m

Hormigón f_{ck} (N/mm ²)	Acero B 400 S y B 400 SD				Acero B 500 S y B 500 SD			
	m_1	m_2	m_3	m_4	m_1	m_2	m_3	m_4
20	14	20	10	14	19	27	13	19
25	12	17	8	12	15	21	11	15
30	10	14	7	10	13	18	9	13
35	9	13	7	9	12	17	9	12
40	8	12	6	8	11	16	8	11
45	7	11	5	7	10	15	7	10
50	7	10	5	7	10	14	7	10

Fuente: Hormigón Armado de “Pedro Jiménez Montoya”, (14ª Ed.)

Anclaje de grupos de barras

El anclaje de los grupos de barras debe hacerse por prolongación recta. Si todas las barras del grupo dejan de ser necesarias en la misma sección (por ejemplo, anclaje de las barras de tracción de una pieza en voladizo, a partir de la sección de empotramiento), la longitud de anclaje será, como mínimo:

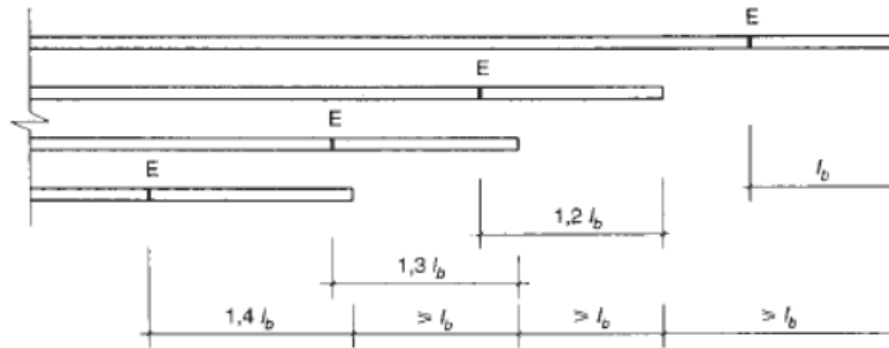
- 1,3 lb para grupos de dos barras.
- 1,4 lb para grupos de tres barras.
- 1,6 lb para grupos de cuatro barras.

Siendo lb la longitud de anclaje correspondiente a una barra aislada.

Si las barras del grupo dejan de ser necesarias en secciones diferentes, la longitud de anclaje de cada barra será, como mínimo:

- 1,2 lb si va acompañada de una sola barra.
- 1,3 lb si va acompañada de dos barras.
- 1,4 lb si va acompañada de tres barras.

Figura 2.5 Anclaje de grupos de barras



FUENTE: Hormigón Armado 15ª Edición, Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán Cabré, Juan Carlos Arroyo Portero

Empalmes

Los empalmes pueden realizarse por traslapeo o por soldadura. Se admiten también otros tipos de empalme, con tal de que los ensayos con ellos demuestren que esas uniones poseen, permanentemente, una resistencia a la rotura, no inferior a la de la menor de las dos barras empalmadas y que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1 mm.

Adherencia

Para garantizar tanto la adherencia suficiente entre la armadura y el hormigón circundante como la tensión tangencial de adherencia producida por el esfuerzo cortante de cálculo en una viga de canto útil d , con armadura compuesta de n barras, cada una de perímetro u , tiene que cumplirse la limitación.

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9d.n.u} \leq \tau_{bd}$$

Siendo:

τ_{bd} = Resistencia de cálculo para adherencia.

Distancia entre Barras

La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda los valores que se indican a continuación:

- Dos centímetros
- El diámetro de la barra más gruesa
- 1.25 veces el tamaño máximo del árido

Distancia a los Paramentos: El objetivo del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aún que su espesor. Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes que se recomiendan a continuación:

- a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.
- b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer de un mayor recubrimiento, y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento para sujetar el hormigón del mismo.

El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1,5cm.

Tabla 2.7 Recubrimientos Mínimos

Elementos	Recubrimiento (cm)
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1,5
Para vigas y pilares al aire libre	2
Para piezas en contacto con el suelo	3
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4

Fuente: Formulario de Hormigón Armado, del “Ing. Mostajo Víctor”.

Doblado de las Armaduras

El doblado de la armadura debe comprobar las características plásticas del acero, en las piezas de hormigón armado las barras deben doblarse con radios más amplios de los utilizados en dicho ensayo, para no provocar una perjudicial concentración de tensiones en el hormigón de la zona del codo. En este sentido, conviene advertir que las tracciones transversales que tienden a desgarrar el hormigón suelen ser más peligrosas que las compresiones originadas directamente por el codo.

Las operaciones de doblado deben efectuarse en frío y a velocidad moderada.

Tabla 2.8 Diámetro mínimo de doblado de barras

Clase de barras corrugadas	Ganchos y patillas		Barras levantadas o curvadas	
	Diámetro de la barra \emptyset		Diámetro de la barra \emptyset	
	$< 20 \text{ mm}$	$\geq 20 \text{ mm}$	$\leq 25 \text{ mm}$	$> 25 \text{ mm}$
B 400 S y B 400 SD	4 \emptyset	7 \emptyset	10 \emptyset	12 \emptyset
B 500 S y B 500 SD	4 \emptyset	7 \emptyset	12 \emptyset	14 \emptyset

Fuente: *Hormigón Armado de “Pedro Jiménez Montoya”, (14ª Ed.)*

2.6.1. Coeficientes de Seguridad

En los métodos de cálculo desarrollados en esta norma, la seguridad se introduce a través de coeficientes: minoración (de la resistencia del hormigón y de la resistencia de acero) y otros de ponderación de las cargas y acciones en general.

Estados límites últimos

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad para el estudio de los estados límites últimos son los siguientes:

Tabla 2.9 Estados límites últimos – Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0,10

Fuente: Norma Boliviana CBH – 87, Hormigón Armado

Hipótesis de Carga

Para cada fase de comprobación y para cada estado límite tratado se considerarán las dos hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberá tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

$$\text{HIPÓTESIS I} \quad \gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$$

$$\text{HIPÓTESIS II} \quad 0,90(\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0,90 \cdot \gamma_{fq} \cdot W$$

$$\text{HIPÓTESIS III} \quad 0,80(\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + W + F_{eq}$$

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

Q: Valor característico de las cargas variables de explotación, de granizo, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto la sísmica.

W: Valor característico de la carga del viento.

2.7. Diseño de Elementos Estructurales

Armadura mínima

Según la norma CBH-87 se recomienda la armadura mínima para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos, los valores de la siguiente tabla son

gobernantes hasta hormigones con $f_{cd}=300 \text{ kg/cm}^2$ dado que después para la armadura mínima gobierna la ecuación (falla frágil).

En la tabla 2.10, se indican los valores de las cuantías geométricas mínimas de armaduras, que deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función del tipo de acero utilizado.

Tabla 2.10 Cuantías geométricas mínimas, referidas a la sección total de hormigón, en tanto por mil

Elemento	Posición	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares (*)		8	6	5	4
Losa (**)		2	1,8	1,5	1,4
Vigas (***)		5	3,3	2,8	2,3
Muros(****)	Horizontal	2,5	2	1,6	1,4
	Vertical	1,5	1,2	0,9	0,8

Fuente: Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado

2.7.1. Diseño de losas

2.7.1.1. Losa Reticular

Las losas reticulares están conformadas con casetones en filas de viguetas o nervios de hormigón perpendiculares entre sí con cabezales macizos sobre las columnas (los cuales son necesarios para proveer resistencia al corte) y vigas de borde.

La norma boliviana del hormigón armado CBH-87 establece que:

Los nervios: Son elementos encargados de transmitir las acciones a los soportes. La separación entre nervios puede ser variable en función del diseño estructural: la separación máxima de 100 cm y el ancho de nervio de 10 cm y 15 cm (artículo 37.2.4 de EH08), pero no menor a 7 cm (CBH-87).

Capa de compresión: Las losas reticulares o aligeradas deberán disponer de una capa de compresión no inferior a 5 cm y ésta deberá disponer de una armadura de reparto en malla.

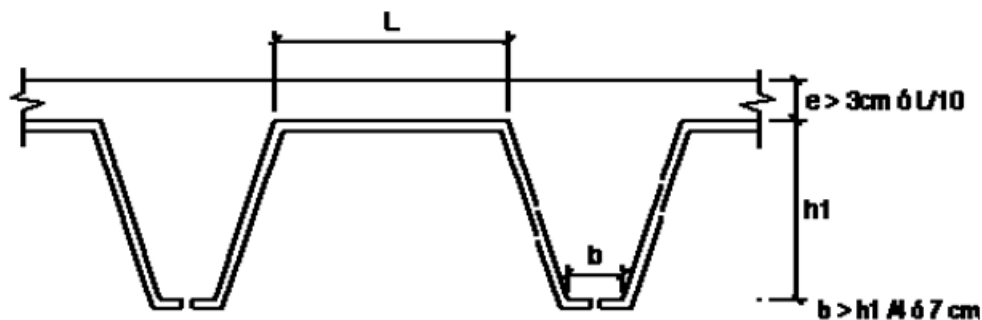
Canto de la losa: El canto óptimo de losa aligerada debe disponer de un canto total de espesor constante no inferior a $L/24 \leq h_{LR} \leq L/20$, siendo L la luz de cálculo mayor entre los soportes y deberá ser superior a 25 cm.

Pilar: La menor dimensión de la sección transversal del pilar no deberá ser inferior a 25 cm.

Dimensiones de las losas nervadas

Los nervios deben tener las siguientes limitaciones dimensionales de acuerdo a la norma boliviana CBH-87 en el punto 9.4.5.3.

Figura 2.6 Restricciones de dimensiones para losa reticular



Fuente: Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado

Dimensionamiento de secciones placas en T o L

➤ Anchura eficaz de la cabeza

La anchura eficaz b_e , de la cabeza de compresión de una viga T, simplemente apoyada, sometida a una carga uniformemente repartida, se tomará en función de la anchura real b, sacado de tablas, según se trate de vigas aisladas o múltiples respectivamente.

Si sobre la viga actúa una carga concentrada en una zona de amplitud «a» en la dirección de la luz, los valores dados por las tablas deberán multiplicarse por el factor de reducción k, dado en la tabla 3.6: Vigas T múltiples, valores de los coeficientes k de la Norma Boliviana (CBH-87).

En todos los casos y a efectos de determinar la anchura eficaz de la cabeza, deben tenerse en cuenta además las observaciones siguientes:

1. Los valores indicados en las tablas son válidos también para cargas triangulares, parabólicas o sinusoidales, así como para el caso de momentos constantes.
2. Las tablas son igualmente aplicables al caso de vigas continuas, considerando como valor de la luz la distancia que resulte, para cada estado de carga, entre puntos de momento nulo.
3. En las proximidades de un apoyo, la anchura eficaz de la cabeza de compresión, a cada lado del nervio, $0,5 \cdot (b_c - b_w)$, no será superior a la distancia entre apoyo y sección considerada.
4. En el caso de piezas T provistas de cartelas de anchuras b_c y altura h_c , se sustituirá la anchura real b_w , del nervio, por otra ficticia b_w .

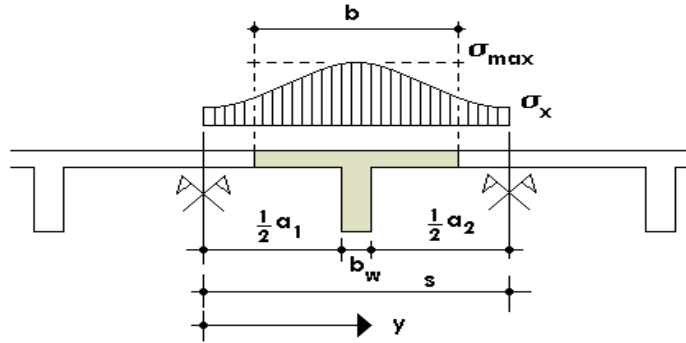
$$b'_w = b_w + 2b_c \quad \text{Si } b_c < h_c \quad \text{o} \quad b'_w = b_w + 2h_c \quad \text{Si } b_c \geq h_c$$

➤ Viga T aislada

Anchura de la cabeza de compresión $b_1 = \frac{be-bw}{2}$ que debe tomarse a uno y otro lado del nervio, en centro luz, cuando la viga esté sometida a carga uniformemente repartida¹.

¹ MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 16 Secciones T. En 16.1.- Generalidades. P 309-311.

Figura 2.7 Transmisión de cargas de nervio a placa



Fuente: Hormigón Armado de "Jiménez Montoya" (14ª. ed.).

El ancho de colaboración o ancho efectivo depende de:

- La forma de la carga: uniforme, puntual directa o indirecta.
- Las condiciones de apoyo: viga simple, viga continua o en voladizo.
- La forma de la sección: vigas T simétricas o asimétricas.
- Relación entre espesor del ala y altura del nervio.
- Las condiciones de borde de la placa: empotramiento perfecto o no.
- La luz de la viga (l); y la distancia entre nervios (a).

Para vigas T simétricas (con alas de ambos lados), se considera el menor valor de b entre:

$$b \leq \frac{luz}{4} \qquad b \leq b_w + 16h_f \qquad b \leq b_w + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2}$$

Siendo (a) la distancia libre hasta las vigas más cercanas a ambos lados.

Para vigas L (con ala de un solo lado), se considera el menor valor de "b" entre:

$$b \leq \frac{luz}{12} \qquad b \leq b_w + 6h_f \qquad b \leq b_w + \frac{a}{2}$$

Siendo la distancia libre hasta la viga más cercana.

Resistencia de las vigas de Losa

Al analizar la resistencia de una viga se presentan diferentes situaciones según la posición que ocupe el eje neutro. Si el eje neutro dentro del ala de la viga, es $c \leq h_f$; la altura del área comprimida es menor que el espesor del ala. Es muy frecuente que al calcular en rotura una sección T sometida a flexión simple, la profundidad del eje neutro resulte menor que el espesor de la losa, en cuyo caso debe calcularse como sección rectangular de ancho b . Para ello se recurre a las tablas de cálculo de losas reticulares utilizadas por la CBH-87 que permitirán calcular los momentos.

➤ **Armadura mínima**

En losas de espesor constante, cuando se utilice acero de refuerzo con $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$, la cuantía mínima para resistir cambios de temperatura y retracción de fraguado ω_{\min} será de 0.0015. En las losas reticulares, la cuantía mínima de flexión ω_{\min} se calculará como una viga, tomando como ancho de la franja de hormigón el ancho de los nervios.

Armadura de Temperatura y Retracción de Fraguado

Para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la loseta de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de la figuración, contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano, se puede utilizar una malla con esfuerzo de fluencia $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$, requiriéndose la siguiente armadura mínima en las dos direcciones:

$$A_s \geq \frac{500 \cdot h_f}{f_y}$$

Donde:

A_s = Armadura de reparto en una dirección (cm^2/m)

h_f = Espesor mínimo de la losa superior (cm) = 5cm

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de las varillas (kg/cm^2) = 5000 kg/cm^2

Según la norma boliviana CBH-87 para el tipo de acero de $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ y un espesor de losa de hormigón $h_f=5\text{cm}$ el área de la sección de armadura de reparto es:

$$A_s = 0,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El máximo espaciamiento entre alambres de la malla es 5 veces el espesor de la loseta o 45 cm, el que sea menor:

$$e_{\text{máx}} = 5 \cdot hf$$

$$e_{\text{máx}} = 45 \text{ cm}$$

2.7.2. Diseño de Vigas

Son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a esfuerzos de flexión. Recibe las cargas de las losas transmitiéndolas a las columnas y/o muros. Solamente se analizará las secciones rectangulares de hormigón armado, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

Análisis estructural

El análisis estructural puede realizarse mediante el uso de algún software de cálculo (CYPE Ingenieros Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción) como en este caso.

La finalidad es determinar los valores de solicitaciones en las secciones críticas comunes (centro de tramos y apoyos) para dimensionarlas y en secciones especiales cuya verificación sea importante.

Diseño de armadura por flexión

- Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s

$$M_d = \gamma_s \cdot M$$

- Se deberá estimar el momento reducido de cálculo con la siguiente ecuación:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Donde:

b_w = Ancho de la viga

d = Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón.

- Se calculará el valor μ_{lim} que se obtiene de la tabla 2.12:

$$si : \mu_{lim} \geq \mu_d \text{ no necesita armadura a compresión}$$

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, solo se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción. Por lo que, se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

- 1) Con el valor del momento reducido, ingresar a la tabla 2.12 para obtener la cuantía mecánica de la armadura.
- 2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo¹

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

w = Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

A_s = Área de la armadura a tracción.

- 3) Estimar la armadura mínima y el valor de “ w_{min} ” se obtiene de la tabla 2.12.

$$A_{smin} = w_{min} \cdot b_w \cdot d$$

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

- 4) Adoptar la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados.

- Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo.

¹JIMENEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 14 Vigas rectangulares. En 14.1.- Generalidades. P 268-279.

si $\rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d$ necesita armadura a compresión

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción. Por lo que, se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

1) Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión.

$$\int = \frac{r}{d}$$
$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{dlim}}{1 - \int} \quad w_{s2} = w_{lim} + w_{s2}$$

Donde:

w_{lim} = Este valor se obtiene de la tabla 2.11.

w_{s1} = Cuantía mecánica para la armadura a tracción.

w_{s2} = Cuantía mecánica para la armadura a compresión

\int = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico

2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión.

$$A_{s1} = \frac{w_{s1} \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s2} = \frac{w_{s2} \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

A_{s1} = Área de la armadura a tracción.

A_{s2} = Área de la armadura a compresión.

3) Calcular la armadura mínima, y el valor de μ se obtiene de la tabla 2.12.

$$A_{smin} = w_{min} \cdot b_w \cdot d$$

4) Adoptar la mayor (A_{s1} - A_{s2}) armadura de los dos valores anteriormente mencionados¹.

¹JIMENEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 14 Vigas rectangulares. En 14.1.- Generalidades. P 268-279.

Tabla 2.11 Valores Límites

f_y (kp/cm²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
f_{yd} (kp/cm²)	1910	2090	3480	3650	4000	4350
ξ lim	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
μ lim	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
W lim	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

Fuente: Hormigón Armado de "Jiménez Montoya" (14^a. ed.).

Tabla 2.12 Tabla Universal para flexión simple o compuesta

ξ	μ	w	(w/f_{yd}).10s	
0,0891	0,03	0,0310		DOMINIO 2
0,1042	0,04	0,0415		
0,1181	0,05	0,0522		
0,1312	0,06	0,0630		
0,1438	0,07	0,0739		
0,1561	0,08	0,0849		
0,1667	0,0886	0,0945		
0,1684	0,09	0,0960		
0,1810	0,10	0,1074		
0,1937	0,11	0,1189		
0,2066	0,12	0,1306		
0,2198	0,13	0,1426		
0,2330	0,14	0,1546		
0,2466	0,15	0,1669		
0,259	0,159	0,1782		
0,2608	0,16	0,1795		
0,2796	0,17	0,1924		
0,2968	0,18	0,2056		
0,3183	0,19	0,213		
0,3383	0,2	0,2328		
0,3567	0,21	0,2468		
0,3796	0,22	0,2612		
0,4012	0,23	0,2761		
0,4234	0,24	0,2913		
0,4461	0,25	0,3069		
0,4696	0,26	0,3232		
0,4939	0,27	0,3398		
0,5188	0,28	0,357		
0,545	0,29	0,375		
0,5721	0,3	0,3937		
0,6006	0,31	0,4133		
0,6283	0,3193	0,4223	0,0994	
0,6305	0,32	0,4338	0,1007	
0,6476	0,3256	0,4456	0,1114	
0,6618	0,33	0,4554	0,1212	
0,6681	0,3319	0,4597	0,1256	

0,6788	0,3352	0,4671	0,1343
0,6952	0,34	0,4783	0,1484
0,731	0,35	0,503	0,186
0,7697	0,36	0,5296	0,2408
0,7788	0,3623	0,5359	0,2568
0,7935	0,3658	0,5460	0,2854
0,8119	0,37		0,328
0,8597	0,38		0,4931
0,9152	0,39		0,9251
0,9848	0,4		5,9911

Fuente: Hormigón Armado de “Jiménez Montoya” (14^a ed.).

Diseño de armadura de corte

En el dimensionamiento a cortante en la situación de rotura, suele admitirse la colaboración del hormigón, resultando una fórmula aditiva que suma la contribución del mismo con las armaduras.

Resulta que el hormigón puede resistir, en la situación de rotura, un esfuerzo cortante V_{cu} . Mientras que el cortante total de cálculo no supere este valor, $V_d \leq V_{cu}$, no serían teóricamente necesarias las armaduras transversales. Y puede expresarse:

$$V_d = V_{cu} + V_{su}$$

Al suponer que el hormigón resiste V_{cu} , las armaduras transversales necesarias para resistir V_{su} trabajarán como celosía; este trabajo de celosía no aumenta las tensiones tangenciales en el hormigón, puesto que sólo crea en el mismo, compresiones inclinadas según bielas, y las armaduras recogen todas las tracciones. Únicamente será necesario comprobar que las citadas compresiones no llegan a agotar al hormigón.

Procedimiento de cálculo

Una vez organizadas las armaduras principales y conocida la sección en que deja de ser necesaria cada barra, hay que comprobar las distintas secciones a cortante:

Se comienza por determinar el esfuerzo cortante absorbido por el hormigón, V_{cu} , y el valor de agotamiento por compresión del alma, V_{ou} .

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d$$

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

Donde:

$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$ Resistencia convencional del hormigón a cortante (Kg/cm²).

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma}$ Resistencia de cálculo del hormigón (Kg/cm²).

d = Canto útil.

b = Ancho del alma.

Estos valores hay que compararlos, en las distintas secciones, con el correspondiente esfuerzo cortante de cálculo, $Vd = \gamma_f \cdot V$, pudiendo presentarse los siguientes casos:

- Si $Vd \leq V_{cu}$, el hormigón de la pieza resiste por sí sólo el esfuerzo cortante, y la viga no necesita, teóricamente, armadura transversal. No obstante, es necesario colocar unos cercos o estribos de seguridad cuyo diámetro no sea inferior a 6 mm, ni la cuarta parte del diámetro correspondiente a las armaduras principales. La separación de dichos estribos debe ser:

$$s \leq 0,85 \cdot d$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

- Si $V_{cu} < Vd \leq V_{ou}$, hay que determinar la altura transversal necesaria correspondiente al esfuerzo cortante residual, $V_{su} = Vd - V_{cu}$.

Se calcula entonces:

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot s}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Donde:

A_s = Área de acero necesaria para resistir el cortante.

s = Separación de estribos (como una regla práctica se puede tomar 100 cm y determinar la armadura para cortante cada metro).

d = Canto útil.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

- Si $Vd > Vou$, es necesario aumentar las dimensiones de la sección.

Cuantía mínima

Para que la armadura transversal pueda tenerse en cuenta en la resistencia a esfuerzo cortante, su cuantía mínima debe ser igual o mayor que 0,02:

$$A_{S_{min}} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{yd}}$$

Esta cantidad de acero estará distribuida en 1 metro lineal de viga, si se utiliza esta expresión. La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero será de 5000 kg/cm².

2.7.3. Diseño de Columnas

Las columnas o pilares de hormigón armado forman piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es la predominante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados. Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas y contribuir a resistir esfuerzos cortantes

Excentricidad Mínima de Cálculo

La norma toma una excentricidad mínima ficticia, en dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores, $h/20$ y 2cm siendo h el canto en la dirección

considerada. Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los dos planos principales.

Disposición relativa a las armaduras

Las armaduras de los soportes de hormigón armado serán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos.

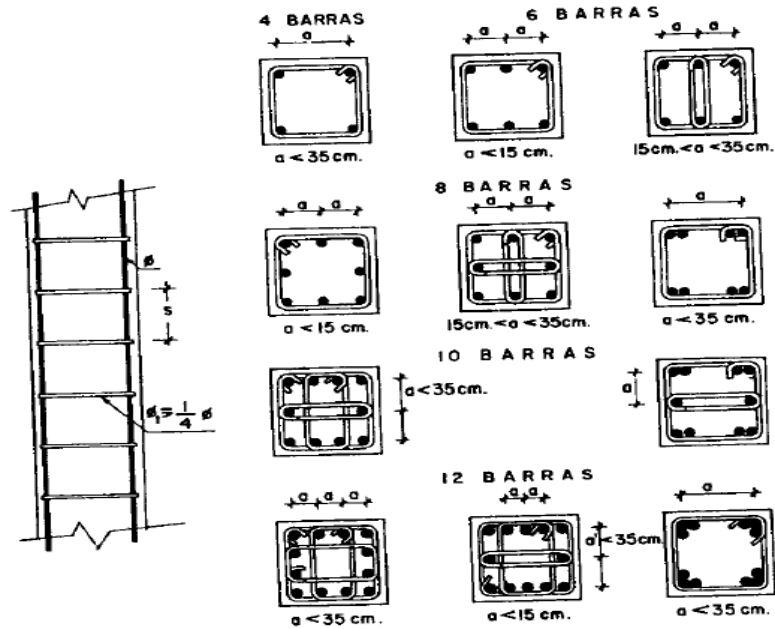
Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe de ser 20 cm, si se trata de secciones rectangulares y 25 cm si la sección es circular.

➤ Armaduras longitudinales

Las limitaciones en las dimensiones de refuerzo más importantes son las siguientes:

- Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse, por lo menos, de una barra en cada esquina de la sección.
- En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones: La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35 cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos para evitar su pandeo.
- Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2 cm del diámetro de la mayor y que $6/5$ del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.

Figura 2.8 Limitaciones en el Armado de soportes



Fuente: Hormigón Armado de “Jiménez Montoya” (14°. Ed.)

➤ **Cuantías límites**

La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A_1 y A_2 , las siguientes limitaciones:

$$A_1 \cdot f_{yd} \geq 0,05 \cdot N_d \qquad A_2 \cdot f_{yd} \geq 0,05 \cdot N_d$$

$$A_1 \cdot f_{yd} \leq 0,5 \cdot A_c \cdot f_{cd} \qquad A_2 \cdot f_{yd} \leq 0,5 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

Que, para el caso de compresión simple, con armadura total A_s , puede expresarse de la siguiente forma:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,10 \cdot N_d \qquad A_s \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{cd}$$

Donde:

A_c = El área de la sección bruta de hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero, en este caso de 5000 kg/cm².

A_1 y A_2 =Armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta.

N_d =Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} =Resistencia de cálculo del hormigón.

A_s =El área de acero utilizado en la pieza de hormigón armado.

➤ Armadura transversal

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, ya que los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón.

Con el objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

Siendo la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. De todas formas, es aconsejable no adoptar para S valores mayores de 30 cm.

Por otra parte, con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq 15\phi \qquad S \leq b_e$$

Donde:

ϕ = El diámetro de la barra longitudinal más delgada

En aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuestas a la acción del viento y, en general, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación S no debe ser superior a $12x\emptyset$.

El diámetro de los estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso será menor de 6 mm.

Longitud de pandeo

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario.

La longitud de pandeo ℓ_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo.

La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en el Tabla 2.13 en función de la sustentación de la pieza.

Tabla 2.13 Longitud de pandeo de las piezas aisladas

Sustentación de la pieza de longitud l .	k
Un extremo libre y otro empotrado	2
Ambos extremos articulados	1
Biempotrada, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0.70
Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.50
Soportes elásticamente empotrados	0.70
Otros casos	0.90

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

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 nomogramas que se indica en esta parte, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional.

Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

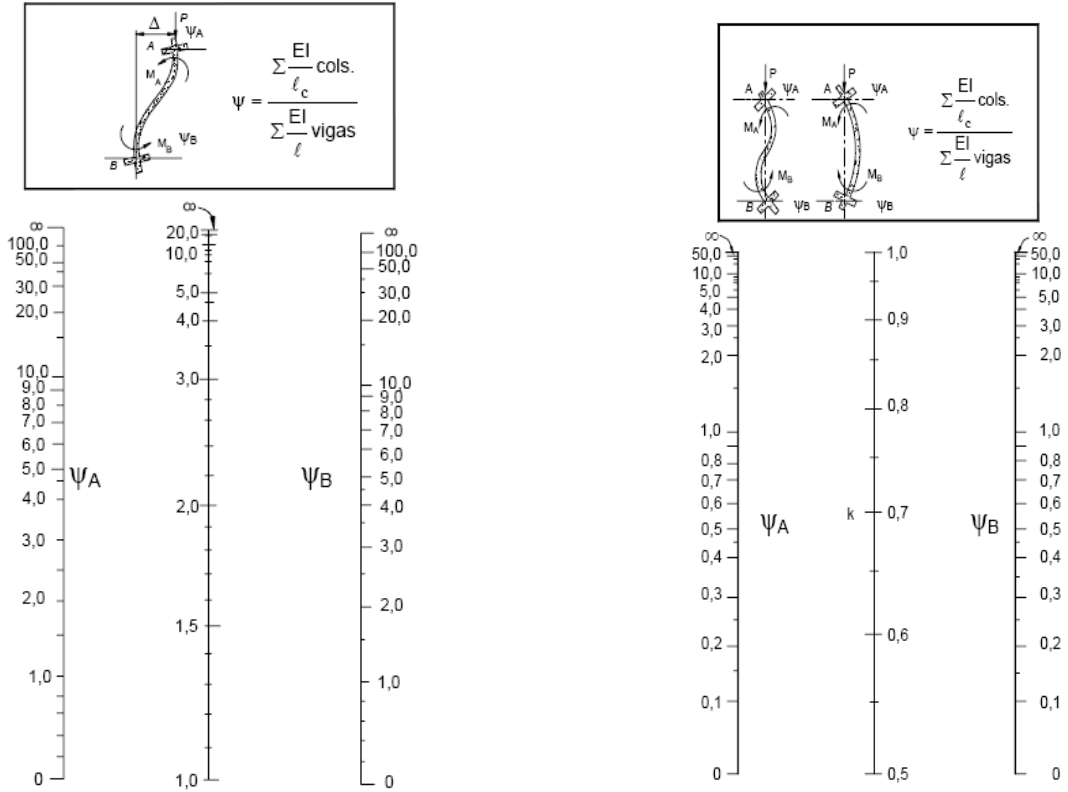
Longitud de pandeo $l_0 = k \cdot l$ (k se obtiene entrando con Ψ)

$$\Psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l}\right) \text{ de todos los pilares}}{\sum \left(\frac{EI}{l}\right) \text{ de todas las vigas}}; \text{ (igual para } \Psi_B \text{)}$$

Figura 2.9 Nomogramas para determinar el Coeficiente de Pandeo

Pórticos Traslacionales

Pórticos Intraslacionales



Fuente: Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado

Esbeltez Geométrica y Mecánica

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = \ell_o/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo; y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = \ell_o/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i_c , de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $i_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la Norma Boliviana de Hormigón Armado son los que se mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.
- Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda_o < 29$), puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_o < 58$), debe aplicarse el método general; para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_o > 58$).

Columnas cortas de concreto reforzado

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma. Si la esbeltez mecánica es menor que 35 (equivalentes en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores que 10) se trata de una columna corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo. La carga que puede soportar está regida por las dimensiones de su sección transversal y por la resistencia de los materiales con que está construida. Se considera que una columna corta es un miembro más bien robusto con poca flexibilidad.

Columnas intermedias

Este tipo de columnas son aquellas que tienen la esbeltez mecánica ($35 \leq \lambda < 100$), donde para poder resolverlas se acudirá a los métodos aproximados que vienen recomendados por la norma CBH-87.

Método de la excentricidad ficticia

Este método aproximado es aplicable a los pilares de sección y armaduras constantes, cuya esbeltez mecánica no supere el valor de 100 ($\lambda \leq 100$). Se distinguen dos (2) casos, según sean o no iguales las excentricidades iniciales en los extremos del pilar.

- Excentricidad de primer orden.

Excentricidad inicial o de primer orden “ e_o ”, no es menor que la excentricidad accidental, siendo e_o igual a M/N , donde “ M ” es el momento exterior aplicado de primer orden, y “ N ” la carga axial actuante.

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d}$$

- Excentricidad accidental.

Excentricidad accidental “ e_a ”, toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal. Según la norma CBH-87 en el punto 8.3.2.3 se obtiene la siguiente ecuación para este tipo de excentricidad.

$$e_o = e_a = \frac{c}{20} \geq 2 \text{ cm}$$

Siendo “ c ” la dimensión lineal de la sección paralela al plano de pandeo.

- Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden).

La excentricidad ficticia “ e_{fic} ”, no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad de primer orden “ e_o ”, tiene en cuenta de forma sencilla los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado.

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \frac{c + 20e_o}{c + 10e_o} \cdot \frac{\ell_o^2}{i} \cdot 10^{-4}$$

La referencia de esta ecuación se encuentra en la sección 8.3.5.2.1 de la Norma Boliviana CBH-87.

- Excentricidad Final.

Es la suma de todas las excentricidades:

$$e(x, y)_{final} = mayor(e_o, e_a) + e_{fic}$$

Flexión esviada

Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada cuando no se conoce a priori la dirección de la fibra neutra. Este estado se presenta en los casos siguientes:

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.

Sección rectangular con armadura simétrica

Se trata en este apartado el problema de flexión esviada de mayor importancia práctica, que es el de la sección rectangular de dimensiones conocidas y disposición de armaduras conocidas, donde la única incógnita es la armadura total.

En la multitud de elementos resulta aconsejable el armado con barras del mismo diámetro dispuestas simétricamente. Tal es el caso de pilares de edificación, en los que, bien en la misma sección o a lo largo de la altura, actúan momentos flectores de diferente signo, y en los que, en todo caso, el armado asimétrico exigiría un control de obra especial para evitar errores en la colocación de las armaduras. Además, siendo importantes los esfuerzos normales, la armadura simétrica es razonablemente eficaz.

Para el dimensionamiento y la comprobación de este tipo de secciones existe un procedimiento sencillo y práctico, que se exponen a continuación:

2.7.4. Obras Complementarias

2.7.4.1. Escaleras

Los sistemas de escaleras son una parte imprescindible de una edificación que presente varios niveles. La función primordial que tienen es conectar un punto de la estructura con otro, ubicado dentro de la misma, pero con diferentes cotas de nivel.

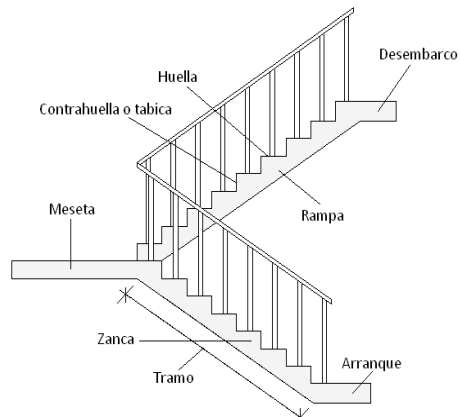
Es recomendable que posean una inclinación entre 20° y 40°, pues para pendientes menores se suelen utilizar rampas.

Las huellas “h” miden entre 25 cm y 30 cm y las contrahuellas “C” entre 16 cm y 19 cm.

Las partes que puede tener una escalera son:

- Tramo: Sucesión ininterrumpida de escalones entre descansos.
- Descanso: Parte horizontal más extensa que limita los tramos entre los niveles de piso, de un ancho no menor a 3 huellas. Cada nivel de piso es descanso principal.
- Huella: Parte horizontal del escalón.
- Contrahuella: Parte vertical del escalón.
- Baranda: Protección de la escalera.

Figura 2.10 Partes componentes de una escalera



Fuente: Internet

Idealización de escaleras

Para el cálculo de escaleras no existe una metodología normada, es por eso que, comúnmente se las calcula como losas macizas, representadas por vigas en su mayor longitud, variando de acuerdo a diferentes análisis los tipos de apoyos longitudinales que puedan tener.

- La figura 2.11.a representa una viga sometida a una carga vertical uniforme. Se trata de un elemento isostático que no genera reacciones horizontales y donde el momento flector en cualquier punto, independientemente de la geometría de la viga, es positivo.

En este caso se presenta un planteamiento muy común de cálculo. La losa está simplemente apoyada en las vigas del inicio y final, de manera que transmite sus cargas a las mismas. La desventaja de este modelo, surge al no producirse momentos negativos a lo largo del elemento, lo cual ocasiona que en muchos casos se asuma un momento flector negativo igual a una porción del máximo positivo o una armadura negativa igual a una porción de la calculada para el momento máximo positivo.

- La figura 2.11.b representa una viga de igual geometría a la anterior. Sin embargo, se encuentra empotrada en sus extremos. Los momentos flectores

máximos positivos resultan en consecuencia menores que los de la figura 2.11.a; sin embargo, se generan momentos de distinto signo.

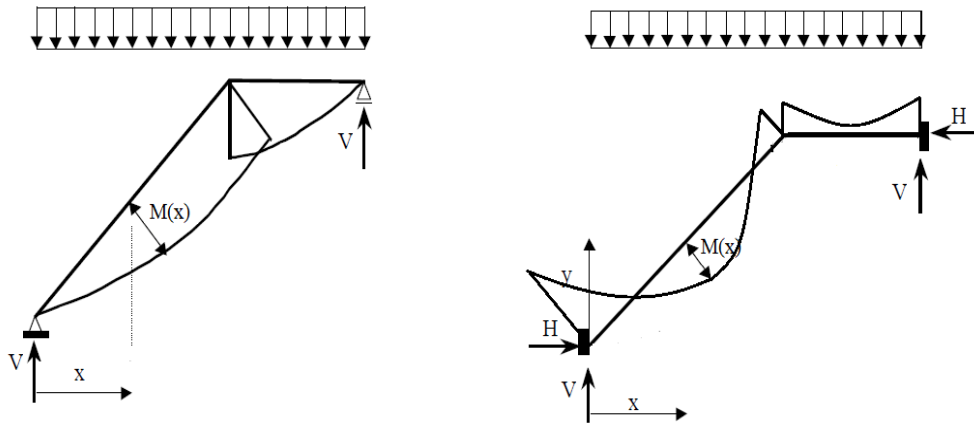
Este planteamiento es basado en obtener un cálculo de momentos negativos al inicio y al final del elemento. Con este análisis se producen momentos negativos y positivos, evitando así asumir valores o porcentajes; pero tiene la desventaja de que el momento flector positivo se ve reducido por las condiciones de apoyo planteadas.

En las escaleras más comunes se tiene una mezcla entre las condiciones de apoyo de ambas figuras. La simplificación más frecuente a realizarse en los cálculos consiste en utilizar el dimensionamiento de armaduras para el momento flector positivo correspondiente a la figura 2.11.a, tomando provisiones en el armado para cubrir los momentos negativos correspondientes al funcionamiento estructural indicado en la figura 2.11.b.

Figura 2.11 Condiciones de borde en tramos de escaleras

a. Viga isostática (momento máximo positivo)

b. Viga hiperestática (momento máximo negativo)



FUENTE: Diseño de escaleras Rongs Guisado

Cargas y solicitaciones

Las escaleras son estructuras inclinadas y las cargas actúan verticalmente. La determinación de los momentos flectores y reacciones se puede realizar de las siguientes dos maneras:

- En proyección horizontal. El momento máximo para esta forma de carga es:

$$M_{max(+)} = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$$

- Inclinada. El momento máximo para esta forma de carga es:

$$M_{max(+)} = \frac{q_{un} \cdot L^2}{8}$$

Los resultados obtenidos empleando cualquiera de las dos formas de cargar al tramo de la escalera son iguales. Se recomienda usar primero el de la proyección horizontal, dado que se asimila al de una viga horizontal, pero sin olvidar que las reacciones resultarán inclinadas en los apoyos.

Las cargas serán todas aquellas que estarán permanentes como: los escalones, el peso propio de la losa, el peso de la carpeta de mortero empleado para el piso, el peso del piso y el peso de las barandas sobre los escalones de la escalera.

Proceso de Cálculo

p = huella

cp = contra huella

Si los apoyos son vigas o zapatas, el momento de diseño será:

$$M_{U \text{ Diseño}} = \alpha \cdot M_{\max}$$

Donde:

$$\alpha = 0,8-1,0$$

➤ **Cálculo del espesor de la losa de la escalera**

Espesor de la losa:

$$t = \frac{L_n}{25} \text{ o } \frac{L_n}{20}$$

Donde:

t = Espesor de la losa (cm).

L_n = Longitud horizontal de la escalera (cm).

Para el cálculo del espesor se toma un valor constructivo respecto del t promedio calculado.

Ángulo de inclinación de la huella:

$$\cos \theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + Cp^2}}$$

Donde:

P = Longitud del paso (cm).

Cp = Longitud del contrapaso (cm).

Altura inicial:

$$h_o = \frac{t}{\cos \theta}$$

Altura media:

$$h_m = h_o + \frac{Cp}{2} = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{Cp}{2}$$

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera

h_m = Altura media

➤ Cálculo de la carga última

$$q_u = P_p + A_{cab} + S_c$$

Donde:

q_u = Carga última que actúa sobre la escalera

P_p = Peso propio

A_{cab} = Acabados

Sc = Sobrecarga de uso

Una vez que se obtiene la carga última que actuará sobre la escalera se calculará como una viga sometida a flexión¹.

➤ **Cálculo del canto útil**

$$d = t - \left(r + \frac{\phi}{2} \right)$$

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera

r = Recubrimiento

Φ = Diámetro del hierro

➤ **Cálculo de la armadura positiva**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

As = Área de armadura positiva

fc = Resistencia característica del hormigón a los 28 días (kg/cm²)

fy = Límite de fluencia del acero (kg/cm²)

➤ **Disposición de la armadura**

$$A_s = \frac{N^{\circ} \text{ barras} \cdot \pi \cdot \phi^2}{4} \qquad S = \frac{b - 2 \cdot r - \phi}{N^{\circ} \text{ barras} - 1} \qquad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho_{\min} \ 0,0015 < \rho < \rho_{\max} \ 0,0133$$

Donde:

S = Espaciamiento entre barras

Refuerzo de momento negativo

¹CALAVERA RUIZ, José.; Estructuras de *Hormigón Armado*. (2ª.ed.). Cap. 62 *Escaleras*. En 62.1.- Introducción y calculo. P 673-678.

Se debe idealizar una viga biempotrada a manera de determinar el momento máximo negativo que solicita la escalera. Se debe calcular la armadura requerida para soportar el momento flector máximo negativo.

Con μ_d se obtiene una cuantía mecánica de w .

Determinación de la armadura negativa (A_s).

El refuerzo negativo debe ser igual al mayor valor entre la armadura negativa calculada para el momento máximo negativo o la armadura mínima negativa (calculada con la cuantía mínima).

$$(-)A_s = \frac{(+A_s)}{2} \qquad A_{s \min} = 0,0015 \cdot b \cdot d$$

➤ **Refuerzo transversal por temperatura**

$$A_{st} = 0.0015 \cdot b \cdot t \qquad S = \frac{A_\phi}{A_{st}}$$

Donde:

A_{st} = Área de armadura transversal

A_Φ = Área de la barra de hierro

2.7.5. Fundaciones (Zapata Aislada)

Los elementos de cimentación se dimensionan para resistir las cargas actuantes y las reacciones inducidas. Para ello, es preciso que las solicitaciones actuantes sobre el elemento de cimentación se transmitan íntegramente al terreno en que se apoya.

Dependiendo de las necesidades de la edificación y de las características del suelo, pueden diseñarse diferentes tipos de fundaciones superficiales como ser: zapatas aisladas, vigas y losa de fundación. En este proyecto se diseñarán zapatas aisladas.

Efectos de cargas excéntricas

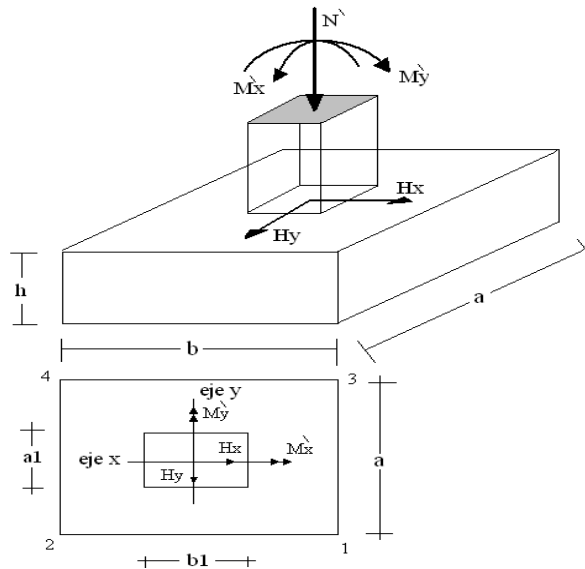
Una zapata se considera cargada excéntricamente si la columna soportada no es concéntrica con el área de la zapata o si la columna transmite, en su unión con la zapata no solo una carga vertical sino también un momento flector.

La presión del suelo para zapatas excéntricas está expresada por la siguiente ecuación general:

$$\sigma_{max} = -\frac{P}{A \cdot B} - \frac{6 \cdot My}{B \cdot A^2} - \frac{6 \cdot Mx}{A \cdot B^2} \leq q_a$$

Dicha ecuación obedece a la siguiente figura:

Figura 2.12 Casos de Excentricidad
Zapata aislada vista en planta sometida a cargas y momentos



Fuente: internet.

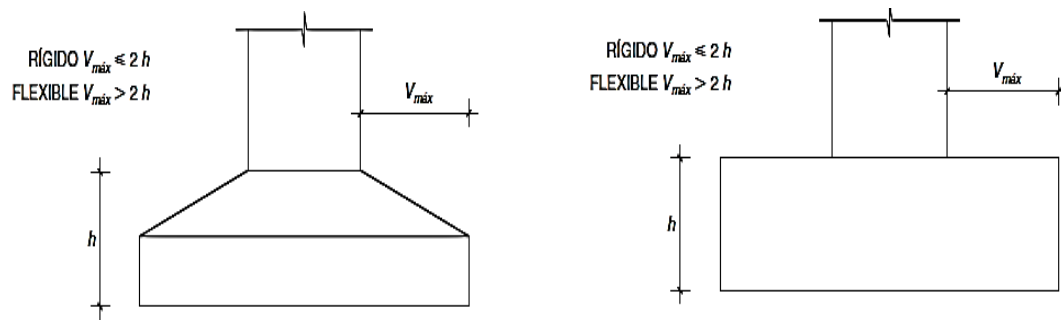
Tanto la instrucción española como el Eurocódigo de hormigón distinguen entre zapatas rígidas y zapatas flexibles.

- Se considera **rígidas** a las zapatas cuyo vuelo v , en ambas direcciones, no supera $2h$, siendo h el canto máximo. En ellas la distribución de presiones sobre el terreno puede suponerse plana; pero para su cálculo como piezas de

hormigón, al igual que sucede en las ménsulas cortas, no puede aplicarse la teoría general de flexión, válida para piezas esbeltas (dimensionamiento en base a los momentos flectores y esfuerzos cortantes), sino que es necesario aplicar el método de las bielas y tirantes,

- Por el contrario, se considera **flexibles** a las zapatas cuyo vuelo es superior a $2h$ en alguna de las direcciones principales. En ellas la distribución de presiones sobre el terreno depende de la rigidez relativa entre suelo y zapata; el suponer una ley plana queda del lado de la inseguridad para la comprobación de las presiones, que serán mayores en el centro de la zapata para carga centrada y zapata muy flexible. El cálculo de esta se hace por la teoría general de la flexión, como si fuera una losa o una viga plana.

Figura 2.13 Zapatas rígidas y flexibles



Fuente: Hormigón Armado “Jiménez Montoya” (14.º Ed.)

Dimensionamiento de zapata aislada flexible con carga centrada

a) Dimensionamiento en planta de la zapata

Si se asume una distribución uniforme de tensiones, las dimensiones “a” y “b” de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno.

$$\sigma_{adm} = \frac{N + P}{a \cdot b}$$

Donde:

A = Área necesaria en planta de la zapata = $a \cdot b$.

σ_{adm} = Tensión admisible del terreno.

N = Carga centrada de servicio (sin mayorar).

P = Peso propio de la zapata (al no ser conocido este valor, se admite un 5% de N).

b) Dimensionamiento del canto de la zapata

Para el cálculo resistente del hormigón, puede considerarse una tensión uniforme del terreno, prescindiendo del peso propio de la zapata, ya que al fraguar el hormigón queda en un estado en el que las tensiones son nulas.

$$\sigma_t = \frac{N}{a \cdot b} \quad 1.$$

Donde:

σ_t = Tensión uniforme del terreno sobre la zapata.

N = Axil transmitido por el soporte.

Por razones económicas el canto debe ser el menor posible, evitando así que las zapatas necesiten armadura por cortante, reduciendo también el volumen de hormigón sin que aumenten las armaduras longitudinales, que suelen estar controladas por las cuantías geométricas mínimas establecidas por las normas.

Por este motivo, se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil valores inferiores al mayor de los dos siguientes:

$$d \geq \begin{cases} d_2 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{(a_0 + b_0)}{4} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} \end{cases}$$

¹JIMÉNEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.3.- Pre dimensionamiento. P 507-508.

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_t}$$

$$f_{vd} = 0.50 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

Donde:

d = Canto útil.

a, b = Dimensiones en planta de la zapata.

a_o, b_o = Dimensiones en planta de la columna.

f_{vd} = Resistencia convencional del hormigón a cortante.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

γ_f = Coeficiente de seguridad de la sollicitación (γ_f = 1.6).

σ_t = Tensión uniforme del terreno sobre la zapata.

c) Determinación de las armaduras principales (Cálculo a flexión)

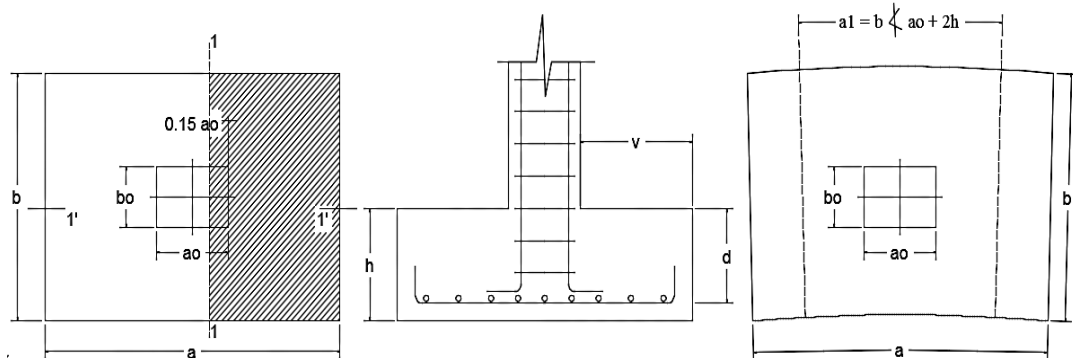
La determinación de la armadura a tracción para zapatas flexibles debe hacerse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones.

La armadura se determina en las secciones 1-1 y 1'-1', medidas a una distancia de:

$$0,15 \cdot a_o \text{ ó } 0,15 \cdot b_o,$$

de la cara interior de los paramentos, como se muestra en la figura.

Figura 2.14 Cálculo a flexión de una zapata flexible



Fuente: *Hormigón Armado de "Jiménez Montoya" (14º. Ed.)*

Las normas exigen que la sección total de armadura, en una dirección, no sea inferior al 20% de la correspondiente en la otra dirección.

El momento de cálculo en la sección 1-1, debido a carga del terreno $\sigma_t = N/(a \cdot b)$ es:

$$M_{ad} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2a} \left(\frac{a - a_0}{2} + 0.15 \cdot a_0 \right)^2$$

Donde:

a = Lado mayor de la zapata.

a₀ = Lado mayor de la columna.

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones $b \cdot d$, puede determinarse mediante la fórmula simplificada para el momento reducido de cálculo.

Momento reducido de cálculo:

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Cuantía mecánica:

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

Capacidad mecánica del acero:

$$Us = As \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

$$As = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Armadura mínima:

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

La cuantía mínima exigida por la norma para el acero a ser utilizado es: $\rho \geq 0.0015$ para acero 5000kg/cm².

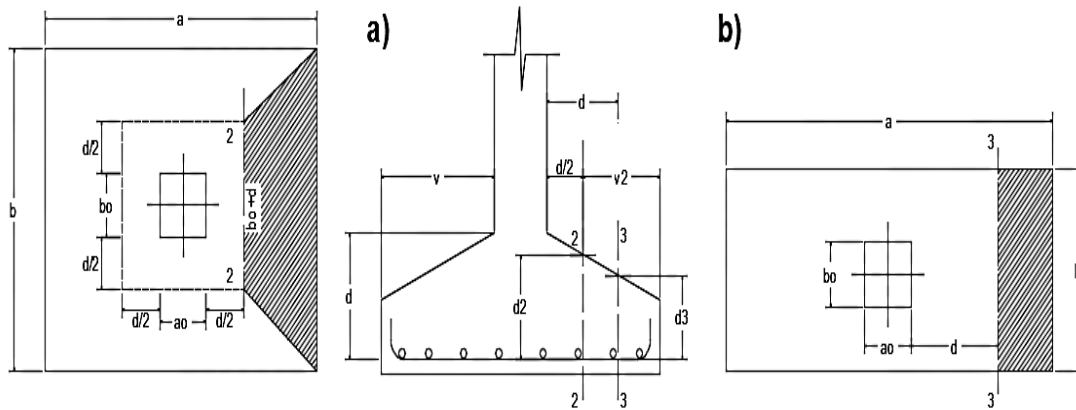
Comprobación a cortante y punzonamiento

Se debe realizar comprobaciones a esfuerzo cortante, a punzonamiento y de adherencia.

Como resistencia convencional del hormigón a cortante se adopta el valor:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot (f_{cd})^{1/2} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Figura 2.15 Comprobaciones a cortante y punzonamiento



Fuente: Hormigón Armado de "Jiménez Montoya" (14º. Ed.)

- En Zapatas rígidas ($v \leq 2h$, en ambas direcciones)

Cuando el vuelo sea, $v \leq 1,5.b$, la comprobación se efectúa a punzonamiento por secciones independientes. Así, la sección de referencia 2 - 2 se sitúa a una distancia $d/2$ del paramento del soporte, su ancho es $b_o + d \leq b$, y su canto $d_2 \leq 1,5.V_2$.

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \cdot \frac{(b \cdot b_o + d) \cdot (a - a_o - d)}{4} \leq 2 \cdot f_{vd} \cdot (b_o + d) \cdot d_2$$

Cuando el vuelo sea $v > 1,5.b$ (zapatas estrechas), la comprobación se efectúa a cortante en la sección de referencia 3-3, separada a una distancia d del paramento del soporte, de ancho b y canto d_3 . Debe ser:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right) \leq d_3 \cdot f_{vd}$$

- **En Zapatas flexibles ($v > 2h$, en alguna dirección principal)**

En las zapatas flexibles es necesario efectuar una doble comprobación: a esfuerzo cortante y a punzonamiento. La comprobación a cortante es idéntica a la indicada para las zapatas rígidas en el apartado anterior.

Esta comprobación debe efectuarse en la sección 3-3 cuando sea $a - a_o \geq b - b_o$; en caso contrario, se comprobará en la sección ortogonal.

La comprobación a punzonamiento se efectúa, como en las placas, en la sección crítica A_c formada por las cuatro secciones verticales separadas $d/2$ de los paramentos del soporte, es decir, en la sección $A_c = 2(a_o + d + b_o + d) \cdot d_2$.

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} (a \cdot b - (a_o + d)(b_o + d)) \leq A_3 \cdot 2f_{vd}$$

Debe llamar la atención la seguridad de esta última comprobación en el caso de soportes muy alargados ($a_o > 2b_o$). El Código ACI-318 adopta para la resistencia a punzonamiento, en este caso, el valor:

$$f_{yd} = 0,5 \left(1 + \frac{2b_o}{a_o} \right) \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

Evidentemente, es menor que el correspondiente a la Instrucción española¹.

$$f_{yd} = 2f_{cd} = \sqrt{f_{cd}}$$

En donde n es el número de barras de diámetro ϕ , y k una constante con el valor $k=0,95$ para las zapatas rígidas, y $k = 2,00$ para las flexibles².

¹JIMÉNEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.3.- Dimensionamiento zapatas flexibles. P 509

²JIMÉNEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.3.- Comprobación adherencia. P 513

2.8. Estrategia para la ejecución del proyecto

2.8.1. Especificaciones técnicas

Son aquellas que definen la calidad de la obra que se desea ejecutar, en términos de calidad y cantidad de los trabajos en general.

En el caso de la realización de estudio o construcción de obras, éstas forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos, ya que sirven para definir la calidad del producto, la cual no se puede apreciar de manera visual en los planos. De modo que, se debe redactar una descripción de lo que se necesita producir y que vaya acompañado con los requerimientos, evitando así interpretaciones equivocadas.

Si para una misma obra se prevén distintos tipos de un mismo material, se detallarán, separadamente, cada uno de ellos, indicándose las zonas en que habrá de emplearlos.

2.8.2. Cómputos métricos

En todo proyecto se deberá incluir un detallado y completo cómputo métrico, y/o mediciones, tanto de las cantidades de hormigón y acero a utilizarse en la construcción de la estructura como de las excavaciones y rellenos, y demás elementos auxiliares requeridos. Por otra parte, deberán especificarse también las características correspondientes a dichos materiales, necesarios para poder efectuar su correcta valoración al confeccionar el presupuesto de la obra.

2.8.3. Análisis de Precios unitarios

Precio unitario es el importe de la remuneración o pago total que debe cubrirse por unidad de concepto terminado y ejecutado conforme al proyecto, especificaciones de construcción y normas de calidad. La integración de este requiere del conocimiento técnico de la obra y del marco normativo vigente.

El precio unitario se integra con los costos directos correspondientes al concepto de trabajo (mano de obra, materiales, maquinaria o equipo de construcción), los costos indirectos (administración de oficinas centrales y oficinas de campo), el costo por financiamiento, el cargo por la utilidad del contratista y los cargos adicionales (impuestos). La enumeración de los costos y cargos mencionados para el análisis, cálculo e integración de estos, tiene por objeto cubrir en la forma más amplia posible los recursos necesarios para realizar cada concepto de trabajo.

2.8.4. Presupuesto general de la obra

Se basa en la previsión del total de los costos involucrados en la obra de construcción incrementados con el margen de beneficio que se tenga previsto.

Las mediciones y el presupuesto de obra tienen como finalidad dar una idea aproximada y lo más real posible del importe de la ejecución del proyecto.

2.8.5. Cronograma de ejecución de la obra

El cronograma de ejecución de obra es una representación gráfica y ordenada con tal detalle para que un conjunto de actividades, de la parte estructural de la obra, se lleven a cabo en un tiempo estipulado y bajo condiciones que garanticen la optimización del tiempo.

Las técnicas comúnmente usadas en la programación de una obra son:

- Diagrama de barras o diagrama de Gantt.
- Curvas de producción acumulada.
- Método de la ruta crítica (Critical Path Method, CPM).
- Red de procedencias.
- PERT (Program Evaluation Review Technique).
- Diagrama de tiempo y espacio.

CAPÍTULO III

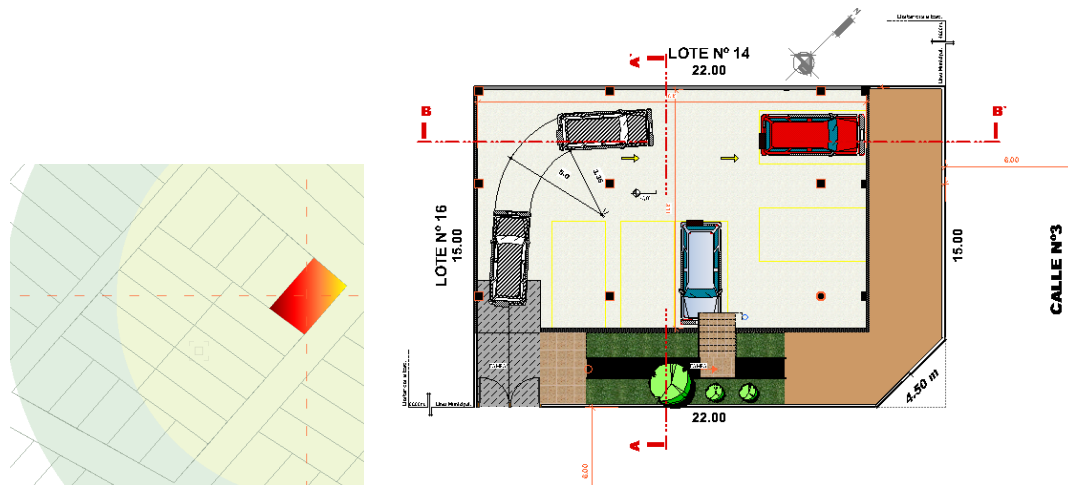
3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Análisis del Levantamiento Topográfico

El terreno cuenta con una superficie útil de 330 m², de la cual la edificación solo ocupará 212,75 m² (como se muestra en la Figura 3.1). Topográficamente el área de emplazamiento cuenta con desniveles considerables(3,15m), es por ello que el levantamiento topográfico es necesario para el correcto asignamiento de los niveles finales del proyecto, en la figura 3.2 se aprecia que en el diseño arquitectónico ya se consideró los desniveles del terreno y se los aprovecho para crear un sótano como área de estacionamientos.

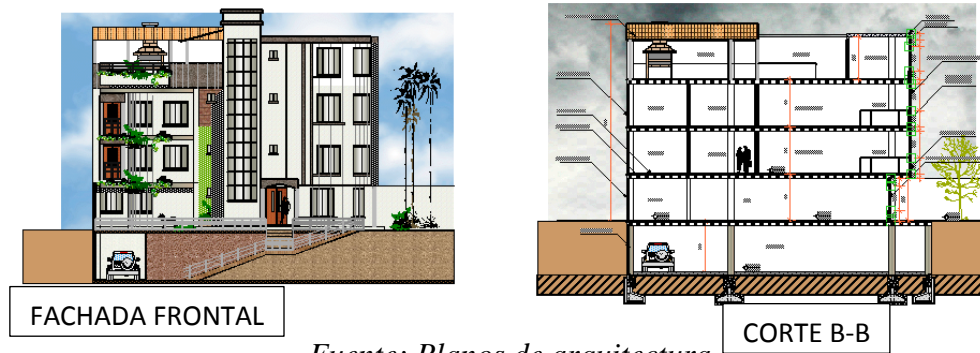
El detalle del levantamiento topográfico del terreno, con sus respectivos planos de curvas de nivel se encuentran en ANEXO 9.

Figura 3.1 Emplazamiento del proyecto y vista en planta del semisotano.



Fuente: Planos de arquitectura

Figura 3.2 Fachada frontal y corte B-B



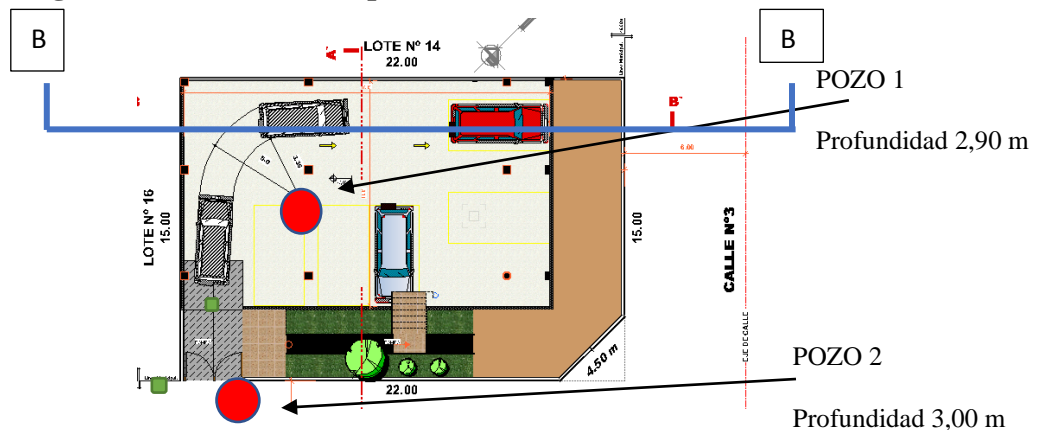
Fuente: Planos de arquitectura

3.2. Análisis del Estudio de Suelos

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo de SPT (Ensayo de Penetración Estándar).

El estudio se llevó a cabo en el lugar de emplazamiento del proyecto, en el cual se excavó dos pozos en lugares estratégicos del terreno (Figura 3.3) con dimensiones de 1.10 x 1.10 m y a profundidades de 2,90 m y 3,00 m.(estas profundidades son medidas desde el nivel de terreno natural sin cortes)

Figura 3.3 Puntos en los que se realizó el estudio de suelos



Fuente: Elaboración Propia

El estudio fue ejecutado por la empresa Consultora EOLO S.R.L. (ver ANEXO 2), dando como resultado los datos que se presentan a continuación:

Tabla 3.1 Características del Suelo

N° Pozo	Profundidad (m)	Tipo de Suelo
1	0,00 – 2,90	CL=Arcilla inorgánica de baja plasticidad, arcilla ligera.
2	0,00 – 3,00	CL=Arcilla inorgánica de baja plasticidad, arcilla ligera arenosa.

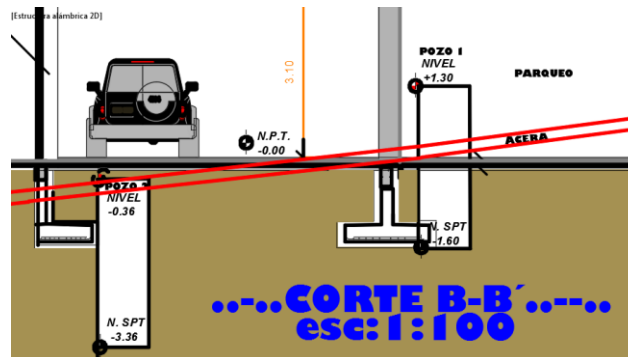
El contenido de humedad del terreno se muestra en la tabla 3.2.; no se encontró nivel freático en el ensayo realizado.

Tabla 3.2 Contenido de Humedad natural del terreno

N° Pozo	Profundidad (m)	Grado de Humedad Promedio
1	2,90	23,63 %
2	3,00	22,31%

Para mejor comprensión del estudio de suelos en la figura 3.4. se presenta la vista de la edificación con los niveles reales a los que se realizó los ensayos con el SPT. (Las líneas rojas representan el nivel de acera)

Figura 3.4 Niveles del edificio y los pozos del estudio de suelos



Fuente: Elaboración Propia

De la realización de los ensayos de SPT, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 3.3 Capacidad Portante de los pozos estudiados

N° Ensayo	Profundidad (m)	Cota de ensayo(m)	N° de Golpes	Capacidad Portante (kg/cm ²)
1	2,90	-1.60	11	1,3
2	3,00	-3.36	23	2,4

Se fundará la estructura en la cota -1,60m (que es la cota correspondiente al estudio de suelo del pozo 1) con un esfuerzo admisible de 1,3 kg/cm².

Las planillas del estudio de suelos se encuentran detalladas en el anexo A.2 (Estudio de Suelos).

Validación del estudio de suelos

Capacidad de carga con el método de Terzaghi

Para lograr respaldar el resultado obtenido en campo es que se demuestra el cálculo de la carga admisible por el método teórico de Terzaghi.

Los datos obtenidos del estudio de suelo realizado en campo son:

$$\text{Peso específico } (\gamma) = 17,5 \text{ KN}/\text{m}^3 = 1750\text{kg}/\text{m}^3$$

$$\text{Ángulo de fricción } \phi' = 0^\circ$$

$$\text{Profundidad de la cimentación } D_f = 1,6 \text{ m}$$

$$\text{Cohesión } (c') = 48,4 \text{ KN}/\text{m}^2 = 0,493 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

La literatura técnica contiene muchas correlaciones entre el número estándar de penetración y la resistencia al corte no drenado de la arcilla, Cu. Sobre la base de los resultados de las pruebas triaxiales no drenados realizadas en arcillas insensitivas, Strod (1975) sugirió que:

$$C_u = K \cdot N_{60}$$

$$C_u = 4,4 \text{ KN/m}^2 \cdot 11 = 48,4 \text{ KN/m}^2$$

El valor de K es aproximadamente de 4,4 KN/m² “Fundamentos de ingeniería y geotecnia, Braja M. Das, pag 296”

$$q = \gamma \cdot D_f$$

$$q = 17,5 \text{ KN/m}^3 \cdot 1,6\text{m} = 28 \text{ KN/m}^2$$

Tabla 3.4. Factores de capacidad de carga de terzaghi

ϕ'	N_c'	N_q'	N_γ'	ϕ'	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

$\phi' = 0^\circ$

$N_{c'} = 5,7$

$N_{q'} = 1$

$N_{\gamma'} = 0$

FUENTE: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das

Capacidad de carga última para zapatas cuadradas

$$q_u = 0,867c'N_{c'} + qN_{q'} + 0,4\gamma BN_{\gamma'}$$

$$q_u = 0,867 \cdot 48,4 \cdot 5,7 + 28 \cdot 5,7 + 0,4 \cdot 3,5 \cdot 17,5 \cdot 0$$

$$q_u = 398,79 \text{ KN/m}^2$$

Capacidad de carga última neta

$$q_{neta(u)} = q_u - q$$

$$q_{neta(u)} = 398,79 \text{ KN/m}^2 - 28 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{neta(u)} = 370,79 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Capacidad de carga permisible por unidad de área de suelo con un factor de seguridad (Fs=3)

$$q_{neta(adm)} = \frac{q_{neta(u)}}{3}$$

$$q_{neta(adm)} = \frac{370,79 \text{ KN} / \text{m}^2}{3}$$

$$q_{neta(adm)} = 123,6 \text{ KN} / \text{m}^2 = 1,26 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

De esta verificación teórica, se corrobora que la capacidad portante de 1,30 kg/cm² obtenido del ensayo SPT dan resultados aceptables, ya que el porcentaje de variación es de 3, 17%.

3.3. Análisis del Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico fue elaborado por un arquitecto especialista en el área, y este fue aprobado por el colegio de arquitectos como exige el municipio de la Ciudad de Tarija, consiste en una edificación de 5 niveles, en general todos los ambientes son amplios, de luces considerables de acuerdo a sus finalidades (ver Anexo 10-planos).

A continuación, se detallará de qué consta cada nivel:

- Subsuelo: Área destinada para el estacionamiento de los vehículos de las personas que habitan en el edificio.
- Planta baja: sala, bar, estudio, baño.
- Primer piso y segundo piso: dormitorio principal, dormitorio, 2 baños, estudio, cocina, vestidor, cocina y sala.
- Terraza: 2 dormitorios, baño, bar y quincho

3.4. Modelo Estructural

Una vez obtenida la topografía, el estudio de suelo y planos arquitectónicos, se procedió a realizar el modelo estructural de la edificación.

3.4.1. Estructura de la edificación

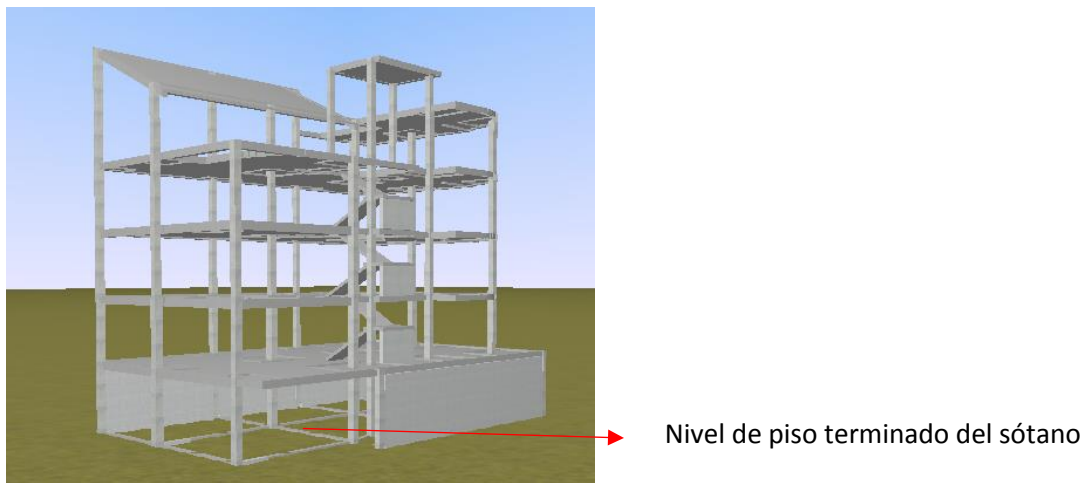
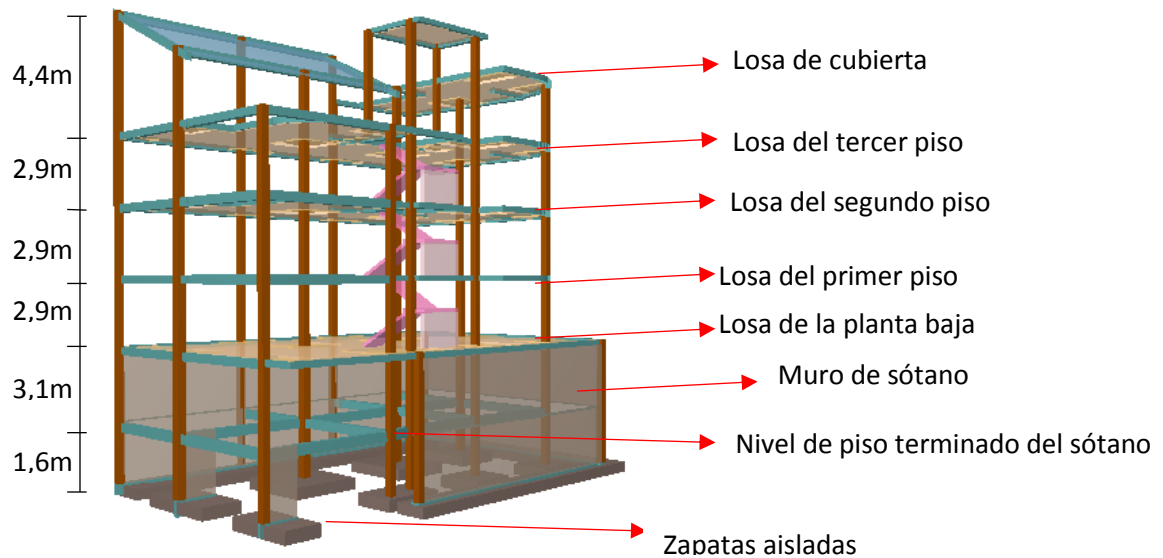
La estructura de sustentación de la edificación está constituida por sistema de losas planas apoyadas en columnas; el cual fue diseñado con:

- **Columnas:** Compuestas por secciones cuadradas.
- **Vigas:** vigas planas de borde(zunchos) compuestas de secciones cuadradas y rectangulares.
- **Entrepisos y cubierta:** Constituidos por losa reticular con ábacos en apoyos con columnas.
- **Muros:** Muro de sótano.

3.4.2. Fundaciones

Se diseñaron zapatas aisladas recibiendo las cargas de las columnas y zapatas corridas que reciben la carga de los muros de hormigón armado. Las cargas provenientes de la estructura son moderadas debido a la magnitud de la obra, como así también del tipo de suelo de fundación.

Figura 3.5 Modelo estructural



Fuente: CYPECAD 2018

3.5. Normas Consideradas

Para el diseño de los elementos estructurales se empleó el método de los estados límites últimos, y el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87, por tanto, además de los materiales utilizados, se deben definir los coeficientes de minoración de resistencias y de mayoración de cargas, ya especificados en el capítulo 2.

3.6. Análisis y Diseño estructural

3.6.1. Materiales

Los materiales usados en el diseño de los diferentes elementos estructurales corresponden a materiales comercializados actualmente en nuestro medio, y que se enmarcan dentro de las especificaciones y limitaciones de las normativas ya mencionadas.

Hormigón

Para los elementos de hormigón armado se usará hormigón con la resistencia característica a compresión a los 28 días de $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$, Control Normal y Factor de Minoración de 1,50.

Además, presentará las siguientes características:

- Peso específico del hormigón 2500 kg/m^3
- Módulo de elasticidad 333000 kg/cm^2
- Módulo de Poisson 0,2

Acero de Refuerzo

Para los refuerzos longitudinales y transversales de los elementos de hormigón se usará acero A-500 con las siguientes características:

- Límite de Fluencia $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$
- Factor de minoración 1,15.
- Peso específico 4400 kg/m^3
- Módulo de elasticidad 2000000 kg/cm^2

3.6.2. Pre dimensionamiento de los elementos estructurales

Pre dimensionamiento de Columnas

Al usar losas reticulares en el proyecto, la normativa recomienda, las dimensiones mínimas de las columnas 30 x 30 cm; de acuerdo a las solicitaciones se analizará el aumento a estas dimensiones.

Pre dimensionamiento de Vigas

En caso de usar vigas descolgadas (canto mayor al de la losa) se recomienda utilizar:

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

En nuestro proyecto las vigas tendrán el mismo canto de la losa reticular y serán distribuidas en su contorno(zunchos), el criterio de dimensionamiento será: emplear vigas planas con base igual o mayor a 25cm, según recomendación de la normativa

$$b \geq 25cm$$

3.6.3. Cargas consideradas en el diseño

Las cargas consideradas en el diseño de la estructura, tanto permanentes como sobrecargas de uso, se desarrollan en el ANEXO 3. A continuación se presenta una tabla resumen de las cargas consideradas en el diseño.

Tabla 3.5 Cargas Consideradas en la Estructura de Hormigón Armado

Cargas Consideradas		
Cargas Permanentes	Peso Propio H°A°	2500 Kg/m ³
	Sobrepiso y Acabados	80 Kg/m ²
	Muro de Ladrillo Exterior (e=18 cm)H=2,9,m	600 Kg/m
	Muro de Ladrillo Interior (e=12 cm)H=2,9,m	380 Kg/m
	Muro de vidrio templado	50,7 Kg/m
	Barando metálico	20 Kg/m

Sobrecargas de Uso	Salas, baños, dormitorios, cocinas, quincho	200 Kg/m ²
	estudios	300 Kg/m ²
	Escaleras y accesos en viviendas	300 Kg/m ²
	Terraza con acceso	200 Kg/m ²
	Barandado	200 Kg/m
	Granizo	225 Kg/m ²
	Viento	86,4km/hora

3.6.4. Juntas de dilatación

Se denominan juntas de dilatación a los cortes que se dan a una estructura, con el objeto de permitir los movimientos originados por las variaciones de temperatura, la retracción de fraguado, o los asentos de los apoyos. Excepto en el caso de los asentos, normalmente, solo se tiene en cuenta los efectos de estos movimientos en dirección horizontal. Su magnitud puede determinarse previamente, con exactitud, mediante cálculo.

En principio las juntas de dilatación deben afectar a todos los elementos de la estructura, incluidos los secundarios, tales como muros medianeros de fachada, por ejemplo, a no ser que se trate de elementos rigurosamente estables.

Si por cualquier razón las juntas solo son parciales, es decir, no afectan a algunos elementos secundarios, se deberán adoptar las precauciones necesarias para evitar que las juntas se continúen en dichos elementos, fisurándolos.

Las juntas de dilatación deberán asegurar la estanqueidad y el aislamiento térmico y acústico, de la misma manera que el resto de los elementos de la estructura.

En el caso de edificios corrientes, la separación entre las juntas de dilatación, en función de las condiciones climatológicas del lugar en que estén ubicados, no será superior a:

- En regiones secas o con gran variación de temperatura (superior a 10°C), 25 m.
- En regiones húmedas y de temperatura poco variable (variación no mayor a 10°C), 50 m.

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$$

Donde:

α = Coeficiente de dilación térmica del hormigón

L = Longitud de cálculo

ΔT = Variación de temperatura

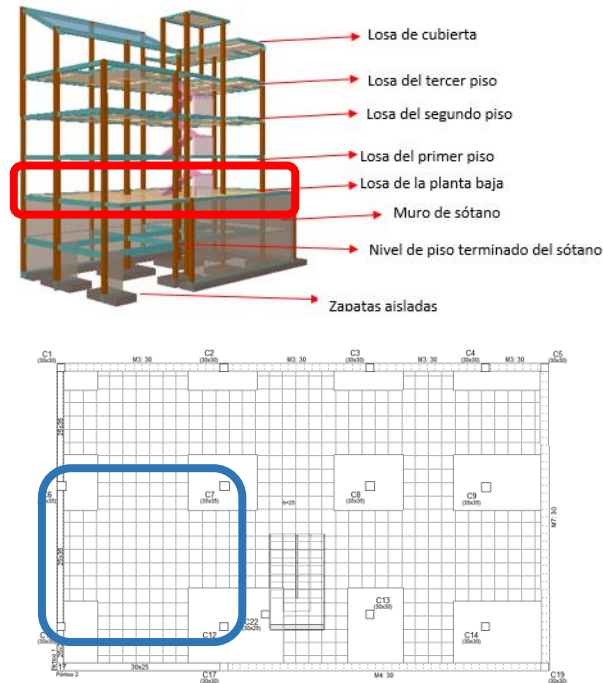
En caso del diseño estructural del Edificio multifamiliar Gutiérrez, se tiene una longitud de aproximadamente 17,5 m de largo por 10 m de ancho; por lo tanto, no se deberá disponer de una junta de dilatación.

3.7. Diseño y Verificación de los Elementos Estructurales

3.7.1. Losa Reticular

Esta losa, se diseñará a partir de las solicitaciones que el programa facilite, esta losa es correspondiente al nivel de planta baja. La dimensión de la losa reticular es de 6,20m x 5,30m. y se encuentra entre las columnas C6, C7, C11 y C12.

Figura 3.6 Losa reticular a verificar



Fuente: CYPECAD 2018

Dimensionamiento de la Losa Reticular

$$L = \frac{l_x + l_y}{2} = \frac{6,2 + 5,3}{2} = 5,75m$$

- Altura de la Losa reticular:

Según CBH-87:
$$h_{LR} \geq \frac{L}{28} = \frac{5,75 m}{28} = 0,205m$$

De acuerdo a Florentino Regalado:
$$\frac{L}{24} \leq h_{LR} \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{5,75}{24} \leq h_{LR} \leq \frac{5,75}{20} \rightarrow 0,24m \leq h_{LR} \leq 0,29m$$

Se asume una altura de:
$$h_{LR} = 0,25 m$$

- Separación entre nervios:

Según CBH-87: Separación máxima entre nervios es de 1m.

De acuerdo a Florentino Regalado: La separación de nervios no debe exceder 1m, ya que el análisis de cálculo se realiza para 1 metro.

Se asume: $e = 0,50 m$

- Espesor de la Losa de compresión:

CBH-87: $e' > 3cm \text{ ó } \frac{L'}{10} = \frac{40cm}{10} = 4cm$

Florentino Regalado: $3cm \leq e' \leq 10cm$

Se adoptará un espesor de: $e' = 5cm$

- Base de Nervio:

Según CBH-87: $b \geq 7 cm \text{ ó } \frac{h}{4} = \frac{25cm}{4} = 6,25 cm$

De acuerdo a Florentino Regalado: $b \geq 7 cm \text{ ó } b \geq 0,28 \cdot h = 7 cm$

Se adopta una base de nervio de: $b = 10 cm$

- Recubrimiento mecánico:

$$r_m = r_{min} + \emptyset_{base} + \frac{\emptyset_{base}}{2}$$

$$r_m = 2cm + 1cm + \frac{1cm}{2} = 3,50 cm$$

Datos Geométricos Losa:

Espesor de la losa = 25 cm

Losa de compresión = 5 cm

Ancho de nervio = 10 cm

Altura del nervio = 20 cm

Canto útil= 21,5cm

Separación libre entre nervio (h')= 40 cm

Características de los materiales:

Peso específico del hormigón armado = 2500 kg/m³

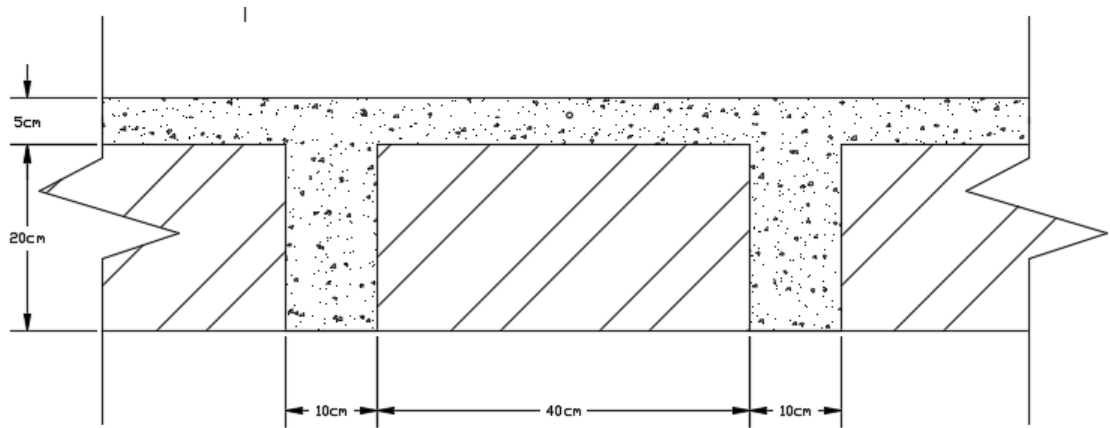
Resistencia característica del hormigón a compresión: $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Límite elástico característico del acero: $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$

Coefficiente de seguridad del límite elástico del acero $\gamma_s = 1,15$

Coefficiente de seguridad de la resistencia del hormigón $\gamma_c = 1,50$

Figura 3.7 Dimensiones de la Losa reticular empleada en el diseño



Fuente: Elaboración Propia

Diseño de la armadura a flexión

Para determinar los momentos, cortantes y deformaciones de la losa, se utilizará los resultados obtenidos del programa Cypecad 2018.

Ancho eficaz de la cabeza:

$$\frac{h_f}{h} = \frac{5\text{cm}}{25\text{cm}} = 0,2 \quad ; \quad \frac{L}{b_w} = \frac{615\text{cm}}{10\text{cm}} = 61,5 \quad ; \quad \frac{2L}{b - b_w} = \frac{2 \cdot 615\text{cm}}{50\text{cm} - 10\text{cm}} = 30,8$$

Con los valores de las relaciones anteriores se entra a la siguiente tabla:

Tabla 3.6 Viga T múltiples continua

Tabla de valores de $\frac{b_e - b_w}{b - b_w}$										
Valores de $\frac{h_f}{h}$	Valores de $\frac{L}{b_w}$	Valores de $\frac{2L}{b - b_w}$								
		0	1	2	3	4	6	8	10	> 10
Cabeza de compresión sin rigidez a flexión	—	0	0,19	0,38	0,57	0,71	0,88	0,96	0,99	1
0,1	10	0	0,19	0,38	0,57	0,72	0,89	0,96	1	1
	50	0	0,19	0,39	0,58	0,73	0,89	0,96	1	1
	100	0	0,21	0,42	0,6	0,75	0,89	0,96	1	1
	150	0	0,24	0,45	0,62	0,75	0,9	0,96	1	1
	200	0	0,27	0,48	0,64	0,77	0,9	0,96	1	1
0,15	10	0	0,19	0,39	0,58	0,72	0,89	0,97	1	1
	50	0	0,23	0,44	0,62	0,74	0,9	0,97	1	1
	100	0	0,31	0,53	0,68	0,78	0,91	0,97	1	1
	150	0	0,37	0,61	0,74	0,83	0,92	0,97	1	1
	200	0	0,41	0,66	0,8	0,87	0,93	0,98	1	1
0,2	10	0	0,21	0,42	0,61	0,74	0,9	0,97	1	1
	50	0	0,3	0,54	0,71	0,82	0,92	0,97	1	1
	100	0	0,41	0,66	0,8	0,87	0,94	0,98	1	1
	150	0	0,44	0,71	0,86	0,91	0,96	0,98	1	1
	200	0	0,45	0,74	0,89	0,93	0,97	0,99	1	1
0,3	10	0	0,28	0,5	0,65	0,77	0,91	0,97	1	1
	50	0	0,42	0,69	0,83	0,88	0,93	0,97	1	1
	100	0	0,45	0,74	0,9	0,94	0,96	0,98	1	1
	150	0	0,46	0,76	0,92	0,95	0,97	0,99	1	1
	200	0	0,47	0,77	0,92	0,96	0,98	0,99	1	1

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

$$n = 1$$

$$b_e = n \cdot (b - b_w) + b_w = 1 \cdot (50 - 10) + 10 = 50 \text{ cm}$$

Se adopta un $\rightarrow b_e = 50 \text{ cm}$

Momento positivo resistente de la losa

$$M_o = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_e \cdot h_f \cdot (d - 0,5 \cdot h_f)$$

$$M_o = 0,85 \cdot 166,67 \cdot 50 \cdot 5 \cdot (21,5 - 0,5 \cdot 5) = 672930 \text{ Kg. cm}$$

$$M_o = 6729,30 \text{ Kg. m}$$

Momento de diseño

$$M_{x_{d+}} = 2480 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{y_{d+}} = 2990 \text{ kg.m/m}$$

Cada nervio recibe un ancho de 50cm:

$$M_{x_{d+}} = 1240 \text{ kg.m}$$

$$M_{y_{d+}} = 1495 \text{ kg.m}$$

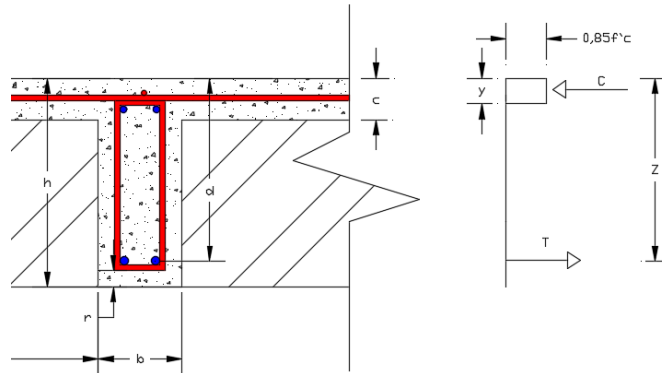
Verificación:

$$M_d \leq M_o$$

Como $M_d \leq M_o \rightarrow$ La fibra "y" cae en la placa. La armadura de tracción se calcula como sección rectangular.

Dimensionamiento del nervio a flexión

Armadura inferior en dirección "X"



$$\rightarrow M_{dx+} = 124000 \text{ Kg. cm/nervio}$$

$$y = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b_e \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

$$y = 21,5 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{124000}{0,425 \cdot 50 \cdot 21,5^2 \cdot 166,67}} \right] = 0,83 \text{ cm}$$

$$y = 0,83 \text{ cm}$$

El eje neutro está ubicado dentro de la losa de compresión, el análisis es el mismo que una viga de sección rectangular.

Del equilibrio de fuerzas horizontales del diagrama de esfuerzos tenemos:

$$A_s = 0,85 \cdot b_e \cdot y \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,85 \cdot 50 \cdot 0,83 \cdot \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 1,35 \text{ cm}^2/\text{nervio}$$

De tabla $w_{s \text{ mín}} = 0,0028 \rightarrow$ Cuantía geométrica mínima

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 10 \cdot 21,5 = 0,6 \text{ cm}^2/\text{nervio}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_s \\ A_{s \text{ mín}} \end{array} \right\} > \text{“la mayor”} \Rightarrow A_s = 1,35 \text{ cm}^2/\text{nervio}$$

Obtención del número de fierros para un nervio

Se usarán 2Ø 10 mm

$$A_s \text{ Ø10mm} = 2 \cdot 0,785 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$1,57 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2$$

Elección = **2 Φ10 mm (para cada nervio)**

CYPECAD = **2 Φ10 mm (para cada nervio)**

De igual manera se realiza para los demás momentos calculados:

$$M_{dx+} = 1240 \text{ kg.m /nervio} \rightarrow A_s = 1,35 \text{ cm}^2/\text{nervio}$$

$$M_{dx-} = 580 \text{ kg.m /nervio} \rightarrow A_s = 0,61 \text{ cm}^2/\text{nervio}$$

$$M_{dy+} = 1495 \text{ kg.m/nervio} \rightarrow A_s = 1,61 \text{ cm}^2/\text{nervio}$$

$$M_{dy-} = 525 \text{ kg.m /nervio} \rightarrow A_s = 0,60 \text{ cm}^2/\text{nervio}$$

Resumen de resultados para los momentos máximos obtenidos

Tabla 3.7 Resultados de la Armadura de la Losa Reticular

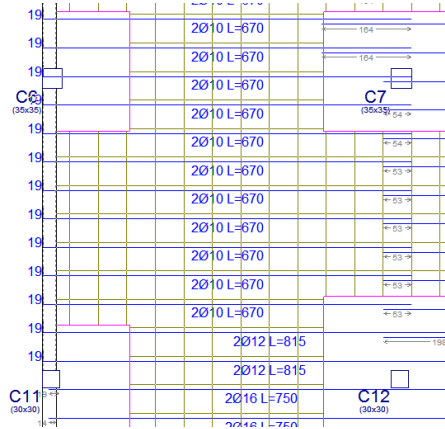
Momentos	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm2/m)	Φ Adoptado	As (cm2/m)	Φ Adoptado	
Mdx+	1,35	2 Φ 10mm c/Nervio	1,385	2 Φ 10mm c/Nervio	2,59
Mdx-	0,61	1 Φ 10mm c/Nervio	0,63	1 Φ 10mm c/Nervio	3,28
Mdy+	1,61	2 Φ 12mm c/Nervio	1,76	2 Φ 12mm c/Nervio	9,31
Mdy-	0,60	1 Φ 10mm c/Nervio	0,65	1 Φ 10mm c/Nervio	8,33

Fuente: Elaboración Propia

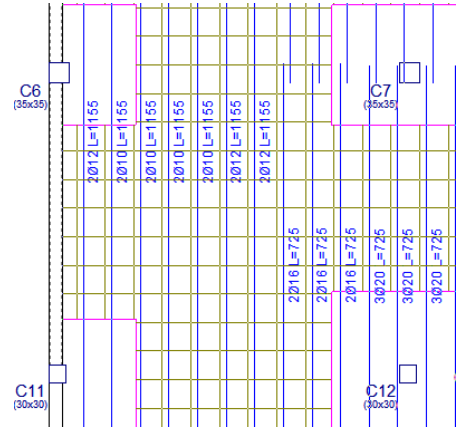
En la siguiente figura se muestra la armadura que necesita la losa para resistir los momentos.

Figura 3.8 Detalle de la armadura de flexión

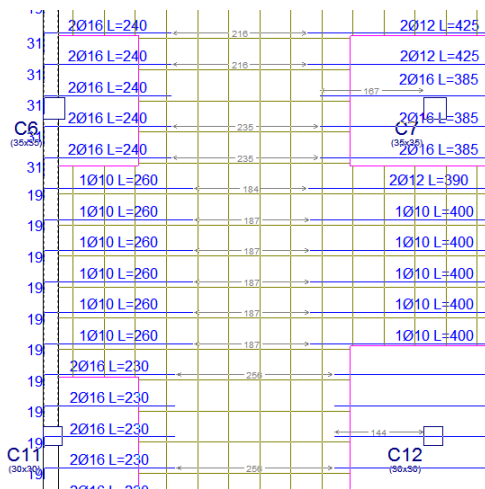
Arm. Inferior en dirección X



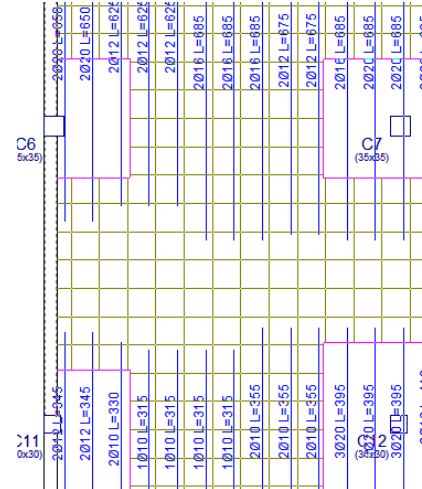
Arm. Inferior en dirección Y



Arm. Superior en dirección X



Arm. Superior en dirección Y

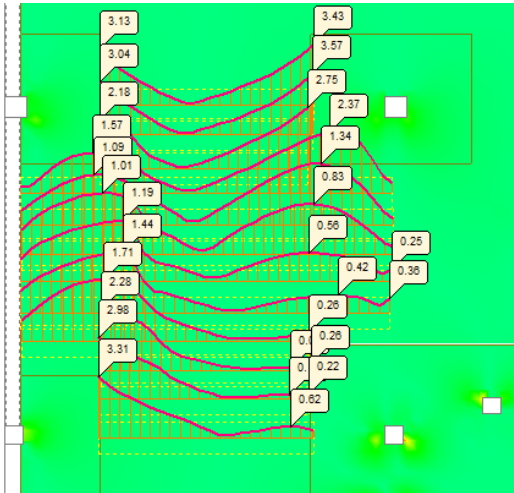


Fuente: Elaboración propia

Dimensionamiento del nervio a esfuerzo cortante

En dirección "X" (longitudinal)

Figura 3.9 diagrama de cortante de los nervios en dirección X



$$V_d = 3430 \text{ Kg/m}$$

$$V_d = 1715 \text{ Kg/nervio}$$

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 6,45 \cdot 10 \cdot 21,5 = 1386,75 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$1715 \text{ kg} \leq 1386,75 \text{ kg} \text{ no cumple}$$

“necesita armadura de cortante”

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 328,25 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd,t}} = 0,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal para una pierna $A_{st} = 0,2 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura mínima para cortante:

$$A_{smin} = 0,02 \cdot b_w \cdot s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd,t}}$$

$$A_{smin} = 0,02 \cdot 10 \cdot 100 \cdot \frac{166,67}{4200} = 0,383 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal para una pierna $A_{st} = 0,192 \text{ cm}^2/\text{m}$

Con un diámetro de $\Phi = 6 \text{ mm}$ Área de la barra 6 mm $A = 0,283 \text{ cm}^2$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{0,2 \text{ cm}^2}{0,283 \text{ cm}^2} = 0,71 \text{ barras}$$

Separación de Estribos

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{0,71} = 140,85 \text{ cm}$$

Máxima separación de estribos según Norma CBH-87 haciendo cumplir el punto 8.2.3.3. de la norma se tiene:

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

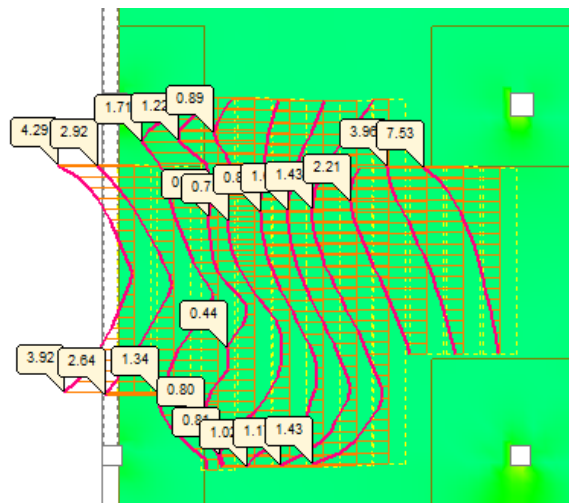
$$s \leq 3 \cdot bw = 30 \text{ cm}$$

Se asume una separación máxima de $s = 30 \text{ cm}$.

Disposición $\emptyset 6\text{mm}$ cada 30 cm

En dirección “Y”

Figura 3.10 Diagrama de cortante de los nervios en dirección Y



$$V_d = 7530 \text{ Kg/m}$$

$$V_d = 3765 \text{ Kg/nervio}$$

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot bw \cdot d = 6,45 \cdot 10 \cdot 21,5 = 1386,75 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$3765 \text{ kg} \leq 1386,75 \text{ kg} \text{ no Cumple}$$

“necesita armadura de cortante”

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 2378,25 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd,t}} = 2,93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal para una pierna $A_{st} = 1,46 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura mínima para cortante:

$$A_{smin} = 0,02 \cdot b_w \cdot s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd,t}}$$

$$A_{smin} = 0,02 \cdot 10 \cdot 100 \cdot \frac{166,67}{4200} = 0,383 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal para una pierna $A_{st} = 0,192 \text{ cm}^2/\text{m}$

Con un diámetro de $\Phi = 6 \text{ mm}$ Área de la barra 6 mm $A = 1,46 \text{ cm}^2$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{1,46 \text{ cm}^2}{0,283 \text{ cm}^2} = 5,17 \text{ barras}$$

Separación de Estribos

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{5,17} = 19,34 \text{ cm}$$

Máxima separación de estribos según Norma CBH-87 haciendo cumplir el punto 8.2.3.3. de la norma se tiene:

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

$$s \leq 3 \cdot bw = 30 \text{ cm}$$

Se asume una separación máxima de $s = 30 \text{ cm}$.

Disposición Ø 6mm cada 15 cm

Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado

La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando fisuraciones y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano.

Según la norma CBH-87 en su tabla 8.1.7.3, la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura deben ser al menos igual a 0,0015 para aceros de grado 500.

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_s = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_s = 0,0015 \cdot 100\text{cm} \cdot 5\text{cm} = 0,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ } \phi 6} = 0,283 \text{ cm}^2$$

$$A_{4\phi 6} = 4 \cdot 0,283 = 1,132 \text{ cm}^2$$

Por lo que se dispondrá una malla de varillas de:

Ø 6mm cada 25 cm, en ambas direcciones.

Comprobación de Flechas en forjados reticulares

De acuerdo a lo que refiere la Norma CBH-87 el valor de la flecha vertical en caso de vigas o forjados que vayan a soportar muros o tabiques que han sido construidos con mortero de cemento, la flecha máxima admisible será $\frac{l}{500}$

Deflexión admisible:

$$\Delta_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{6150\text{mm}}{500} = 12,3 \text{ mm}$$

Deflexión máxima real de la losa: 8,4 mm

$$\Delta_{adm} = 12,3 \text{ mm} > \Delta_{real} = 8,4 \text{ mm} \quad \text{Cumple}$$

Ábacos

De acuerdo a lo establecido en la Norma Boliviana CBH-87, se indica que la existencia de ábacos es opcional en las placas macizas y obligatorias en las aligeradas.

por este motivo se decidirá según el siguiente cálculo:

$$M_u^- > M_{lim} \quad \text{Necesita ábaco}$$

$$M_u^- < M_{lim} \quad \text{No necesita ábaco}$$

$$x_{lim} = \frac{3}{8} \cdot d = 8,06 \text{ cm}$$

$$y_{lim} = 0,80 \cdot x_{lim} = 6,45 \text{ cm}$$

$$M_{lim} = 0,85 \cdot \phi \cdot fcd \cdot b \cdot y_{lim} \cdot \left(d - \frac{y_{lim}}{2}\right)$$

$$M_{lim} = 0,85 \cdot 0,9 \cdot 166,67 \cdot 20 \cdot 6,45 \cdot \left(21,5 - \frac{6,45}{2}\right)$$

$$M_{lim} = 300584,07 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 3005,84 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

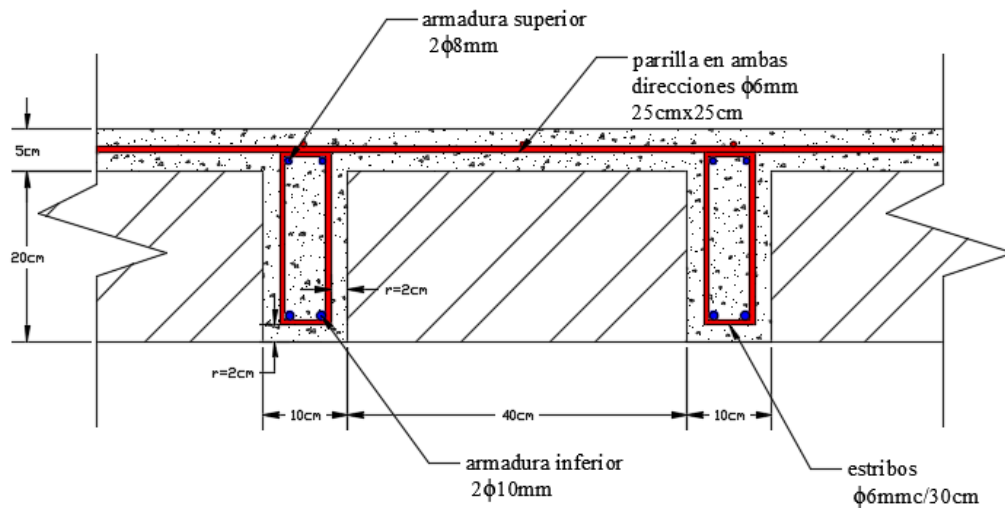
$$M_{dx}^- = 8780 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{dy}^- = 3520 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{dx}^- > M_{lim} \quad \text{necesita ábaco}$$

$$M_{dy}^- > M_{lim} \quad \text{necesita ábaco}$$

Figura 3.11 Armado base de la losa reticular H=25 cm



Fuente: Elaboración propia.

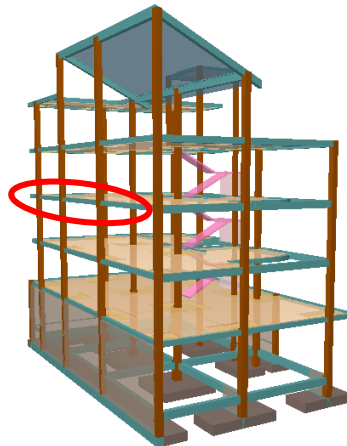
3.7.2. Diseño de Viga de borde (zunchos)

A continuación, se realiza la verificación de la viga más solicitada. (Sección Crítica). Los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos de la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones (envolvente de diseño).

Verificación de estados límites últimos

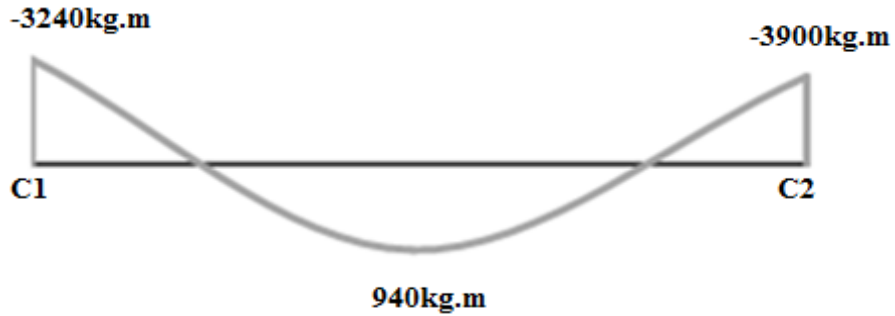
Para realizar el cálculo de la armadura en las vigas, se escoge la viga comprendida en el pórtico 4 y entre las columnas 1 y 2 sección 25 x 25 cm. del nivel +8,90 m (segundo piso).

Figura 3.12 Viga a ser diseñada, viga 2 del pórtico 4



Fuente: Cypecad 2018.

Figura 3.13 Envolvente de momentos en la viga.



Fuente: Elaboración propia.

Datos:

Canto de la Viga	$h = 25 \text{ cm}$
Base de la Viga	$b_w = 25 \text{ cm}$
Longitud de la viga	$L = 585 \text{ cm}$
Recubrimiento superior e inferior de la armadura	$r = 2,5 \text{ cm}$
Canto Útil de la Sección	$d = 25 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} - 1,2 \text{ cm} / 2 - 1,2 \text{ cm} - 0,6 \text{ cm} = 20,1 \text{ cm}$
Resistencia del Hormigón	$f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia del Acero	$f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia de cálculo del Hormigón	$f_{cd} = 166,67 \text{ kg/m}$
Resistencia de cálculo del acero	$f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía mínima	$w_{\min} = 0,0028$
$\gamma_c = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_f = 1,6$	

Verificación de la armadura longitudinal positiva para la viga 2 entre C1 y C2

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{94000 \text{ kg. cm}}{25 \text{ cm} \cdot (20,1 \text{ cm})^2 \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2} = 0,056$$

Entonces: $\mu_{\text{lim}} = 0,319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

Como:

$\mu_d < \mu_{\text{lim}}$ no se necesita armadura a compresión

$$0,056 < 0,319$$

Cálculo de la armadura en tracción:

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ ω_s ”

Con: $\mu_d = 0,056$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0,059$

Determinación de la armadura: A_s

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,059 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 20,1 \text{ cm} \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 1,14 \text{ cm}^2$$

Determinación de la Armadura mínima: A_{smin}

El código CBH-87 recomienda la armadura mínima para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos.

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

$$\omega_{min} = 0,0028$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 20,1 \text{ cm} = 1,407 \text{ cm}^2$$

Como: $A_{smin} > A_s$

Entonces el área de cálculo requerida será:

$$A_{sreq} = 1,407 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará los siguientes diámetros: $\Phi = 12 \text{ mm}$

con un área de $A_{s\Phi12} = 1,131 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 2\Phi12$$

$$A_{s\Phi12} = 2 \cdot 1,131 \text{ cm}^2 = 2,262 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{sreal} = 2,262 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: $2\Phi12 \text{ mm}$

Verificación de la armadura negativa para la viga en el lado izquierdo apoyado sobre C1

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{324000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{25 \text{ cm} \cdot (20,1 \text{ cm})^2 \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2} = 0,192$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0,319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

Como:

$\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión

$$0,192 < 0,319$$

Cálculo de la armadura en tracción:

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ ω_s ”.

Con: $\mu_d = 0,192$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0,217$

Determinación de la armadura: A_s

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,217 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 20,1 \text{ cm} \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 4,18 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: A_{smin}

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

$$\omega_{min} = 0,0028$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 20,1 \text{ cm} = 1,407 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

Entonces el área de cálculo requerida será:

$$A_{sreq} = 4,18 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\Phi = 12 \text{ mm}$ con un área de $A_{s\Phi12} = 1,131 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 4\Phi12$$

$$A_s = 4 \cdot 1,131 = 4,524 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 4,524 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 4 Φ 12

Verificación de la armadura negativa para la viga en el lado derecho apoyado sobre C2

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{390000 \text{ kg. cm}}{25 \text{ cm} \cdot (20,1 \text{ cm})^2 \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2} = 0,232$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0,319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

Como:

$\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión

$$0,232 < 0,319$$

Cálculo de la armadura en tracción:

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ ω_s ”.

Con: $\mu_d = 0,232$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0,279$

Determinación de la armadura: A_s

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,279 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 20,1 \text{ cm} \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 5,374 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: A_{smin}

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

$$\omega_{min} = 0,0028$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 20,1 \text{ cm} = 1,407 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

Entonces el área de cálculo requerida será:

$$A_{s \text{ req}} = 5,374 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\Phi = 12$ mm con un área de $A_s \Phi_{12} = 1,131 \text{ cm}^2$, y el diámetro: $\Phi = 16$ mm con un área de $A_s \Phi_{16} = 2,011 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 3\Phi_{12} + 1\Phi_{16}$$

$$A_s = 3 \cdot 1,131 \text{ cm}^2 + 1 \cdot 2,011 \text{ cm}^2 = 5,404 \text{ cm}^2$$

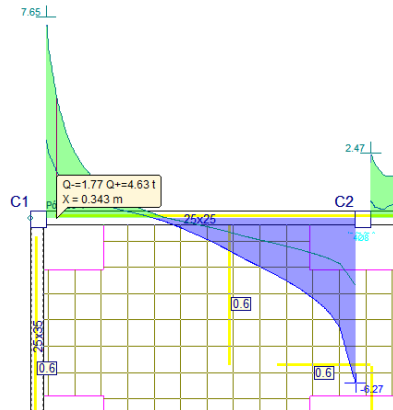
Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 5,404 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 3 Φ_{12} + 1 Φ_{16} mm

Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la C1 lado izquierdo de la viga

Figura 3.14 Envolvente de cortante en la viga(extremo izquierdo).



Fuente: CYPECAD 2018

El cortante de diseño es $V_d = 4630 \text{ kg}$ (cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo).

Nota: Se diseña con el cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo, debido, a que a partir de esa distancia aparece la fisura por el corte.

La determinación de la resistencia convencional del hormigón a esfuerzo cortante es:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces, la contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante es:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 3241,1 \text{ kg}$$

Condición:

$$V_d < V_{cu} \rightarrow 4630 \text{ kg} \nless 3241,1 \text{ kg} \text{ No cumple}$$

Por tanto, necesita armadura transversal.

El valor de agotamiento por compresión del alma es:

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 25125,5 \text{ kg}$$

$$\text{Condición: } V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow \text{cumple!!!}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 1388,9 \text{ kg}$$

$$A_{s \text{ req}} = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd,t}} = 1,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal para una pierna $A_{st1} = 0,91 \text{ cm}^2/\text{m}$

Con un diámetro de $\Phi = 6 \text{ mm}$ Área de la barra 6 mm $A = 0,283 \text{ cm}^2$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{0,91 \text{ cm}^2}{0,283 \text{ cm}^2} = 3,22 \text{ barras}$$

Separación de Estribos

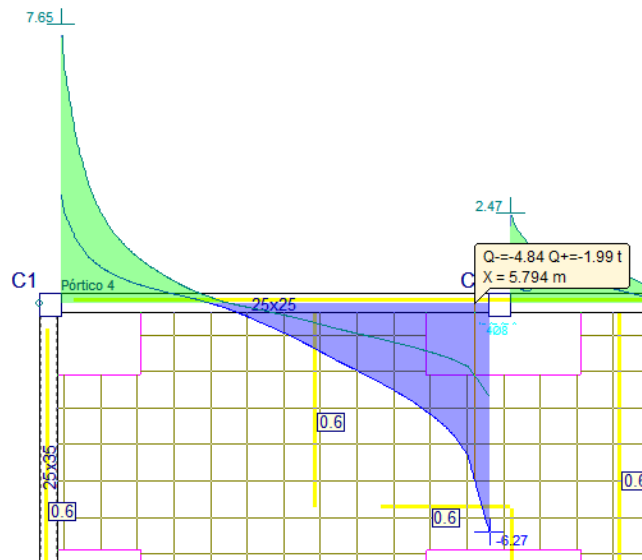
$$\text{Espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{3,22} = 31,06 \text{ cm}$$

Por cuestiones constructivas asumiremos el múltiplo de 5 cm menor.

Elección = Φ 6mm c/30 cm

Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la C2 lado derecho de la viga

Figura 3.15 Envoltente de cortante en la viga(extremo izquierdo).



Fuente: CYPECAD 2018

El cortante de diseño es $V_d = 4840 \text{ kg}$ (cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo).

Nota: Se diseña con el cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo debido a que a partir a esa distancia aparece la fisura por el corte.

Determinación de la resistencia convencional del hormigón a esfuerzo cortante es:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante es:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 3241,1 \text{ kg}$$

Condición:

$$V_d < V_{cu} \rightarrow 4840 \text{ kg} \not< 3241,1 \text{ kg} \text{ No cumple}$$

Por tanto, necesita armadura transversal.

El valor de agotamiento por compresión del alma es:

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 25125,5 \text{ kg}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 1598,9 \text{ kg}$$

Condición: $V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow cumple!!!$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd,t}} = 2,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armatura mínima para cortante:

$$A_{smin} = 0,02 \cdot b_w \cdot s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd,t}}$$
$$A_{smin} = 0,02 \cdot 25 \cdot 100 \cdot \frac{166,67}{4200} = 1,984 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armatura requerida para cortante:

$$A_{sreq} = 2,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armatura transversal para una pierna $A_{st1} = 1,05 \text{ cm}^2/\text{m}$

Con un diámetro de $\Phi = 6 \text{ mm}$ Área de la barra $8 \text{ mm } A = 0,283 \text{ cm}^2$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{1,05 \text{ cm}^2}{0,283 \text{ cm}^2} = 3,71 \text{ barras}$$

Separación de Estribos

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{3,71} = 26,9 \text{ cm}$$

Elección = $\Phi 6 \text{ mm } c/25 \text{ cm}$

Armatura de corte mínima:

Según normativa para vigas de borde (zunchos) de losas reticulares la separación entre estribos debe ser mínimamente $d/2$:

$$\frac{d}{2} \geq \frac{20,1 \text{ cm}}{2}$$
$$\frac{d}{2} \geq 10,05 \text{ cm}$$

Elección para todo el tramo de la viga = $\Phi 6 \text{ mm } c/10 \text{ cm}$

Cálculo de la longitud de anclaje:(según CBH-87, 12.1)

La longitud de anclaje no podrá ser inferior al valor mayor de los siguientes:

- a) $10 \cdot \Phi$
- b) 15 cm
- c) La tercera parte de la longitud correspondiente al caso en que no se aplique la reducción.

Las barras positivas se encuentran en la posición I, por lo tanto se usa $m= 15$ para hormigones de 250 kg/cm^2 y barras de 5000 kg/cm^2 .

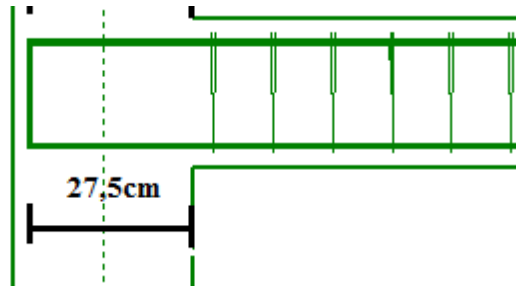
$$l_b = m \cdot \Phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \Phi \geq 15 \text{ cm} \qquad l_b = 15 \cdot 1,2^2 \geq \frac{500}{20} \cdot 1,2 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_b = 21,6 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

- a) $10 \cdot 1,2 = 12 \text{ cm}$
- b) 15 cm
- c) $\frac{1}{3} \cdot 30 = 10 \text{ cm}$

La terminación en patilla normalizada de cualquier anclaje de barras corrugadas, en tracción permite reducir a longitud neta de anclaje a:

$$l_{b \text{ neta}} = 0,7 l_b = 0,7 \cdot 30 \text{ cm} = 21 \text{ cm}$$



$$l_{b \text{ real}} = 27,5 \text{ cm} \geq l_{b \text{ neta}} = 21 \text{ cm} \qquad \text{cumple}$$

Las barras negativas se encuentran en la posición II, por lo tanto, se usa $m= 15$ para hormigones de 250 kg/cm^2 y barras de 5000 kg/cm^2 .

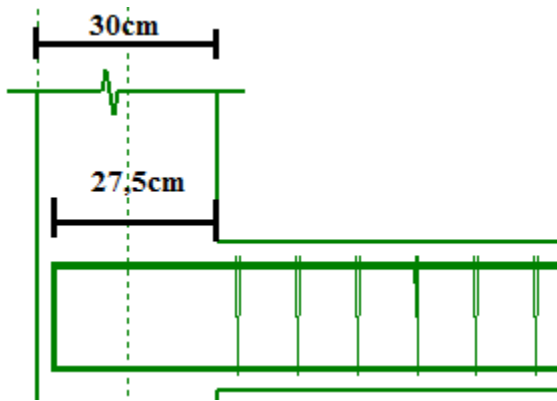
$$l_b = 1,4 m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} \cdot \phi \geq 15 \text{ cm} \qquad l_b = 1,4 \cdot 15 \cdot 1,2^2 \geq \frac{500}{20} \cdot 1,2 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_b = 30,24 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

- a) $10 \cdot 1,2 = 12 \text{ cm}$
- b) 15 cm
- c) $\frac{1}{3} \cdot 30,24 = 10,08 \text{ cm}$

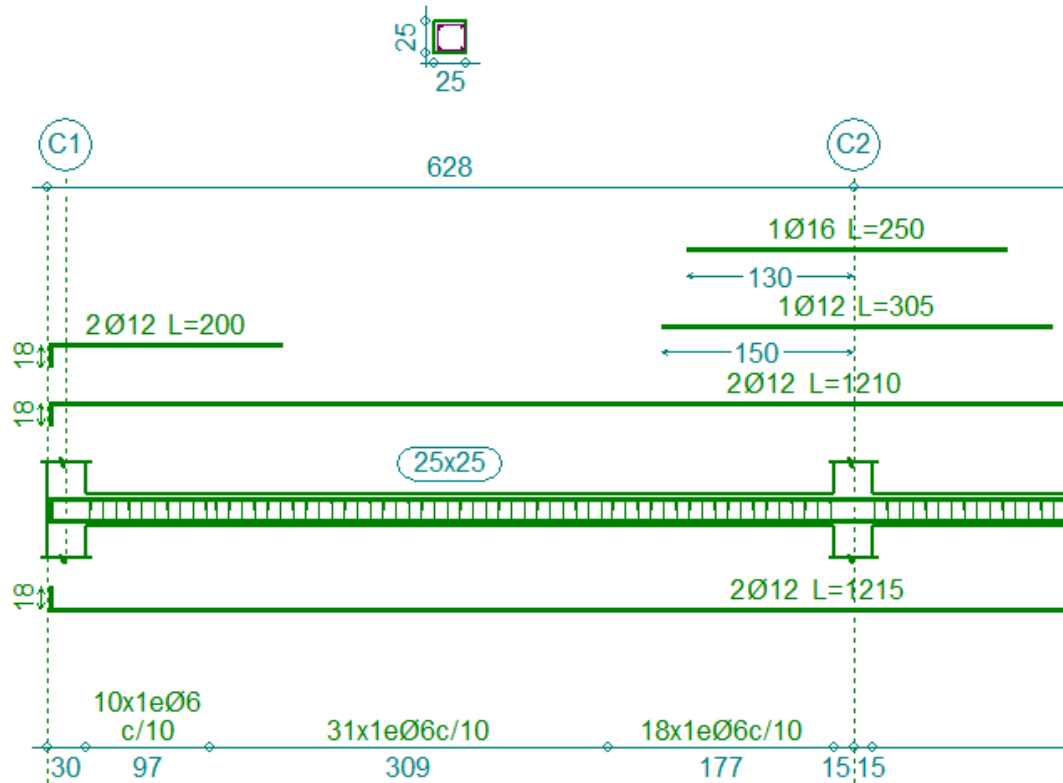
La terminación en patilla normalizada de cualquier anclaje de barras corrugadas, en tracción permite reducir a longitud neta de anclaje a:

$$l_{b \text{ neta}} = 0,7 l_b = 0,7 \cdot 30,24 \text{ cm} = 21,2 \text{ cm}$$



$$l_{b \text{ real}} = 27,5 \text{ cm} \geq l_{b \text{ neta}} = 21,17 \text{ cm} \qquad \text{cumple}$$

Figura 3.16 Armado de la viga.



Fuente: CYPECAD 2018

Verificación de la flecha máxima

Según el programa, se tiene una flecha máxima de:

$$f_{max} = 0,22 \text{ cm}$$

Pero según recomendación de la norma CBH-87 en el punto 9.9.10.4.3, la flecha máxima no debe de exceder el valor de la siguiente expresión:

$$f_{max} = \frac{l}{500} = \frac{583 \text{ cm}}{500} = 1,17 \text{ cm}$$

Se puede apreciar que la flecha máxima no sobrepasa la admisible; por lo tanto, está correcto.

Comentarios de los resultados

La verificación del diseño de la viga a flexión en estados límites últimos refleja la mayor variación en cuanto al acero requerido a flexión positiva, esto se debe a que la normativa CBH-87 al calcular la cuantía geométrica usa el valor del canto útil en su fórmula: $A_s = b \cdot d \cdot 0,0028$, mientras que el programa Cypecad usa el valor de la altura de la viga: $A_s = b \cdot h \cdot 0,0028$. En el armado transversal se dispone de estribado mínimo separado a $d/2$.

Tabla 3.8 Resultados de la Armadura de la viga.

Armadura	Manual		CYPECAD		Dif (%)
	As requerida (cm ²)	Φ Adoptado	As requerida (cm ²)	Φ Adoptado	
Longitudinal (positiva)	1,407	2 Φ 12mm	1,75	2 Φ 12mm	24,4
Negativa (lado izquierdo)	4,18	4 Φ 12mm	3,89	4 Φ 12mm	7,5
Negativa (lado derecho)	5,374	3 Φ 12mm + 1 Φ 16mm	4,88	3 Φ 12mm + 1 Φ 16mm	10,1
Transversal	5,65	Φ 6mm c/10cm	5,65	Φ 6mm c/10cm	0

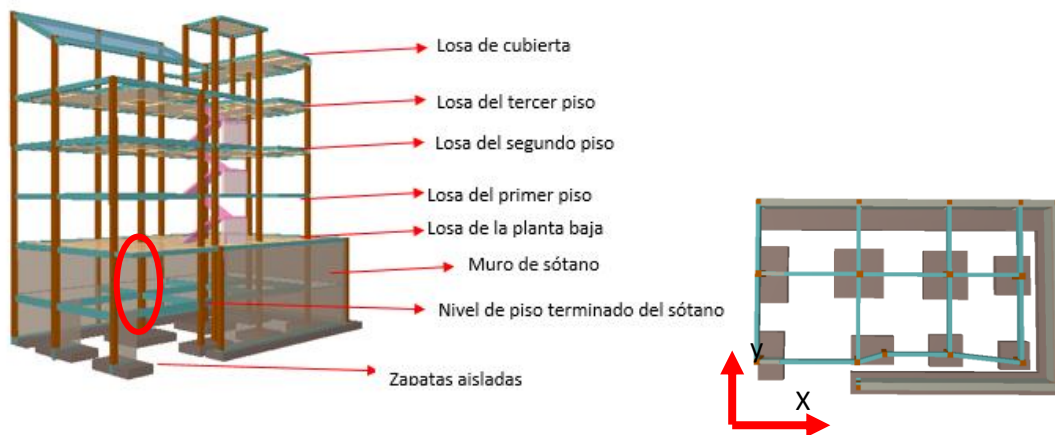
3.7.3. Diseño de la Columna

A continuación, se realiza la verificación de una de las columnas más solicitadas. Los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones. La columna C7, presenta los siguientes datos:

Datos C7:

Resistencia característica de H°A°	$f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia característica de acero	$f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$
Recubrimiento	$r = 2,5 \text{ cm}$
Dimensiones	$b = 35 \text{ cm.}; h = 35 \text{ cm.}$
Longitud	$L = 3,1 \text{ m}$
Referencia	C-7
Axil de cálculo	$N_d = 170300 \text{ kg}$
Momento de cálculo en dirección x	$M_{dx} = 400 \text{ kg} \cdot \text{m}$
Momento de cálculo en dirección y	$M_{dy} = 6410 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Figura 3.17 Columna a ser diseñada.



Fuente: CYPECAD 2018

Resistencias Minoradas de los materiales:

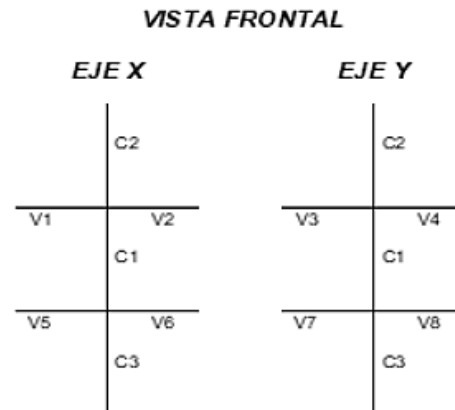
$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1,5} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ Kg/cm}^2}{1,15} = 4347,83 \text{ Kg/cm}^2$$

Coefficiente de pandeo:

$$\psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todas las columnas}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}$$

$$\psi_B = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todas las columnas}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}$$



Datos de geometría de los elementos que concurren a la columna en estudio:

Elemento	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)
Columna 1 (C1)	310	35	35	125052.08	125052.08
Columna 2 (C2)	290	30	30	67500.00	67500.00
Columna 3 (C3)	110	40	40	213333.33	213333.33
Viga 1 (V1)	-	-	-	-	-
Viga 2 (V2)	-	-	-	-	-
Viga 3 (V3)	-	-	-	-	-
Viga 4 (V4)	-	-	-	-	-
Viga 5 (V5)	575	25	40	133333.33	-
Viga 6 (V6)	505	25	40	133333.33	-
Viga 7 (V7)	495	25	40	133333.33	-
Viga 8 (V8)	405	25	40	133333.33	-

En la planta de primer piso no existen vigas esto nos lleva a valores nulos, en estos casos ante la imposibilidad de lograr un empotramiento perfecto, se recomienda no adoptar valores de ψ inferiores a 0,1.

Por lo tanto, el coeficiente es:

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{xV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{xV2}}{L_{V2}}} = 0,1 \quad \psi_{AY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{yV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{yV2}}{L_{V2}}} = 0,1$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{xV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{xV6}}{L_{V6}}} = 4,72 \quad \psi_{BY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{yV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{yV6}}{L_{V6}}} = 3,91$$

Traslacionalidad o Intraslacionalidad de la estructura:

Según el libro Proyecto y Cálculo de Estructuras Tomo II de J. Calavera en su capítulo 45.2.1. indica que en el caso de una estructura de edificación de menos de 15 plantas en las que el corrimiento horizontal máximo en el dintel de la última planta, no supere $\frac{1}{750}$ de la altura total, se considera un pórtico intraslacional. Entonces:

Desplazamiento máximo en “y” del pilar = 17 mm

Altura Total = 19,60 m. = 19600 mm.

$$\frac{1}{750} \cdot 19600 \text{ mm} > 17 \text{ mm}$$

$$26,13 \text{ mm} > 17 \text{ mm}$$

Se considera pórtico **intraslacional**

Con estos valores se ingresan al monograma confeccionado por Jackson y Moreland, Figura N° 2.9, correspondiente a estructuras intraslacionales, obteniéndose de este modo el coeficiente de esbeltez α .

$$\alpha_x = 0,71$$

$$\alpha_y = 0,72$$

Cálculo de la longitud de pandeo:

$$l_{ox} = \alpha_x \cdot L = 0,71 \cdot 310 = 220,1 \text{ cm}$$

$$l_{oy} = \alpha_y \cdot L = 0,72 \cdot 310 = 223,2 \text{ cm}$$

Valores límites de la esbeltez:

$\lambda < 35$ pieza considerada corta

$35 \leq \lambda \leq 100$ puede calcularse excentricidad adicional

Determinación de la esbeltez mecánica de la columna:

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i_x} = \frac{220,1}{\sqrt{\frac{125052,08}{1225}}} = 21,78 < 35$$

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{i_y} = \frac{223,2}{\sqrt{\frac{125052,08}{1225}}} = 22,09 < 35$$

Como la esbeltez se encuentra entre el intervalo $\lambda < 35$, es una columna corta; por lo tanto, no debe calcularse la excentricidad ficticia.

Cálculo de las excentricidades:

Excentricidad de primer orden

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = 0,46 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = 4,88 \text{ cm}$$

Excentricidad Accidental

$$e_o \geq e_a = \frac{h \text{ ó } b}{20} \geq 2 \text{ cm.}$$

$$e_a = \frac{h}{20} = \frac{35}{20} = 1,75 \text{ cm} \geq 2 \text{ cm.}$$

$$e_a = 2 \text{ cm.}$$

Excentricidad total

$$e_{(xy)\text{máx}} = e_o + e_a + e_{fic}$$

$$e_{fX} = 0,46 + 2 + 0 = 2,46 \text{ cm} \quad ; \quad e_{fY} = 4,88 + 2 + 0 = 6,88 \text{ cm}$$

La capacidad mecánica del hormigón U_c es:

$$U_c = f_{cd} \cdot A_c \rightarrow U_c = f_{cd} \cdot b \cdot h$$

$$U_c = 166,67 \cdot 35 \cdot 35$$

$$U_c = 204166,67Kg$$

Los esfuerzos reducidos serán:

$$\nu = \frac{N_d}{U_c} = 0,834$$

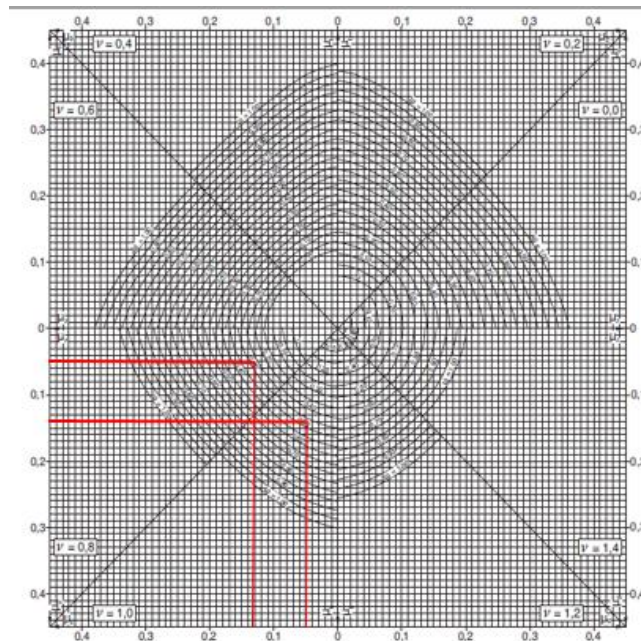
$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_x}{U_c \cdot b} = 0,164$$

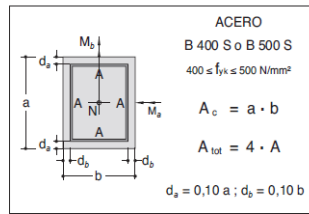
$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_y}{U_c \cdot h} = 0,059$$

Con estos valores se ingresa al ábaco en roseta para flexión esviada de secciones rectangulares en el sector correspondiente al valor de ν de que se trate; con los valores μ_1 y μ_2 , se obtiene la cuantía mecánica total ω . Como $\mu_y > \mu_x$ se entra en el ábaco con $\mu_1 = 0,164$ y $\mu_2 = 0,059$, resultando las siguientes cuantías mecánicas:

$$\nu = 0,834$$

$$\omega = 0,446$$





La armadura longitudinal necesaria será:

$$A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} \qquad A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,446 \cdot 35 \cdot 35 \cdot 166,67}{4347,83} = 20,94 \text{ cm}^2$$

Se calcula la armadura mínima con la cuantía mínima que se obtiene de la Norma CBH-87 (Tabla 8.1.7.3)

$$w_{min} = 0,0050$$

$$A_{smin} = w_{min} \cdot b \cdot h$$

$$A_{smin} = 6,125 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: $\Phi 16 \text{ mm}$

$$A = \frac{A_{s \text{ tot}}}{4} = \frac{20,94}{4} = 5,24 \text{ cm}^2$$

Se utilizará:

$$3_{\Phi 16} = 2 \cdot 2,011 = 6,033 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 4 \cdot 3_{\Phi 16} = 12_{\Phi 16} = 24,13 \text{ cm}^2$$

Se necesita: 4 $\Phi 16$ (esquinas) + 8 $\Phi 16$ (lateral)

Elección = **4 $\Phi 16$ + 8 $\Phi 16$**

CYPECAD = **4 $\Phi 16$ + 8 $\Phi 16$**

- **Armadura transversal**

La separación que tendrá la armadura transversal será:

$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} = 35 \text{ cm} \\ 15 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} = 15 \cdot 1.6 = 24 \text{ cm.} \end{cases}$$

Separación adoptada de estribos $s = 20 \text{ cm}$.

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \rightarrow \frac{1}{4} \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} = \frac{1}{4} \cdot 16 = 4 \text{ mm.} \\ \rightarrow \phi_{\text{Estribo}} = 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Diámetro de estribo adoptada = 6 mm.

Por lo tanto, la armadura del estribo será:

Se utilizará: Φ 6mm c/20 cm

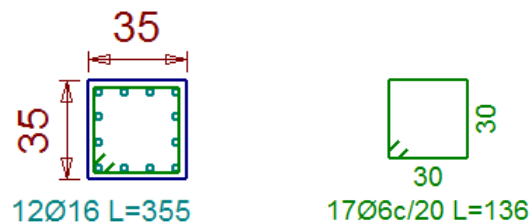
Comentarios y evaluaciones de los resultados

Para la verificación de la columna, los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD. De acuerdo a los resultados, se nota que el armado longitudinal del programa nos da cuantías de acero similares.

Tabla 3.9 Resultados de la Armadura de la columna.

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm ²)	Φ Adoptado	As (cm ²)	Φ Adoptado	
Longitudinal	24,13	12 Φ 16mm	24,13	12 Φ 16mm	0
Transversal	2,83	Φ 6mm c/20 cm	2,83	Φ 6mm c/20cm	0

Figura 3.18 Armado de la Columna C7.



Fuente: CYPECAD 2018

3.7.4. Diseño de Obras Complementarias

3.7.4.1. Diseño de la escalera

Propiedades de los materiales:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$f_{ck} = 250,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yk} = 5000,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 4347,83 \text{ Kg/cm}^2$$

Los datos de la geometría de la escalera son los siguientes:

$$L_1 = 2,40 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$Z = 3,10 \text{ m}$$

$$a = 1,00 \text{ m}$$

$$B = 2,05 \text{ m}$$

$$t = 0,12 \text{ m}$$

$$r = 0,02 \text{ m}$$

$$h = 0,300 \text{ m}$$

$$ch = 0,172 \text{ m}$$

$$N = 18$$

Longitud horizontal de la rampla.

Longitud del descanso.

Desnivel a salvar.

Ancho de la rampla.

Ancho total del descanso.

Espesor de la losa.

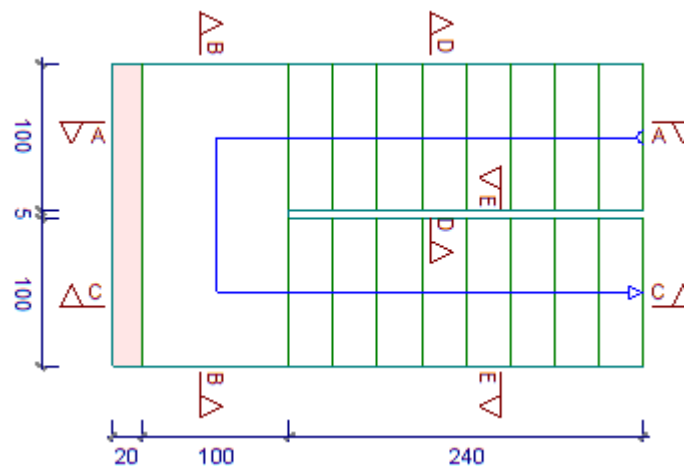
Recubrimiento de la armadura.

Huella.

Contra huella.

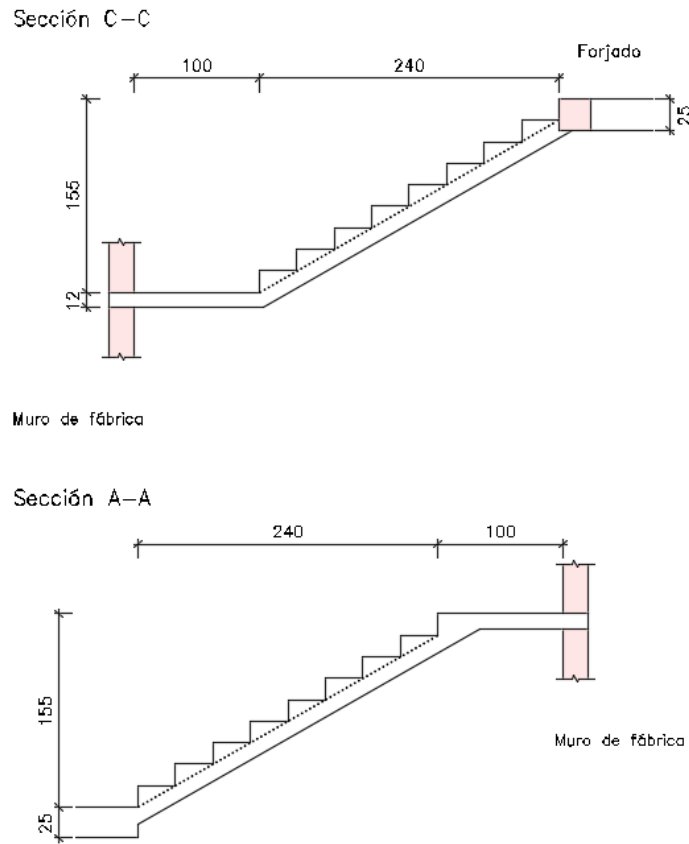
Número de peldaños.

Figura 3.19 Vista en planta de la Escalera



Fuente: CYPECAD 2018

Figura 3.20 Características Geométricas de la Escalera



Fuente: CYPECAD 2018

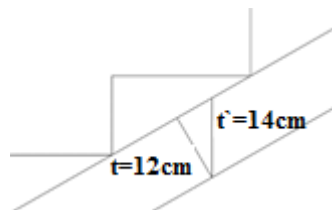
Dado que, las características geométricas de la escalera de subida como la de bajada son simétricas, solo bastará con verificar una de ellas y la otra tomará la misma disposición de la armadura. Por lo tanto, solo se comprobará la losa de subida.

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

Cargas sobre la losa de la rampa:

$$A_{rampa} = 1 \cdot 2,40 = 2,4 \text{ m}^2$$

$$t' = 0,14\text{m}$$



$$Vol_{peldaño} = \frac{h \cdot ch}{2} \cdot a = \frac{0,30 \cdot 0,172}{2} \cdot 1 = 0,0258 \text{ m}^3.$$

$$Peso_{peldaños} = V_{escalón} \cdot N_{peld}^{\circ} \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0,0258 \cdot 8 \cdot 2500 = 516 \text{ kg}$$

Carga debida al peso propio de la rampa:

$$q_{rampa} = t' \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot a = 0,14 \cdot 2500 \cdot 1 = 350 \text{ kg/m}$$

Carga de los peldaños:

$$q_{peldaño} = \frac{Peso_{peldaños}}{A_{rampa}} \cdot a = \frac{516}{2,4} \cdot 1 = 215 \text{ kg/m}$$

Carga debido a los acabados:

$$q_{acabados} = 80 \cdot 1 = 80 \text{ kg/m}$$

Carga en las barandillas:

$$q_{barandillas} = 20 \text{ kg/m}$$

Carga muerta total en la rampa:

$$Carga \text{ Muerta total} = q_{peldaños} + q_{rampa} + q_{acabados} + q_{barandillas} = 665 \text{ kg/m}$$

Cargas sobre la losa de descanso:

Carga debido al peso propio del descanso:

$$q_{descanso} = t \cdot peso \text{ esp. } H^{\circ}A^{\circ} \cdot L_2 = 0,12 \cdot 2500 \cdot 1 = 300 \text{ kg/m}$$

Carga debida a los acabados:

$$q_{acabados} = 80 \cdot 1 = 80 \text{ kg/m}$$

Carga muerta total del descanso:

$$Carga \text{ Muerta total} = q_{descanso} + q_{acabados} = 380 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga:

La sobrecarga de uso se determina mediante el tipo de edificación y se obtiene de la tabla de la NB-87, la cual es de 300 kg/m²

$$Sobrecarga = q_{SC} \cdot a = 300 \cdot 1 = 300 \text{ kg/m}$$

$$Sobrecarga \text{ en barandilla} = 200 \text{ kg/m}$$

Consideraciones para la disposición de la armadura en la escalera:

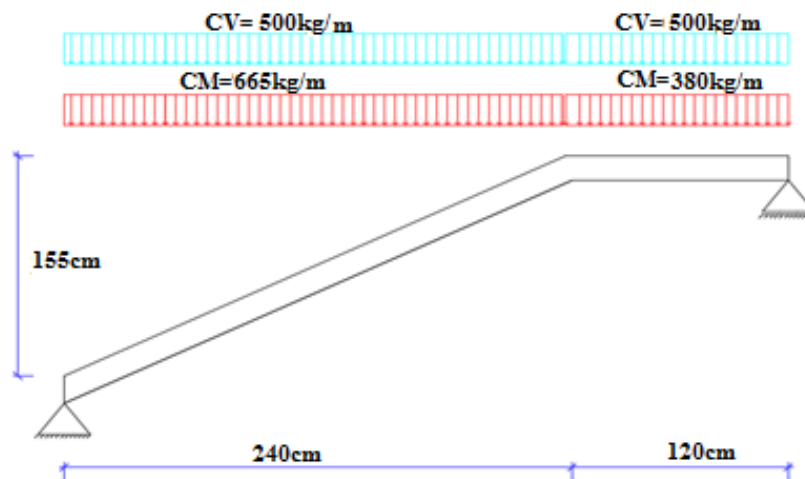
Los momentos de empotramiento perfecto se presentan solo excepcionalmente, cuando la placa va unida a una pieza de gran rigidez.

Para el caso de empotramiento perfecto, puede tomarse, el momento de empotramiento y el de vano iguales en valor absoluto, e iguales a la semisuma proporcionada por el cálculo, lo cual resulta especialmente adecuado si el armado se hace con mallas electro soldadas. Si el empotramiento se realiza en una viga, se recomienda colocar armaduras negativas para resistir los momentos perfectos en la situación de servicio; pero al calcular las armaduras de vanos, en la situación de agotamiento, debe suponerse que la viga es un apoyo simple, ya que, al fisurarse, disminuirá su rigidez torsional de forma decisiva.

Y para el cálculo de la armadura principal se calculará como si fuese una viga. Transversalmente, se dispondrá de una armadura de reparto, cuya cuantía no será inferior al 20% de la principal en los 3/5 centrales de la luz. Aplicando estas consideraciones, la escalera puede ser diseñada como se indica a continuación:

Para la armadura de vano: Supuesta como un apoyo simple y con las cargas ponderadas, se tiene que:

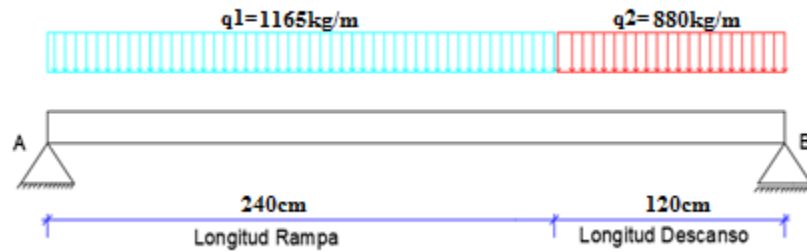
Figura 3.21 Consideración de la escalera para el cálculo de la armadura principal



Fuente: Elaboración Propia

Por razones de cálculo podrá considerarse como una losa plana:

Figura 3.22 Consideración como una losa plana y simplemente apoyada



Fuente: Elaboración Propia

Resolviendo se tiene que:

$$\sum M_A = 0$$

$$R_B = \frac{\frac{(1165) \cdot 2,4^2}{2} + (880) \cdot 1,2 \cdot \left(\frac{1,2}{2} + 2,4\right)}{2,4 + 1,2} = 1812 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A = (1165) \cdot 2,4 + (880) \cdot 1,2 - 1812 = 1944 \text{ kg}$$

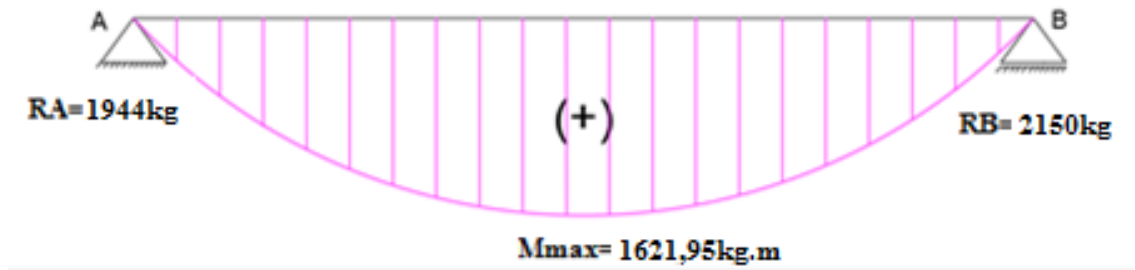
$$x = \frac{R_A}{q_1} = \frac{1944}{1165} = 1,67 \text{ m}$$

$$M_{max}^+ = R_A \cdot x - \frac{(q_1) \cdot x^2}{2}$$

$$M_{max}^+ = 1944 \cdot 1,67 - \frac{(1165) \cdot 1,67^2}{2}$$

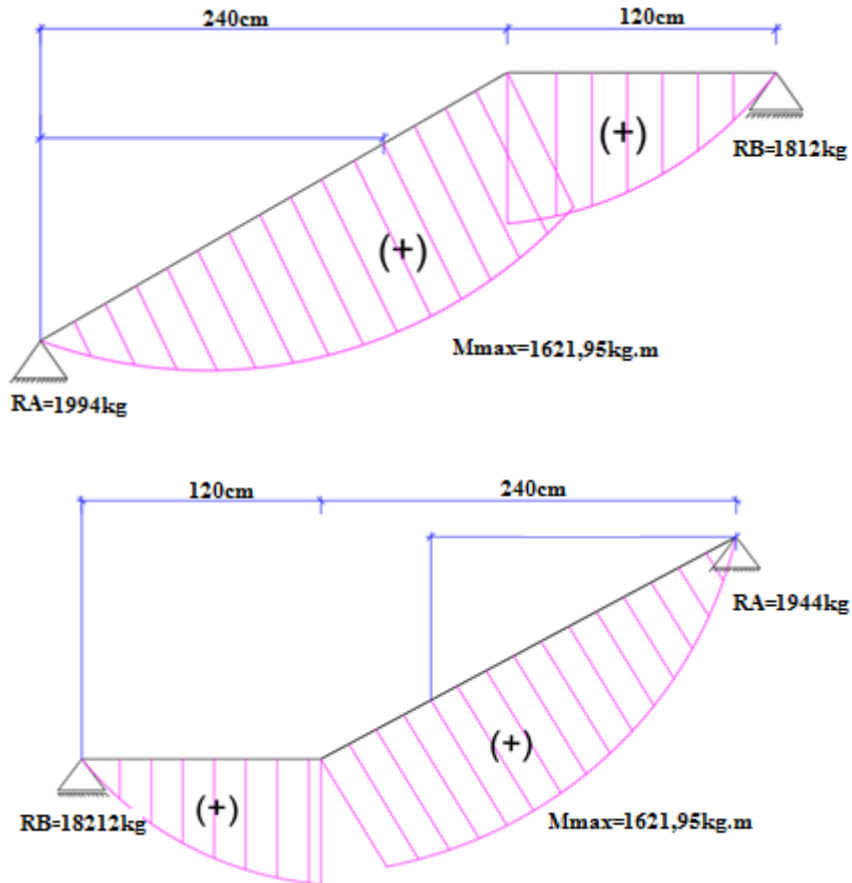
$$\mathbf{M_{max}^+ = 1621,95 \text{ kg} \cdot \text{m}}$$

Figura 3.23 Diagrama de momentos de la escalera, como losa plana



Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.24 Diagrama de momentos de la escalera, esquema real



Fuente: Elaboración Propia

Para la armadura negativa: se considera la tercera parte del momento obtenido para el momento positivo.

$$M_{(-)} = \frac{M \max(+)}{3} = -540,65 \text{ kg. m}$$

Con todas las consideraciones antes mencionadas, se procede a determinar la armadura de la escalera.

Determinación de la armadura longitudinal positiva

Datos iniciales:

$M_{max} = 162195 \text{ kg. cm}$	Momento máximo.
$M_d = 259512 \text{ kg. cm}$	Momento de diseño.
$\omega_{min} = 0,0015$	Cuantía mínima para losas.
$b_w = a = 100 \text{ cm}$	Ancho de rampa.
$t = 12 \text{ cm}$	Espesor de la losa.
$r = 2 \text{ cm}$	Recubrimiento de armadura.
$d = 12 - 2 - \frac{1}{2} - 0,8 = 8,7 \text{ cm}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 \cdot b_w \cdot f_{cd}} = 0,206$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ Por lo tanto, la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción, se entra con $\mu_d = 0,206$ de la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,24$, y la armadura necesaria será:

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 8,004 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s \min}$):

$$A_{s \min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 1,425 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$ entonces el área de cálculo será:

$$A_{s \text{ req}} = 8,004 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de $\phi = 10$ mm con un área de $A_{s \phi 10} = 0,785 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 10}} = 10,19 \text{ barras} \approx 11 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm} - 2 \cdot 2,5 \text{ cm}}{11 \text{ barras} - 1} = 9,5 \text{ cm}$$

Elección = 11 $\Phi 10$ mm

Cálculo de la armadura longitudinal negativa

Datos iniciales:

$$M_{(-)} = \frac{M \text{ max}(+)}{3} = -540,65 \text{ kg. m}$$

$M_{\text{max}} = -54065 \text{ kg. cm}$	Momento máximo.
$M_d = 86504 \text{ kg. cm}$	Momento de diseño.
$\omega_{\text{min}} = 0,0015$	Cuantía mínima para losas.
$b_w = a = 100 \text{ cm}$	Ancho de rampa.
$t = 12 \text{ cm}$	Espesor de la losa.
$r = 2 \text{ cm}$	Recubrimiento de armadura.
$d = 12 - 2 - 0,4 - 0,8 = 8,8 \text{ cm}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 \cdot b_w \cdot f_{cd}} = 0,067$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto, la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción, se entra con $\mu_d = 0,071$ de la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,1143$, la armadura necesaria es:

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 2,395 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s\ min}$):

$$A_{s\ min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 1,32\ cm^2$$

Como: $A_s > A_{s\ min}$ entonces el área de cálculo será:

$$A_{s\ req} = 2,395\ cm^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diámetro de $\emptyset = 8\ mm$ con un área de $A_{s\ \emptyset 8} = 0,503\ cm^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ}\ de\ barras = \frac{A_s}{A_{s\ \emptyset 8}} = 4,76 \approx 5\ barras$$

$$Espaciamiento = \frac{100\ cm - 2 \cdot 2,5\ cm}{5\ barras - 1} = 23,8\ cm$$

Elección = 5 $\emptyset 8\ mm$

Cálculo de la armadura de reparto: Esta cuantía no será inferior al 20% de la armadura principal, por lo que se tiene lo siguiente:

La armadura longitudinal principal positiva es:

$$A_s = 8,004\ cm^2$$

Considerando el 20% se tiene:

$$A_s = 0,20 \cdot A_s = 1,6\ cm^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s\ min}$): $b=100\ cm$

$$A_{s\ min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 1,71\ cm^2$$

De estas armaduras se escoje la mayor.

Para el cálculo del número de barras por metro, se considerará un diámetro de $\emptyset = 8\ mm$ con un área de $A_{s\ \emptyset 8} = 0,503\ cm^2$, entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ}\ de\ barras = \frac{A_s}{A_{s\ \emptyset 8}} = 3,18 \approx 4\ barras$$

$$Espaciamiento = \frac{100\ cm}{4\ barras} = 25\ cm$$

Con un área total de:

$$A_s = 4 \cdot 0,503\ cm^2 = 2,012\ cm^2$$

Donde:

$$2,012\ cm^2 > 1,71\ cm^2 \quad \text{Cumple}$$

Elección = Φ 8 mm c/25

Comentarios y evaluaciones de los resultados

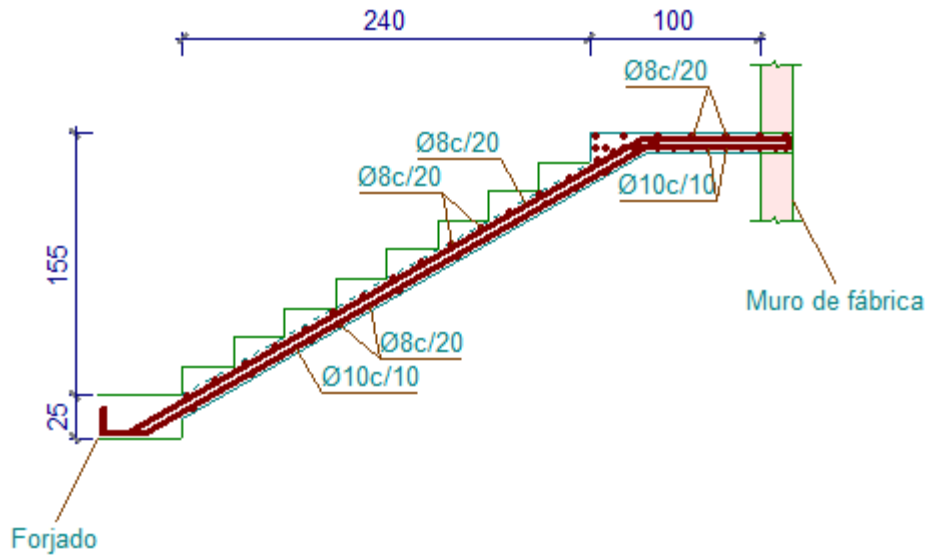
La verificación de la escalera se la realizó asumiendo que es una losa maciza de hormigón armado. Se calcularon los esfuerzos producidos en la escalera debido a las cargas dispuestas en la escalera y se asumió apoyos simples para obtener el momento positivo máximo con el cual se calculó la armadura longitudinal inferior positiva, y se asumió el momento negativo máximo como un tercio del valor del momento positivo, con el cual se calculó la armadura longitudinal superior negativa, además se dispuso de una armadura de reparto en la escalera.

Tabla 3.10 Resultados de la Armadura de la escalera.

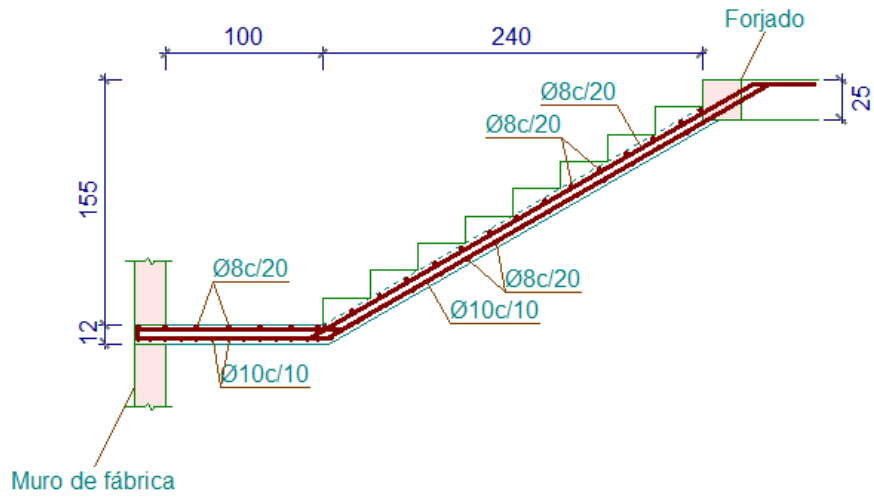
Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As requerida (cm²)	Φ Adoptado	As (cm²)	Φ Adoptado	
Longitudinal (positiva)	8,00	11 Φ 10mm c/10cm	8,635	11 Φ 10mm c/10cm	1,08
Longitudinal (negativa)	2,395	5 Φ 8mm c/23,8cm	3,018	6 Φ 8mm c/20cm	26,01
Transversal	2,012	Φ 8mm c/25 cm	2,515	Φ 8mm c/20cm	25,00

Figura 3.25 Disposición de la armadura en la escalera

Sección A-A



Sección C-C

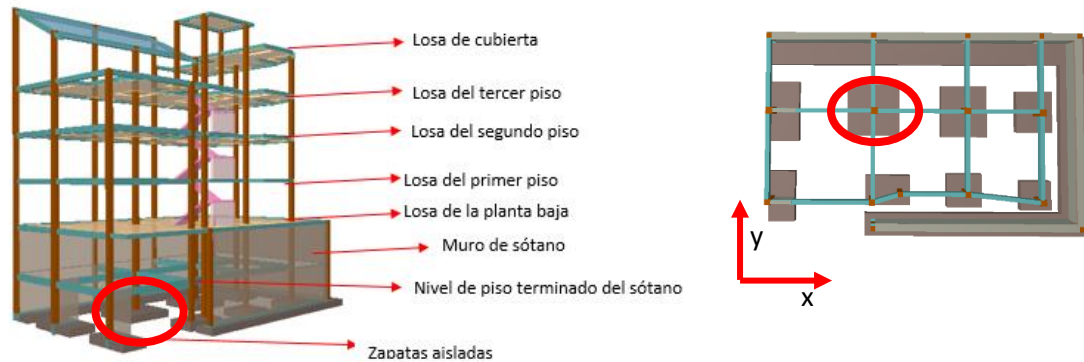


Fuente: CYPECAD 2018

3.7.5. Diseño de la Zapata Aislada

Se realiza la comprobación de la zapata correspondiente a la columna C7, la misma es una zapata aislada con las características que se indica a continuación. Los datos de esfuerzo y dimensiones se obtuvieron del programa CYPECAD.

Figura 3.26 Zapata a ser diseñada.



Fuente: CYPECAD 2018

Datos:

$N = 113450$ kg Carga Axial

$M_x = -5670$ kg-m Momento en dirección X

$M_y = 7640$ kg-m Momento en dirección Y

$V_x = -9680$ kg Cortante en dirección X

$V_y = -8740$ kg Cortante en dirección Y

$f_{ck} = 250$ Kg/cm² Resistencia característica del H°

$f_{yk} = 5000$ Kg/cm² Resistencia característica del acero

$a_o = 40$ cm Dimensión de la base de la columna en X

$b_o = 40$ cm Dimensión de la base de la columna en Y

$\gamma = 2500$ Kg/m³ Peso específico del H°A°

$r = 5$ cm Recubrimiento inferior de armadura

$\mu_{lim} = 0,319$ Momento reducido mínimo para acero AH 500

$w_{s\ min} = 0,0015$ Cuantía geométrica mínima para losas con acero AH 500

$\sigma_{adm} = 1,3 \text{ kg/cm}^2$ Capacidad portante del suelo de fundación

Resistencias características reducidas:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{250}{1,5} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del área necesaria:

P=peso de la zapata (aproximadamente 5% de la carga N)

$$\sigma = \frac{N + P}{A} \leq \sigma_{adm}$$

$$\text{entonces } A \geq \frac{1,05 \cdot 113450}{1,3} = 91632,7 \text{ cm}^2$$

$$a \cdot b \geq 302,7 \text{ cm}^2$$

Se debe alterar "a" y "b" hasta encontrar la alternativa más conveniente, siempre que no se sobrepase la tensión admisible σ_{adm} .

$$a = 315 \text{ cm} \quad b = 315 \text{ cm}$$

Cálculo de la tensión sobre el terreno:

$$\sigma_t = \frac{N + P}{a \cdot b} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_t = \frac{1,05 \cdot 113450}{315 \cdot 315} = 1,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,2 \text{ kg/cm}^2 < 1,3 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a cortante del hormigón:

$$f_{vd} = 0,5 \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{166,67} \Rightarrow f_{vd} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación del canto útil:

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_t} = \frac{4 \cdot 6,45 \text{ kg/cm}^2}{1,6 \cdot 1,20 \text{ kg/cm}^2} \Rightarrow k = 13,44$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}} = 45,1 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} = 31,53 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} = 31,53 \text{ cm}$$

Entonces se adopta $h = 55 \text{ cm}$

Con un recubrimiento de 5 cm el canto útil de la zapata será:

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} \Rightarrow d = 49,2 \text{ cm}$$

Cálculo del peso propio de la zapata:

$$P = P.P \text{ zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \times \text{volumen} = 0,0025 \times 55 \times 305 \times 305 = 12790,9 \text{ kg}$$

Corrección de la normal

$$N^* = N + P = 123003 \text{ kg}$$

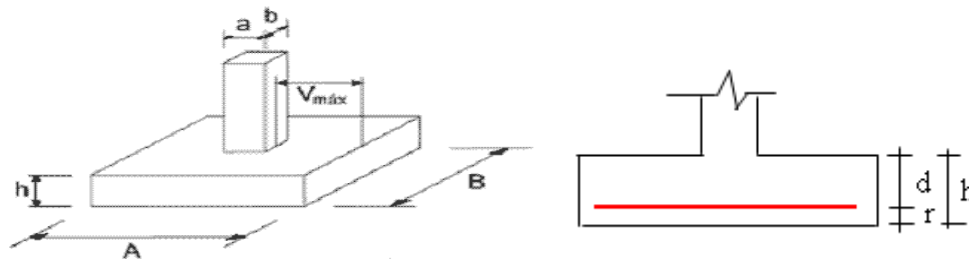
Cálculo de esfuerzos en las esquinas de la zapata:

$$\sigma_1 = \frac{N^*}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y}{a^2 \cdot b} = 1,281 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N^*}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_y}{a^2 \cdot b} = 1,278 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

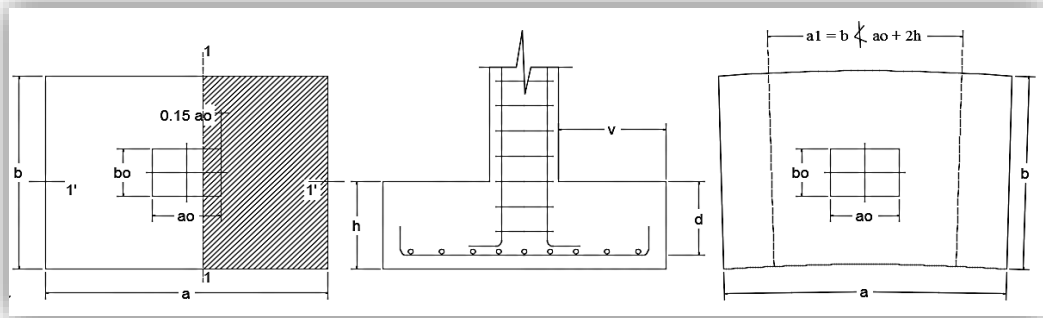
$$\sigma_3 = \frac{N^*}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y}{a^2 \cdot b} = 1,283 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{N + P}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_y}{a^2 \cdot b} = 1,280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



Determinación de la armadura:

Momentos en las secciones 1-1 y 1' y 1'



Cálculo del momento en la dirección “a”:

$$M_{ad} = \gamma_f \cdot \frac{N^*}{a} \cdot \frac{\left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 \cdot a_o\right)^2}{2} = 6809807,6 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momento reducido

$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{6809807,6}{315 \cdot 49,2^2 \cdot 166,67} = 0,054$$

Cuantía Geométrica

$$\omega_a = \mu_a \cdot (1 + \mu_a) = 0,054 \cdot (1 + 0,054) = 0,056$$

Determinación de la Armadura necesaria

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,056 \cdot 315 \cdot 49,2 \cdot 166,67}{4347,83} \Rightarrow A_s = 33,27 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$\text{Con } f_{yk} = \frac{5000 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \omega_{min} = 0,0015$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 315 \cdot 49,2 \Rightarrow A_{smin} = 23,25 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor, por lo que la armadura será $A_s = 33,27 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras:

Con una barra $\emptyset = 16\text{mm}$; $A_{\emptyset} = 2,011 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = 16,6 \Rightarrow 17 \text{ barras}$$

Determinación del espaciamiento entre ejes de barras:

$$s = \frac{b - 2 \cdot \text{rec}}{N^{\circ}B - 1} = \frac{315 - 2 \cdot 5 - 2 \cdot 5}{17 - 1} = 18,4\text{cm}$$

17 \emptyset 16m c/18cm

Cálculo del momento en la dirección “b”:

$$M_{bd} = \gamma_f \cdot \frac{N^*}{b} \cdot \frac{\left(\frac{b - b_o}{2} + 0,15 \cdot b_o\right)^2}{2} = 6809807,6 \text{ kg.cm}$$

Momento reducido

$$\mu_b = \frac{M_{bd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{6809807,6}{315 \cdot 49,2^2 \cdot 166,67} = 0,054$$

Cuantía Geométrica

$$w_b = \mu_b \cdot (1 + \mu_b) = 0,054 \cdot (1 + 0,054) = 0,056$$

Determinación de la Armadura necesaria

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,066 \cdot 315 \cdot 44,4 \cdot 166,67}{4347,83} \Rightarrow A_s = 33,55 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$\text{Con } f_{yk} = \frac{5000\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \omega_{min} = 0,0015$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 315 \cdot 49,2$$

$$A_{smin} = 23,25 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor, por lo que la armadura será $A_s = 33,55 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras:

Con una barra $\phi = 16 \text{ mm}$; $A_{\phi} = 2,011 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{\phi}} = 16,68 \Rightarrow 17 \text{ barras}$$

Determinación del espaciamiento entre ejes de barras:

$$s = \frac{b - 2 \cdot rec - 2 \cdot sep}{N^{\circ} B - 1} = \frac{315 - 2 \cdot 5 - 2 \cdot 5}{17 - 1} = 18,4 \text{ cm}$$

17 ϕ 16m c/18cm

Verificación al deslizamiento:

$Cd = 0,50 \times c =$ valor de cálculo (minorado) de la cohesión.

$A =$ Área de la base del elemento de cimentación

$V_x, V_y =$ esfuerzo cortante.

$c = 0,493 \text{ kg/cm}^2$ cohesión del suelo.

Para suelos arcillosos

$$\frac{A \times Cd}{V_x} = \frac{315^2 \times (0,5 \times 0,493)}{9680} = 3,53 > 1,5$$

$$\frac{A \times Cd}{V_y} = \frac{315^2 \times (0,5 \times 0,493)}{8740} = 2,80 > 1,5$$

Verificación al vuelco

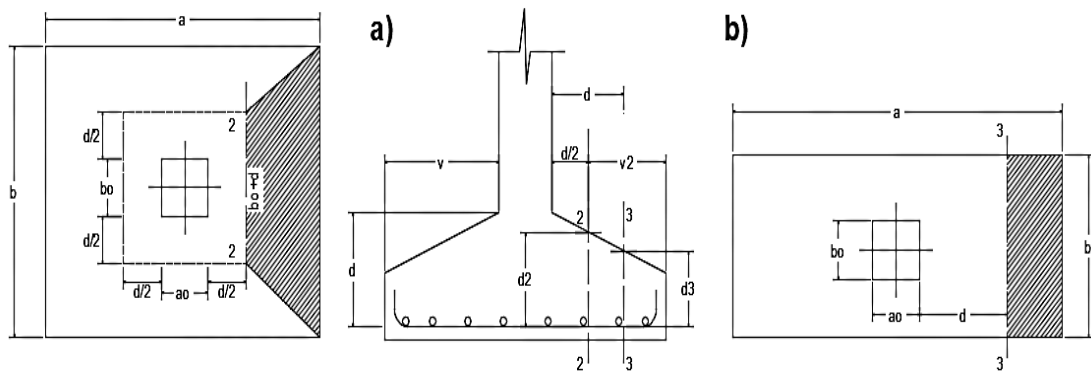
$$\gamma_{Vx} = \frac{(N + PP) \cdot a/2}{M_x + V_y \cdot h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Vy} = \frac{(N + PP) \cdot b/2}{M_y + V_x \cdot h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Va} = \left| \frac{127093,4 \cdot 3,15/2}{-5670 - 8740 \cdot 0,55} \right| = 19,1 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{127093,4 \cdot 3,15/2}{7640 - 9680 \cdot 0,55} = 86,43 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

Verificación a Cortante y Punzonamiento



Zapata flexible ($v > 2h$)

Vuelo $v = 137,5$ cm y $2h = 110$ cm

Por tanto, se la clasifica como zapata flexible.

Comprobación a Esfuerzo Cortante

$$\frac{\gamma_f \cdot N^*}{a \cdot b} \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right) \leq d_3 \cdot f_{vd}$$

$$186,08 \leq 317,59 \quad \text{Cumple}$$

Verificación por Punzonamiento en la sección Ac

$$A_c = 2 \cdot (a_o + d + b_o + d) \cdot d_2 = 16570,56 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \cdot [a \cdot b - (a_o + d) \cdot (b_o + d)] \leq A_c \cdot 2 \cdot f_{vd}$$

$$188820,15 \text{ kg} \leq 213925,01 \text{ kg} \quad \text{Cumple}$$

Cálculo de la longitud de anclaje:(según CBH-87, 12.1)

La longitud de anclaje no podrá ser inferior al valor mayor de los siguientes:

- d) $10 \cdot \Phi$
- e) 15 cm
- f) La tercera parte de la longitud correspondiente al caso en que no se aplique la reducción.

Las barras de acero se encuentran en la posición I, por lo tanto se usa $m= 15$ para hormigones de 250 kg/cm^2 y barras de 5000 kg/cm^2 .

$$l_b = m \cdot \Phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \Phi \geq 15 \text{ cm} \qquad l_b = 15 \cdot 1,6^2 \geq \frac{500}{20} \cdot 1,6 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_b = 38,4 \text{ cm} \geq 40 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

- d) $10 \cdot 1,6 = 16 \text{ cm}$
- e) 15 cm
- f) $\frac{1}{3} \cdot 40 = 13,3 \text{ cm}$

Anclaje real: (vuelo -rec)

$$137,5 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 132,5 \text{ cm}$$

$$l_{b \text{ real}} = 132,5 \geq l_b = 40 \text{ cm} \qquad \text{cumple}$$

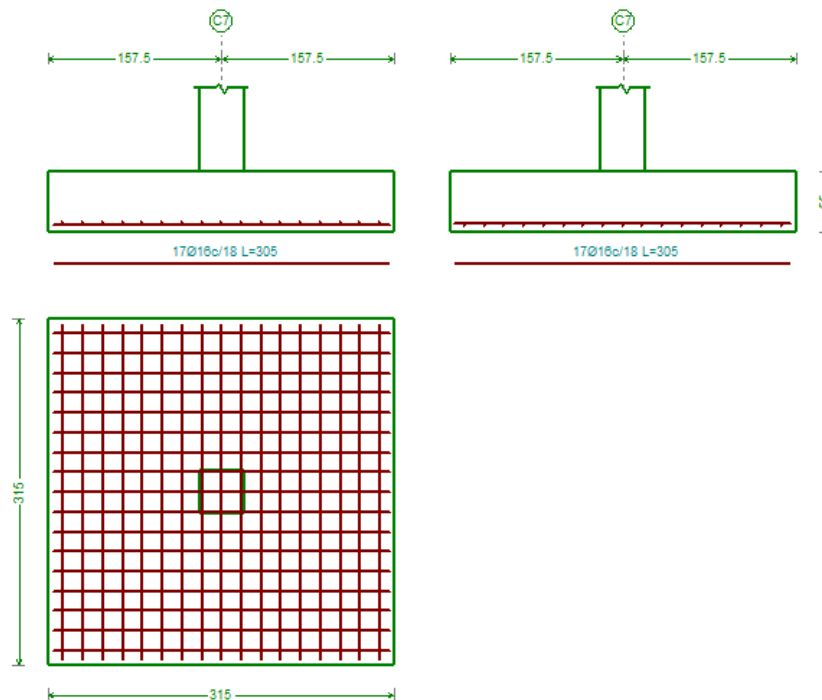
Comentarios y conclusiones de los resultados:

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la zapata aislada son similares a los del programa CYPECAD, donde se adoptó barras de diámetro 16mm. A continuación, se presentan los resultados.

Tabla 3.11 Resultados de la Armadura de la zapata.

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As requerida (cm ²)	Φ Adoptado	As requerida (cm ²)	Φ Adoptado	
Longitudinal	33,55	17Φ 16mm c/18cm	33,99	18Φ 16mm c/17.5 cm	1,31
Transversal	33,55	17Φ 16mm c/18 cm	34,40	17Φ 16mm c/18 cm	2,53

Figura 3.27 Gráfica de los resultados obtenidos para la zapata aislada

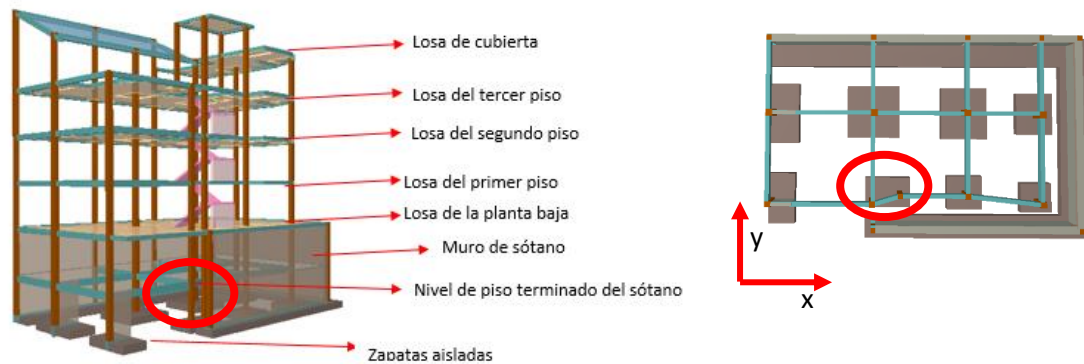


Fuente: CYPECAD 2018

3.7.6 Diseño de zapata combinada

Se realiza la comprobación de la zapata combinada, que soporta a las columnas: C13 y C14; la misma es una zapata con las características que se indica a continuación. Los datos de esfuerzo y dimensiones se obtuvieron del programa CYPECAD.

Figura 3.28 Zapata combinada a ser diseñada.



Fuente: CYPECAD 2018

Datos:

$P13=N_{C13} = 19850$ kg Carga Axial

$P14=N_{C14} = 36306,25$ kg Carga Axial

$f_{ck} = 250$ Kg/cm² Resistencia característica del H°

$f_{yk} = 5000$ Kg/cm² Resistencia característica del acero

$\gamma = 2500$ Kg/m³ Peso específico del H°A°

$r = 5$ cm Recubrimiento inferior de armadura

$\mu_{lim} = 0,319$ Momento reducido mínimo para acero AH 500

$w_{s\ min} = 0,0015$ Cuantía geométrica mínima para losas con acero AH 500

$\sigma_{adm} = 1,3$ kg/cm² Capacidad portante del suelo de fundación

L=180 cm

B=270cm

h=50cm

A C13 = 35cm x 35 cm Dimensión de la columna 13

A C14 = 30cm x 30 cm Dimensión de la columna 14

N=P13+P14= 56156,25 kg

Resistencias características reducidas:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{250}{1,5} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del área necesaria:

$$\sigma = \frac{1,05 \cdot N}{A} \leq \sigma_{adm}$$

$$\text{entonces } A \geq \frac{1,05 \cdot 56156,25}{1,3} = 45356,97 \text{ cm}^2$$

$$a \cdot b \geq 45356,97 \text{ cm}^2$$

Se debe alterar "a" y "b" hasta encontrar la alternativa más conveniente, siempre que no se sobrepase la tensión admisible σ_{adm} .

$$a = L = 180 \text{ cm}$$

$$b = B = 270 \text{ cm}$$

Cálculo de la tensión sobre el terreno:

$$\sigma_t = \frac{1,05 \cdot N}{a \cdot b} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_t = \frac{1,05 \cdot 56156,97}{180 \cdot 270} = 1,21 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,21 \text{ kg/cm}^2 < 1,3 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a cortante del hormigón:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{166,67} \Rightarrow f_{vd} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

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

Con un recubrimiento de 5 cm el canto útil de la zapata será:

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} \Rightarrow d = 44,4 \text{ cm}$$

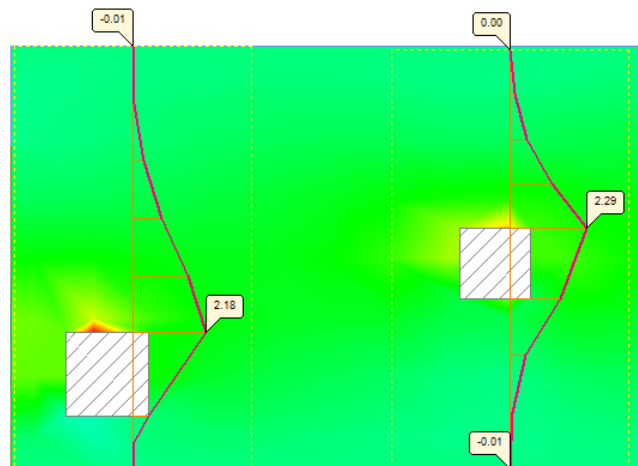
Cálculo del peso propio de la zapata:

$$P.P = P.P \text{ zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \times \text{volumen} = 2500 \times 0,50 \times 1,8 \times 2,7 = 6075 \text{ kg}$$

Cálculo de la tensión sobre el terreno:

$$\sigma_t = \frac{P.P. + N}{a \cdot b} < \sigma_{adm}$$
$$\sigma_t = \frac{6075 + 56156,25}{180 \cdot 270} = 1,28 \text{ kg/cm}^2$$
$$1,28 \text{ kg/cm}^2 < 1,3 \text{ kg/cm}^2$$

Diagramas de momentos de diseño en bandas sobre las columnas en dirección Y:



Asumiremos el mayor:

$$M(+)= 2290 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

El valor de momento esta extraído del programa cypecad es por metro de ancho, este valor al multiplicarlo por el ancho de la zapata se obtendrá el momento de diseño.

$$Md(+)= 2290 \text{ kg} \cdot \text{m/m} \cdot 2,7\text{m}$$

$$Md(+) = 6183 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento reducido

$$\mu_a = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{618300}{270 \cdot 44,4^2 \cdot 166,67} = 0,007$$

Cuantía Geométrica

$$w_a = \mu_a \cdot (1 + \mu_a) = 0,007 \cdot (1 + 0,007) = 0,00705$$

Determinación de la Armadura necesaria

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,00705 \times 270 \times 44,4 \times 166,67}{4347,83} \Rightarrow A_s = 3,47 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$\text{Con } f_{yk} = \frac{5000 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \omega_{min} = 0,0015$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 270 \cdot 44,4 \Rightarrow A_{smin} = 17,98 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor, por lo que la armadura será $A_{sreq} = 17,98 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras:

Con una barra $\emptyset = 12 \text{ mm}$; $A_{\emptyset} = 1,131 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = 15,9 \Rightarrow 16 \text{ barras}$$

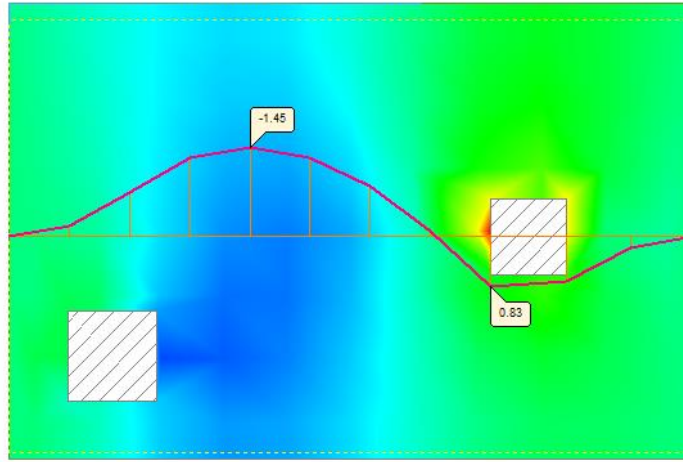
Determinación del espaciamiento entre ejes de barras:

$$s = \frac{b - 2 \text{ rec} - 2 \text{ sep}}{N^{\circ} B - 1} = \frac{270 - 2 \cdot 5 - 2 \cdot 5}{16 - 1} = 16,7 \text{ cm}$$

16 \emptyset 12mm c/16,7cm parrilla inferior

16 \emptyset 12mm c/16,7cm parrilla superior

Diagramas de momentos de diseño en dirección X:



El valor de momento extraído del programa cypecad es por metro de ancho, este valor al multiplicarlo por el ancho de la zapata se obtendrá el momento de diseño.

$$Md(-) = 1450 \text{ kg} \cdot \text{m/m} \cdot 1,8\text{m}$$

$$Md(-) = 2610 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento reducido

$$\mu_a = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{261000}{180 \cdot 44,4^2 \cdot 166,67} = 0,0044$$

Cuantía Geométrica

$$w_a = \mu_a \cdot (1 + \mu_a) = 0,0044 \cdot (1 + 0,0044) = 0,00442$$

Determinación de la Armadura necesaria

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,00442 \cdot 270 \cdot 44,4 \cdot 166,67}{4347,83} \Rightarrow A_s = 2,03 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$\text{Con } f_{yk} = \frac{5000 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \omega_{min} = 0,0015$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 180 \cdot 44,4 \Rightarrow A_{smin} = 11,99 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor, por lo que la armadura será $A_{s req} = 11,99 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras:

Con una barra $\phi = 12\text{mm}$; $A_{\phi} = 1,131 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{\phi}} = 10,6 \Rightarrow 11 \text{ barras}$$

Determinación del espaciamiento entre ejes de barras:

$$s = \frac{b - 2 \cdot rec - 2 \cdot sep}{N^{\circ}B - 1} = \frac{180 - 2 \cdot 5 - 2 \cdot 5}{11 - 1} = 16\text{cm}$$

11Ø12mm c/16cm parrilla inferior

11Ø12mm c/16cm parrilla superior

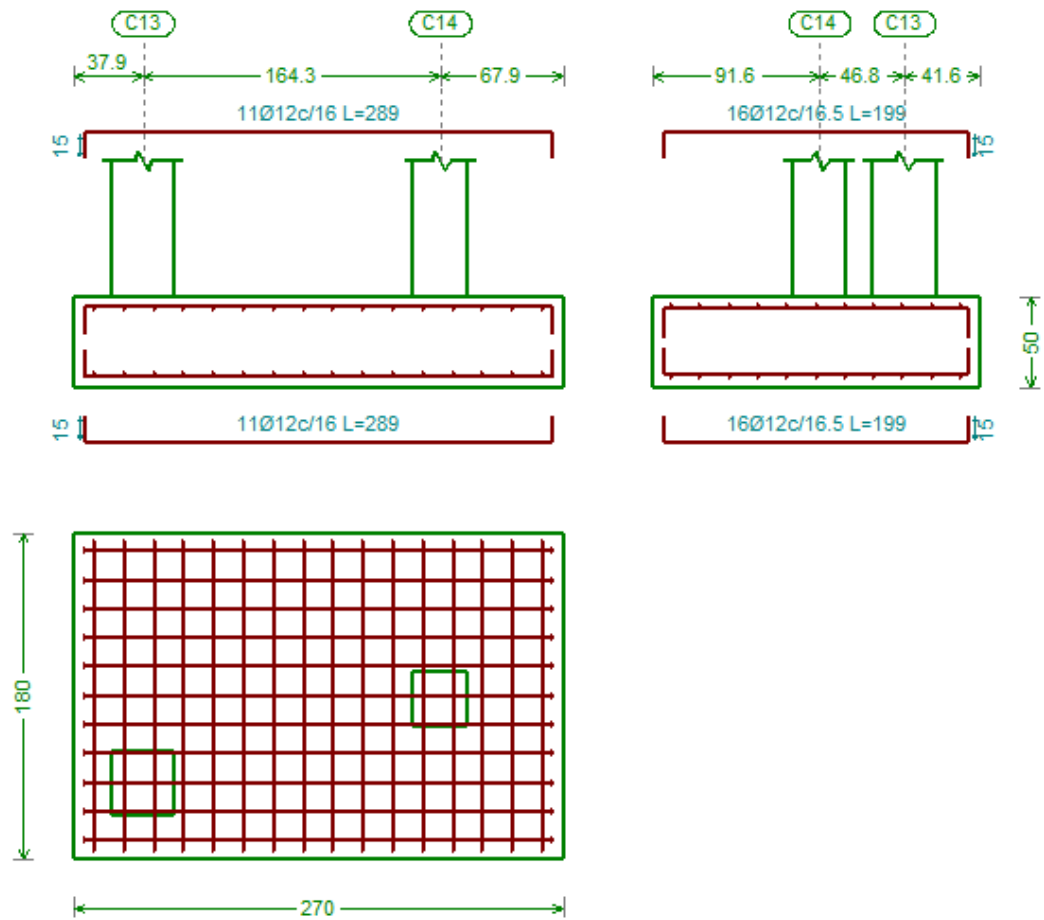
Comentarios y conclusiones de los resultados:

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la zapata aislada son los mismos a los del programa CYPECAD, ya que en todos los casos el acero de cálculo resulto ser menor al acero mínimo.

Tabla 3.12 Resultados de la Armadura de la zapata combinada.

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As req (cm ²)	Φ Adoptado	As req(cm ²)	Φ Adoptado	
Longitudinal inferior	11,99	11Φ 12mm c/16cm	11,99	11Φ 12mm c/16cm	0
Transversal inferior	17,98	19Φ 12mm c/16,5 cm	17,98	19Φ 12mm c/16,5 cm	0
Longitudinal inferior	11,99	11Φ 12mm c/16cm	11,99	11Φ 12mm c/16cm	0
Transversal inferior	17,98	19Φ 12mm c/16,5 cm	17,98	19Φ 12mm c/16,5 cm	0

Figura 3.29 Gráfica de los resultados obtenidos para la zapata combinada



Fuente: CYPECAD 2018

3.8. Estrategia para la ejecución de la Obra

3.8.1. Especificaciones Técnicas

En las especificaciones técnicas se define cómo ejecutar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago (Véase ANEXO 4).

3.8.2. Cómputos Métricos

En los cómputos métricos se tiene el nombre del ítem, la unidad en que se efectuará el cómputo, las dimensiones de la pieza, como: largo, ancho y alto, el número de piezas iguales, el volumen parcial y el volumen final de cada ítem de todos los módulos que comprenden el proyecto (Véase ANEXO 5).

3.8.3. Análisis de Precios Unitarios

El análisis de precios unitarios fue realizado considerando el proyecto como obra privada, por lo que no se considera incidencias por cargas sociales, ni impuestos. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el ANEXO 6.

3.8.4. Presupuesto general de la obra

Se obtuvo en función a los cómputos métricos y precios unitarios correspondientes a cada ítem. Por lo que, el presupuesto de la parte estructural de la obra es de 970302,89 Bs que corresponde a solo los ítems dispuestos. (Véase ANEXO 7).

3.8.5. Cronograma de Ejecución

El plan y cronograma de obras propuesto se lo efectuó utilizando el método de barras Gantt con la ayuda del programa: “Microsoft Office 2007” (Véase ANEXO 8).

CAPÍTULO IV

4. APORTE ACADÉMICO (DISEÑO DE MUROS DE HºAº DEL SEMISÓTANO)

En este capítulo se desarrolla la metodología de cálculo para el sistema de muros de hormigón armado para el semisótano del Edificio Multifamiliar Gutiérrez.

4.1. Marco conceptual

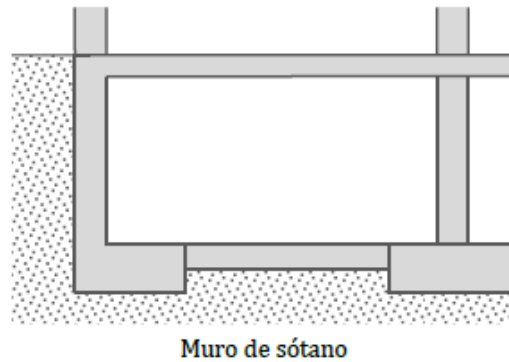
Los muros de sótano, además de soportar el empuje del terreno, están sometidos a las cargas transmitidas por los forjados y por los muros de carga o pilares que arranquen desde ellos. Los forjados actúan como elementos de arriostramiento lateral.¹

Las acciones a considerar en el cálculo de muros son las siguientes:¹

- el peso propio del elemento de contención
- el empuje y peso del terreno circundante, teniendo en cuenta la presencia eventual de nivel freático
- los empujes debidos al agua, bien en forma de presión intersticial, subpresión o presión de filtración
- las sobrecargas aplicadas sobre la estructura de contención o sobre el relleno del trasdós
- los efectos sísmicos, dependiendo de la ubicación de la estructura
- en casos excepcionales, los empujes de terrenos expansivos, los debidos a la congelación del agua en el suelo, los inducidos por compactación del relleno o las incidencias constructivas previsibles.

¹ Apuntes de hormigón armado, Borja Varona Moya, EHE-08.

Figura 4.1 Representacion de un muro de sótano

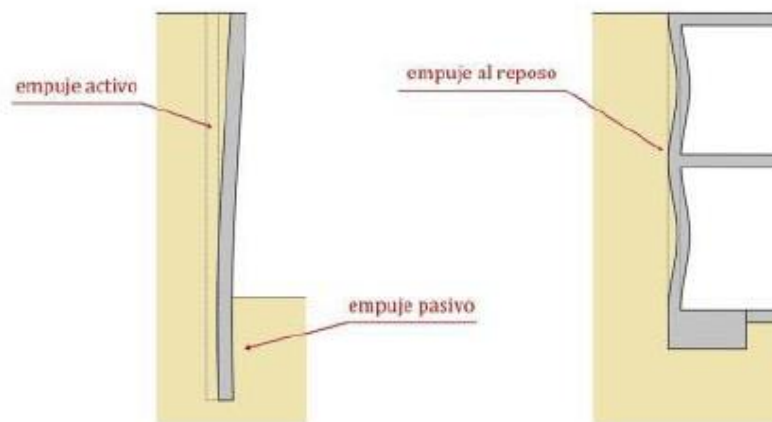


Fuente: Apuntes de hormigón armado, Borja Varona Moya, EHE08.

Determinacion de los empujes del terreno

El empuje horizontal que ejercen las tierras en contacto con un muro depende fundamentalmente del peso específico de dichas tierras y del movimiento relativo entre ellas y el muro. la siguiente figura muestra esquemáticamente las tres posibles situaciones de empuje:¹

Figura 4.2 Tipos de empujes del terreno



Fuente: Apuntes de hormigón armado, Borja Varona Moya, EHE08

¹ Apuntes de hormigón armado, Borja Varona Moya, EHE-08.

Empuje activo: Cuando el muro tiene suficiente capacidad para ser desplazado por el efecto del empuje de las tierras, las tensiones horizontales sobre el trasdós son inferiores a una situación en la que el terreno empuje sobre un elemento de contención rígido e inmóvil; la relación entre las tensiones verticales debidas al peso del terreno y las tensiones horizontales de empuje es el coeficiente de empuje activo K_A ; por ejemplo, en un alzado de 4 m empujado por un suelo granular denso, el desplazamiento necesario para “movilizar” este empuje sería de 2mm.¹

Empuje pasivo: Es el caso que se da en la zona de empotramiento de las pantallas de contención; si el muro es empujado y desplazado contra el terreno, entonces la reacción del terreno contra el que se empuja es superior a la situación de reposo; la relación entre la tensión vertical y la horizontal en la zona sometida sobre la que presiona el muro es el coeficiente de empuje pasivo K_P , pero para movilizarlo es necesario que se produzca mayores desplazamientos que en el caso del empuje activo; por ejemplo en un alzado de 4m empujado por un suelo granular denso, se necesitaría un desplazamiento de unos 2cm para poder considerar el 100% del empuje pasivo(10 veces mayor que en el caso del activo).¹

Empuje al reposo: Cuando los movimientos del muro están suficientemente impedidos y su rigidez a flexión sea importante, las tensiones horizontales de empuje sobre el muro fruto de las tensiones verticales debidas al peso de las tierras y sobrecargas sobre el relleno son mayores que cuando el elemento de contención tiene capacidad para ser desplazado; la relación entre ambas tensiones es el coeficiente de empuje al reposo K_0 ; en el caso de los muros de sótano; arriostrados transversalmente, conviene estimar los empujes en estado al reposo para quedar del lado de la seguridad.¹

El ingeniero escoses William John Macquorn Rankine (1820-1872) desarrollo a mediados del siglo XIX una teoría para determinar los valores de los coeficientes de empuje activo y pasivo:¹

¹ Apuntes de hormigón armado, Borja Varona Moya, EHE-08.

$$K_A = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 - \operatorname{sen}\varphi}{1 + \operatorname{sen}\varphi}$$

$$K_P = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi}$$

Estos coeficientes son aplicables para rellenos con superficie libre horizontal ($\beta=0$) y en los que se no considere ni la cohesión ni el rozamiento entre el trasdós y la superficie del muro. En el caso de rellenos cohesivos o con superficie no horizontal o bien cuando la superficie del trasdós sea rugosa (caso de las pantallas excavadas y hormigonadas in situ), es aconsejable recurrir las fórmulas propuestas por coulomb, recogidas en el CTE-DB-SE cimientos; precisamente, a la hora de dimensionar pantallas es además recomendable minorar el empuje pasivo por 1,5 ya que su efecto suele ser favorable.¹

El coeficiente de empuje al reposo se puede determinar de acuerdo con la expresión desarrollada por el húngaro Jozsef Jaky (1893-1950)¹

$$K_0 = K' = 1 - \operatorname{sen}\varphi$$

Al estar impedido el corrimiento del muro en coronación y cimiento, su deformabilidad es muy reducida y nos encontramos en un caso de empuje al reposo.

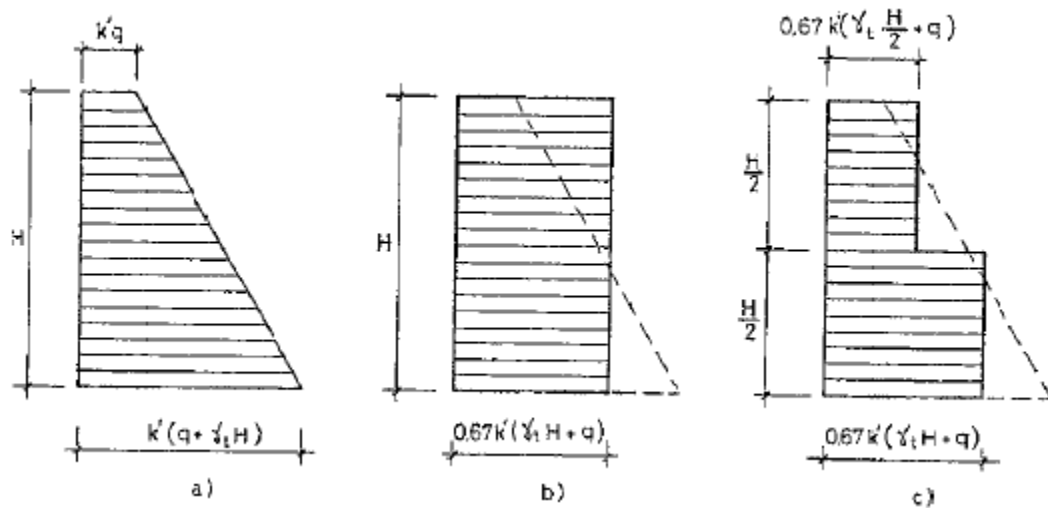
El valor de k_0 es difícil de evaluar, pero en arenas suele variar entre 0,4 y 0,6. En terrenos granulares suele estimarse mediante la expresión $K_0 = K' = 1 - \operatorname{sen}\varphi$. En terrenos cohesivos alcanza valores entre 0,5 y 0,75.

Para el caso de relleno granular de densidad γ y sobrecarga q sobre el relleno, la distribución de presiones se indica en la figura 4.3. Para lo que nos ocupa, podemos, dentro de una precisión aceptable, sustituir la ley trapezoidal por la rectangular indicada

¹ Apuntes de hormigón armado, Borja Varona Moya, EHE-08.

en la figura 4.3b para el caso de un sótano y por la indicada en la figura 4.3c para el caso de dos sótanos.¹

Figura 4.3 Distribución de presiones en suelo granular



Fuente: Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón, J Calavera, tomo II

En el caso de muros ménsula el empuje horizontal puede determinarse mediante el coeficiente activo, suponiendo que, como se ha indicado anteriormente, el alzado tiene capacidad de ser desplazado. Por el contrario, en el caso de un muro de sótano, para quedar del lado de la seguridad puede suponerse que la movilidad está impedida por el forjado y los empujes horizontales se calculan con el coeficiente al reposo.¹

¹ Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón, J Calavera, tomo II

Figura 4.4 Discretización de un muro de sótano.

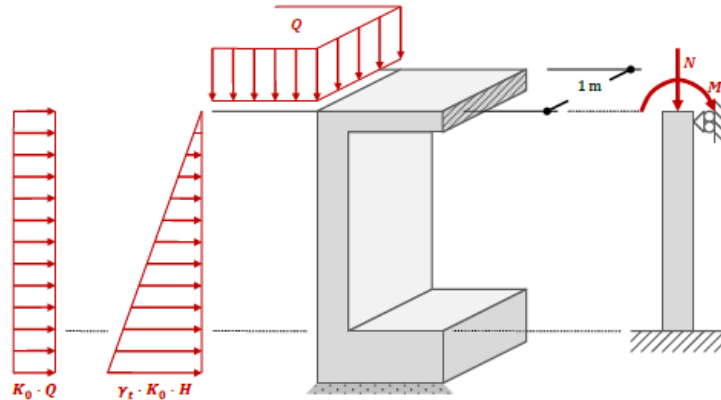
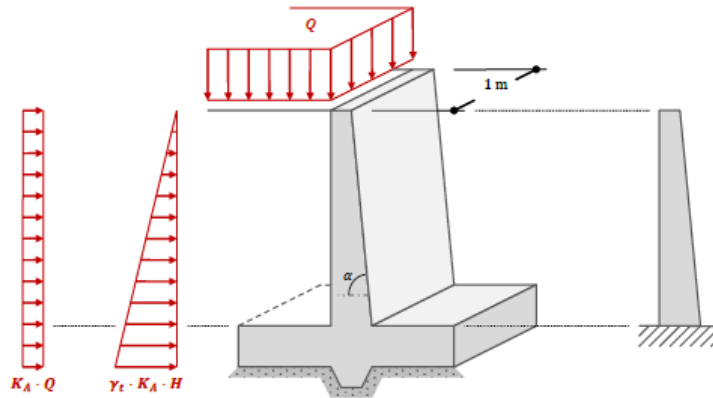


Figura 4.5 Discretización de un muro de contención en ménsula



Fuente: Apuntes de hormigón armado, Borja Varona Moya, EHE08

Criterios de diseño¹

Los elementos de contención que puedan considerarse infinitamente largos podrán calcularse por rebanadas de un metro de ancho y las comprobaciones de hundimiento, vuelco y deslizamiento se harán como en el caso de las zapatas corridas, de manera muy similar a la de las zapatas aisladas; las acciones sobre el elemento se expresan en valores característicos. La comprobación de estabilidad global del terreno se hará conforme a lo recogido en bibliografía especializada y en el CTE-DB-SE-cimientos.

¹ Apuntes de hormigón armado, Borja Varona Moya, EHE-08.

Por el contrario, el dimensionamiento estructural se hará con los valores mayorados de acuerdo con la instrucción EHE-08, teniendo en cuenta además las siguientes observaciones:

- Dado que las propiedades mecánicas del terreno son sensibles a múltiples factores (humedad, obras colindantes, etc.) algunos autores sugieren tratar el empuje producido por el peso del propio terreno como una carga variable para cubrir en cierta forma cualquier incertidumbre;
- En los muros en ménsula, el alzado se dimensionará a flexión y se despreciará su peso propio; para el dimensionamiento de la zapata se despreciará el peso propio de esta pero sí que se tendrá en cuenta el peso del alzado y el de las tierras y sobrecargas del trasdós cuando se trate de muro con talón
- En los muros de sótano, el alzado se dimensionará a flexo-compresión y podrá estudiarse como elemento empotrado-apoyado sobre el que actúan los empujes horizontales del suelo y las cargas derivadas del forjado o forjados y el resto de la estructura.

En ambos casos el espesor del alzado y el de la zapata suelen determinarse de forma que no sea necesaria la armadura transversal para resistir de frente el agotamiento por tracción del alma debido al esfuerzo cortante ($V_{rd} \leq V_u$); se recuerda que dicha comprobación se efectuaría en la sección situada a un canto útil desde la base del alzado. Además, deberá estudiarse el estado limite ultimo de agotamiento por rasante en la junta hormigonado entre el alzado y la zapata. Los redondos suelen disponerse con las siguientes separaciones:

Redondos de diámetro \emptyset cada 100mm

Redondos de diámetro \emptyset cada 150mm

Redondos de diámetro \emptyset cada 200mm

Redondos de diámetro \emptyset cada 250mm

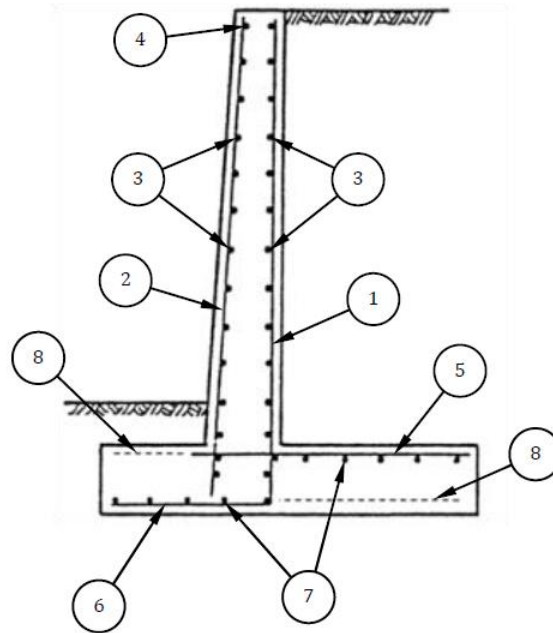
Redondos de diámetro \emptyset cada 300mm

Las cuantías mínimas geométricas de armado establecidas en el apartado 42.3.5 de la instrucción EHE-08 se indican a continuación, con las referencias de la figura 4.6:

1. **Armado principal a tracción del alzado** (obtenida por calculo a flexión del alzado): 1,2‰ si se arma con redondos B400 y 0,9‰ cuando se arma con redondos B500.
2. **Armado vertical del intradós:** 0,36‰ si se arma con redondos B400 y 0,27‰ cuando se arma con redondos B500; el mínimo constructivo será de $4\emptyset 10\text{mm}$ pml.
3. **Armado horizontal del alzado:** 4‰ si se arma con B400 y 3,2‰ cuando se arma con B500; esta armadura se repartirá al 50% en ambas caras si son vistas; si la única cara vista es el intradós se dispondrá el 66% en dicha cara y el 33% en el trasdós; estas cuantías pueden reducirse al 2‰ si se disponen juntas verticales de contracción a distancias inferiores a 7,5m con las barras horizontales interrumpidas; en la mitad superior del alzado(pero nunca en los 2,5m inferiores del mismo)estas cuantías podrán también reducirse al 2‰ ;en el caso de alzados de espesor mayor que 50cm, las cuantías se determinaran con un área efectiva de 50 cm distribuidos en 25cm por cara; ignorando la zona central.
4. **Armado de coronación:** estará formada por, al menos, $2\emptyset 16\text{mm}$.
5. **Armadura principal a tracción del talón** (obtenida por calculo a flexión del talón sometido al peso de las tierras del trasdós):1‰ si se arma con B400 y de 0,9 ‰ cuando se arma con B500.
6. **Armadura principal a tracción de la puntera:** es la prolongación de la armadura vertical del trasdós de la base del alzado.
7. **Armadura horizontal de la zapata:** el 20% de la longitudinal en la cara correspondiente y, al menos, el mínimo geométrico de losas (2‰ con B400 y de 1,8‰ con B500) entre ambas caras.

8. **Armadura longitudinal en el resto de la zapata:** el mínimo geométrico correspondiente a losas repartido entre ambas caras

Figura 4.6 Armaduras constitutivas de un muro de contencion.



Fuente: Apuntes de hormigón armado, Borja Varona Moya, EHE08

Esquema general de armado¹

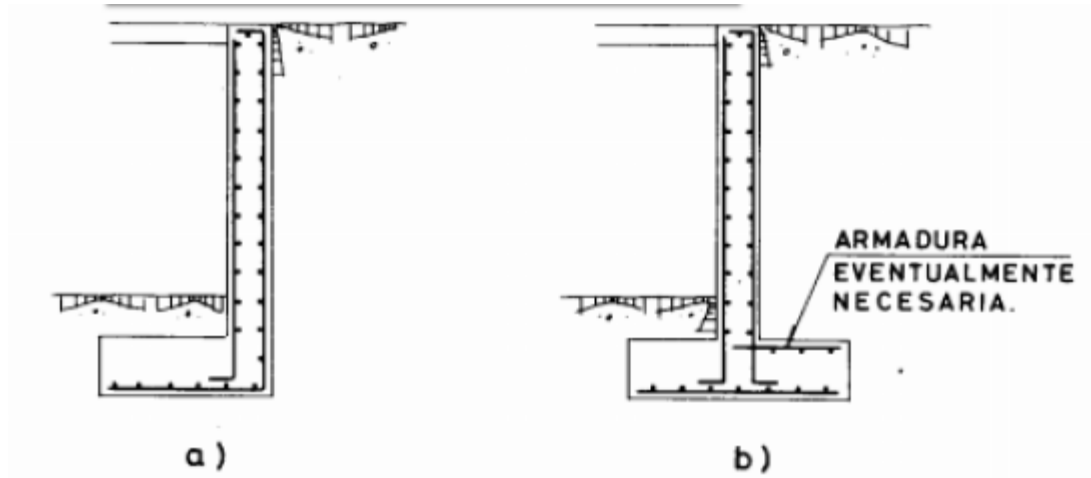
Armado en el sentido vertical:

Puede determinarse que los momentos negativos (tracciones en el trasdós) corresponden al valor de M' (cargas verticales más empuje en la hipótesis de apoyo siempre) o de M'' (empuje sin cargas verticales con empotramiento en la base).

Los esquemas de armado se presentan en la siguiente figura.

¹ Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón, J Calavera, tomo II.

Figura 4.7 Esquema de armado de los muros de sótano.



Fuente: Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón, J Calavera, tomo II

Juntas entre muros

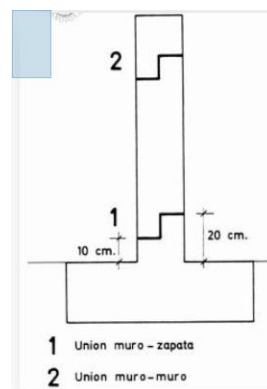
Juntas de estanqueidad: en el proceso de hormigonado es necesario proveer los siguientes tipos de juntas de deben ser estancas:

juntas horizontales

La junta muro-zapata (horizontal): debe hacerse a costa superior de la unión zapata muro. Realmente se trata de una junta muro.

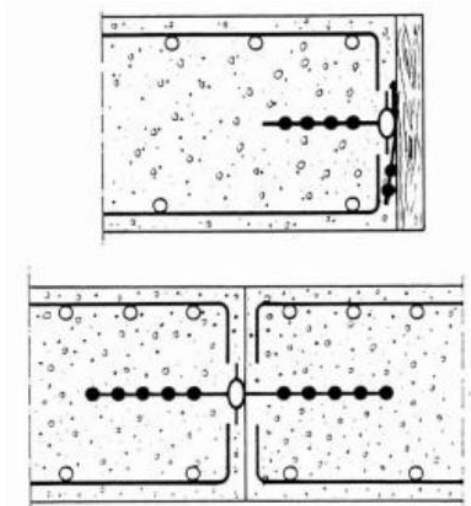
La junta muro-muro: debe evitarse, si es posible, hormigonado el muro una sola vez.

Figura 4.8 union muro-zapata, union muro-muro.

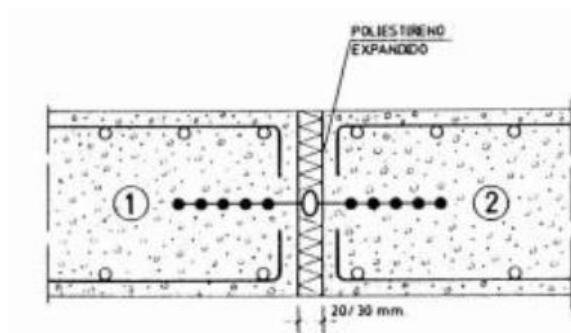


Juntas verticales

- Las juntas de hormigonado verticales deben suprimirse haciéndolas coincidir con las juntas de retracción. Estas juntas si el muro esta armado al menos con cuantía mínima, deben estar a una distancia no superior a 12 metros. Si el muro lleva armaduras las juntas de retracción distaran entre sí, como máximo 6 metros.
- En el caso de hacer juntas de hormigonado se realizarán de modo análogo a las de retracción.



-las juntas de dilatación coincidirán con las del resto de la estructura.



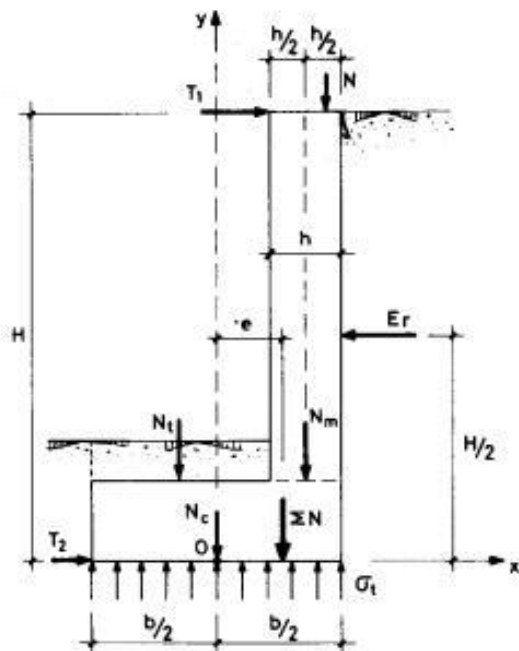
Esquema de funcionamiento¹

El esquema de funcionamiento de los muros de sótano es diferente al de los muros de contención. Si se considera el caso del muro de la figura 4.9, frente a las acciones del terreno E_r , y ΣN , suma de N , la carga de la estructura sobre el muro, el peso propio del

¹ Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón, J Calavera, tomo II.

alzado N_m , el peso propio del cimiento N_c y el peso del terreno, soleras y pavimento que gravitan sobre el cimiento N_t , el equilibrio del muro se consigue mediante la fuerza que ejerce el forjado sobre el muro T_1 , mediante el rozamiento del suelo de cimentación sobre la base del cimiento T_2 y mediante una tensión uniforme σ_t repartida bajo el cimiento. Todos los esfuerzos se consideran por metro lineal de muro.

Figura 4.9 Funcionamiento de un muro de sótano.



Fuente: Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón, J Calavera, tomo II

Expresando las condiciones de equilibrio respecto a los ejes x , y , y el punto O , situado en el punto medio de la base del cimiento, con fuerzas y excentricidades consideradas positivas en los sentidos positivos de los ejes, y llamando ΣN a la suma de las acciones verticales que actúan sobre el muro, se tiene:

$$\sum N + \sigma_t \cdot b = 0$$

$$T_1 + T_2 + E_r = 0$$

$$e \cdot \sum N - \frac{H}{2} \cdot E_r - H \cdot T_1 = 0$$

Resolviendo el sistema

$$\sigma_t = \frac{\sum N}{b}$$

$$T_1 = \frac{e \cdot \sum N - \frac{H}{2} \cdot E_r}{H}$$

$$T_2 = -\frac{\frac{H}{2} \cdot E_r + e \cdot \sum N}{H}$$

Siempre que:

$$e \cdot \sum N - \frac{H}{2} \cdot E_r > 0$$

El valor de T1 corresponderá a apoyo del muro sobre el forjado. En caso contrario, el muro se ancla en el forjado. Esto ocurriría si no se movilizase el empuje Er.

Para que el muro no deslice,

$$\mu \cdot \sum N \geq C_{sd} \cdot T_2$$

Donde Csd es el coeficiente de seguridad al deslizamiento y μ el coeficiente de rozamiento entre el cimiento y el terreno. Normalmente se toma Csd=1,5.(para terrenos cohesivos deberá tenerse en cuenta la adherencia, además del rozamiento)

Cálculo del muro en sentido vertical (sentido transversal)¹

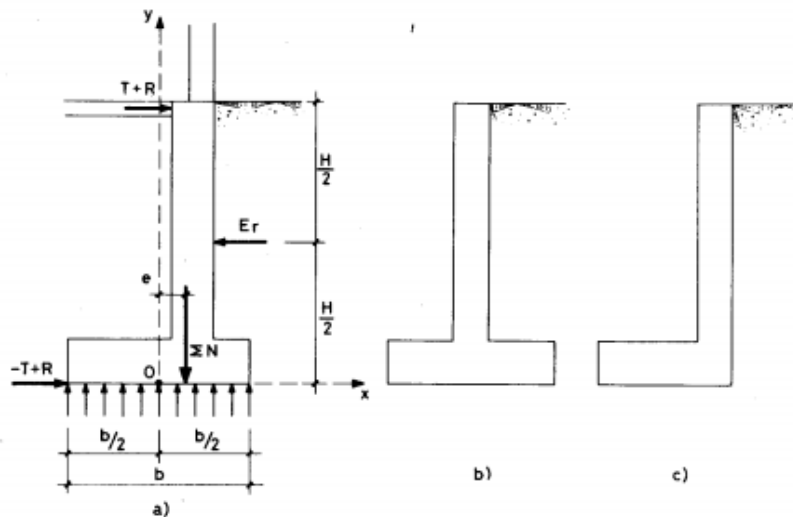
Adoptamos las designaciones y ejes señalados en la figura y un muro genérico que abarca la solución de zapata centrada (figura 4.10 b) y la de zapata excéntrica (figura 4.10 c).

De acuerdo con la expresión la resultante del empuje al reposo la suponemos situada a la mitad de la altura H (figura 4.10). Designamos como T y $-T$ las reacciones al nivel del forjado y fondo del cimiento, que equilibran el momento $e \times \Sigma N$, donde ΣN representa la suma de todas las cargas verticales que actúan sobre el muro y de su excentricidad. Llamamos R a las reacciones al nivel del forjado y fondo del cimiento que equilibran el empuje al reposo E_r . Los dos conjuntos de reacciones, T y R , se eparan porque responden a acciones que no son simultáneas necesariamente. E_r , se considera positiva de acuerdo con los ejes de la figura 4.10 por tanto en la figura seria negativa).

Por lo que se refiere al cálculo de ΣN , este valor se compone generalmente de:

- carga transmitida por la estructura al muro.
- peso del muro.
- peso del terreno, solera y pavimento situados verticalmente sobre el cimiento
- peso del cimiento.

Figura 4.10 Cálculo del muro en sentido transversal.



¹ Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón, J Calavera, tomo II.

Fuente: Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón, J Calavera, tomo II

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto a los ejes x, y, y el punto O, situado en el punto medio de la base del cimiento, por metro lineal de muro se tiene:

$$\left. \begin{aligned} \sum N + \sigma_i \cdot b &= 0 \\ T - T + R + R + E_r &= 0 \\ e \cdot \sum N - \frac{H}{2} \cdot E_r - H \cdot (T + R) &= 0 \end{aligned} \right\}$$

Resolviendo el sistema

$$\left. \begin{aligned} \sigma_i &= -\frac{\sum N}{b} \\ R &= -\frac{E_r}{2} \\ T &= \frac{e \cdot \sum N}{H} \end{aligned} \right\}$$

Se pueden establecer tres hipótesis:

1) No se produce empuje y las cargas verticales alcanzan su valor máximo $\sum N$.

En este caso $R = 0$

$$\begin{aligned} \sigma_i &= -\frac{\sum N}{b} \\ T + R &= \frac{e \sum N}{H} \end{aligned}$$

La reacción en el fondo del cimiento vale:

$$-T + R = -\frac{e \sum N}{H}$$

debiéndose verificar:

$$\mu \cdot \sum N \geq C_{sd} \cdot \left| \frac{e \cdot \sum N}{H} \right|$$

De donde se establece el valor de e:

$$e \leq \frac{\mu}{C_{sd}} \cdot H$$

2) Se produce empuje, pero las cargas verticales alcanzan su valor mínimo $\sum N_{min}$.

Habitualmente esta situación corresponde con ausencia de sobrecargas en la estructura, o a una etapa de construcción.

$$\sigma_t = -\frac{\sum N_{min}}{b}$$

$$(T+R) = -\frac{E_r}{2} + \frac{e \cdot \sum N_{min}}{H} = \frac{2 \cdot e \cdot \sum N_{min} - E_r \cdot H}{2 \cdot H}$$

$$(-T+R) = -\frac{E_r}{2} - \frac{e \cdot \sum N_{min}}{H} = \frac{-2 \cdot e \cdot \sum N_{min} - E_r \cdot H}{2 \cdot H}$$

Suponiendo e positiva, que es lo normal,

sí $2 \cdot e \cdot \sum N - E_r \cdot H > 0$, el muro se apoya en el forjado.

Si $2 \cdot e \cdot \sum N - E_r \cdot H < 0$, el muro tira del forjado

La condición de no deslizamiento conduce a:

$$\mu \cdot \sum N \geq C_{sd} \cdot \left| \frac{E_r}{2} - \frac{e \cdot \sum N_{min}}{H} \right|$$

3) Se produce empuje y las cargas verticales alcanzan su valor máximo $\sum N_{max}$.

Análogamente a la hipótesis anterior,

$$\sigma_t = -\frac{\sum N_{\max}}{b}$$

$$(T+R) = -\frac{E_r}{2} + \frac{e \cdot \sum N_{\max}}{H} = \frac{2 \cdot e \cdot \sum N_{\max} - E_r \cdot H}{2 \cdot H}$$

$$(-T+R) = -\frac{E_r}{2} - \frac{e \cdot \sum N_{\max}}{H} = \frac{-2 \cdot e \cdot \sum N_{\max} - E_r \cdot H}{2 \cdot H}$$

Suponiendo e positiva

sí $2 \cdot e \cdot \sum N - E_r \cdot H > 0$, el muro se apoya en el forjado.

Si $2 \cdot e \cdot \sum N - E_r \cdot H < 0$, el muro tira del forjado

La condición de no deslizamiento se traduce en:

$$\mu \cdot \sum N \geq C_{sd} \cdot \left| -\frac{E_r}{2} - \frac{e \cdot \sum N_{\max}}{H} \right|$$

4) hipótesis pésima

Estudiando las tres hipótesis se puede establecer una situación pésima, que se resume así:

-Se produce presión sobre el terreno bajo la acción de las máximas cargas verticales, con independencia de que actúe o no el empuje del terreno.

$$\sigma_t = -\frac{\sum N_{\max}}{b}$$

-A nivel del forjado, la máxima tracción se produce si no actúa el empuje y las cargas verticales alcanzan su valor máximo.

$$T = \frac{e \cdot \sum N_{\max}}{H}$$

- A nivel del forjado, la máxima compresión (si existe) se produce para el caso de empuje del terreno y mínima carga vertical.

$$(T+R) = -\frac{E_r}{2} + \frac{e \cdot \sum N_{min}}{H}$$

-A nivel del cimiento, la máxima reacción se produce cuando actúa el empuje y la máxima carga vertical, estableciéndose

$$\mu \cdot \sum N \geq C_{sd} \cdot \left| -\frac{E_r}{2} - \frac{e \cdot \sum N_{max}}{H} \right|$$

En cuanto a los esfuerzos, también es necesario comprobar tres hipótesis diferentes:

1. Actúa solo el peso propio a nivel de muro (es decir, peso propio, rellenos y carga permanente del forjado) y el empuje de tierras.

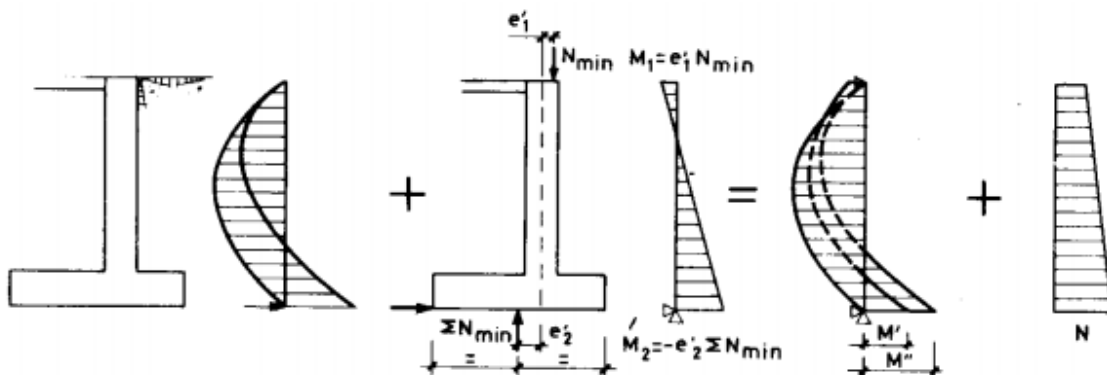
Esta situación se da durante la construcción. El relleno del trasdós no debe realizarse hasta que no se termine la construcción del forjado.

En la figura 4.11. se indican los diagramas de flexión simple y flexión compuesta y los diagramas finales de momentos flectores y esfuerzos axiales.

En esta hipótesis se puede calcular el muro a flexión simple, despreciando las cargas verticales.

En cualquier caso, es prudente cubrir la ley de momentos flectores correspondiente a la situación de muro apoyado en la coronación y empotrado en el cimiento.

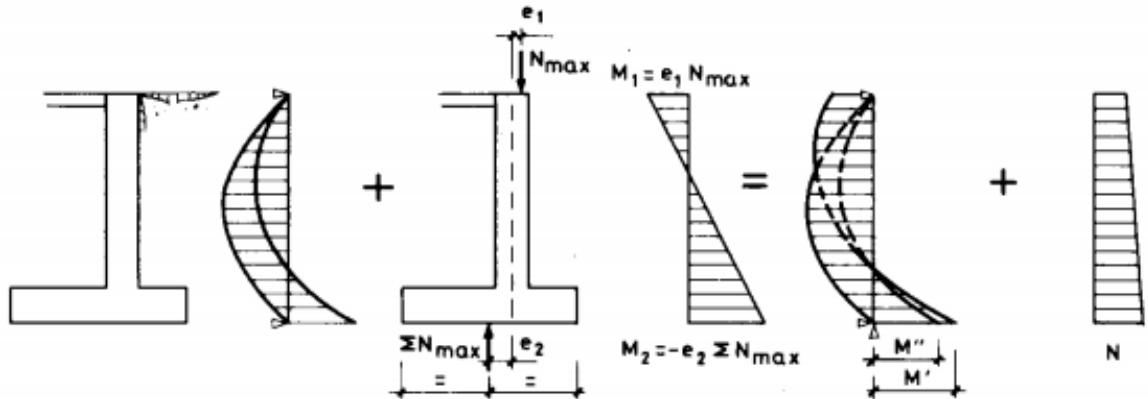
Figura 4.11 Diagramas de la hipótesis 1.



Fuente: Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón, J Calavera, tomo II

2. Actúan el empuje de tierras y las cargas verticales máximas.
 Los diagramas correspondientes se indican en la figura 4.12.

Figura 4.12 Diagramas de la hipótesis 2.



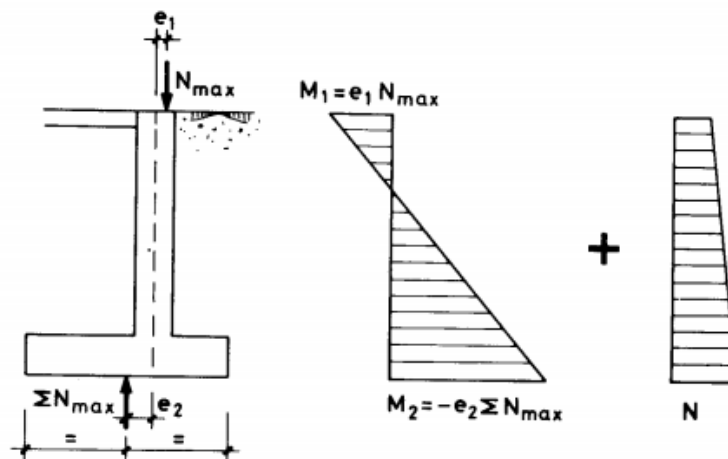
Fuente: Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón, J Calavera, tomo II

3. Actúan sólo las cargas verticales máximas.

El diagrama de momentos flectores y esfuerzo axil se recoge en la figura 4.13

sin embargo, en cualquier caso, los momentos negativos (tracciones en el trasdós) deben ser, bien la suma de los de cargas verticales más los del empuje en la hipótesis de simple apoya (M') o los de la hipótesis de empuje con empotramiento en la base, sin cargas verticales (M'')

Figura 4.13 Diagrama de la hipótesis 3.



Fuente: Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón, J Calavera, tomo II

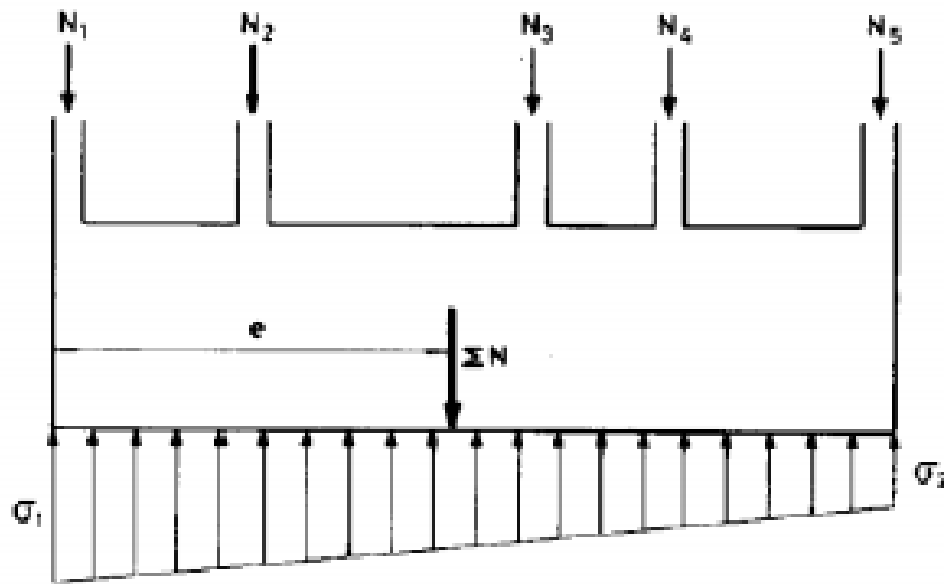
Cálculo del muro en sentido longitudinal¹

El muro, en dirección longitudinal, funciona como una viga de cimentación. Si la estructura es flexible, el cálculo del muro puede hacerse como viga flotante, que es el método más correcto. Como simplificación, si la estructura es flexible y en todo caso si es rígida puede aplicarse el siguiente método simplificado

- Se considera el muro como un cuerpo rígido sometido a las cargas de los pilares y forjados en su coronación, y a su peso propio.
- Se halla la resultante de todas las cargas
- ΣN y la excentricidad total e .
- Con e y ΣN se obtiene la distribución lineal de presiones, variando de un valor máximo s_1 a uno mínimo s_2 .
- Conocidas las acciones y reacciones sobre la viga, se calculan los momentos flectores y los esfuerzos cortantes.
- Aunque en sentido estricto el muro suele ser una viga pared y debería por tanto ser calculado de acuerdo con ello, en general las armaduras mínimas de retracción y temperatura son importantes y reducen la armadura necesaria para resistir los momentos flectores resultantes.

¹ Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón, J Calavera, tomo II

Figura 4.14 Muro como viga de cimentación.

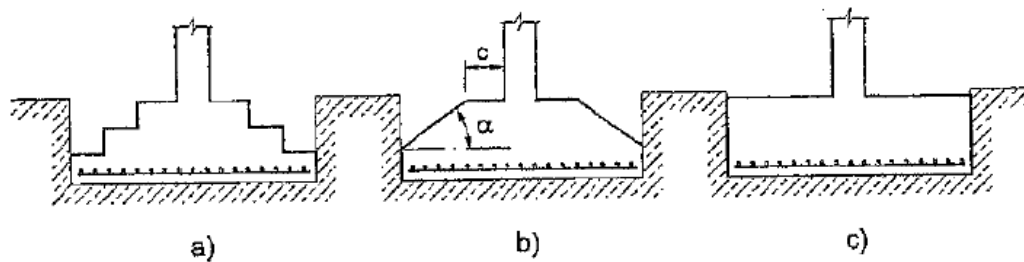


Fuente: Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón, J Calavera, tomo II

Zapatas corridas

Se entiende por zapata corrida aquella que recibe una lineal (generalmente un muro) y eventualmente un momento flector transmitido por el muro.

Figura 4.15 Tipos de zapatas corridas.



Fuente: Fuente: Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón, J Calavera, tomo I

4.2. Producto-Aporte

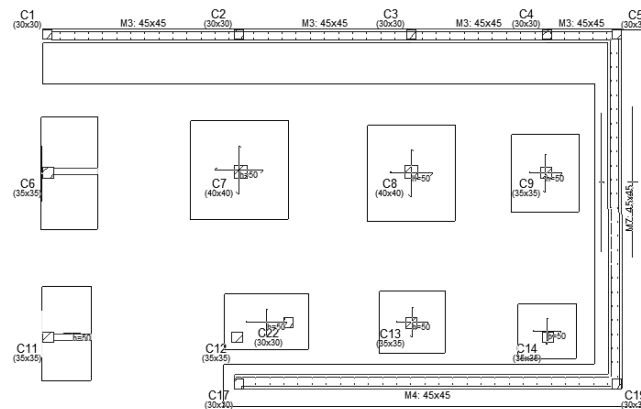
A continuación, se desarrolla la metodología de cálculo para el sistema de muros de hormigón armado para el semisótano del Edificio Multifamiliar Gutiérrez.

Figura 4.16 Vista 3D del edificio



Fuente: CYPECAD 2018.

Figura 4.17 Ubicación de los muros de hormigón armado, vistos en planta.



Fuente: CYPECAD 2018

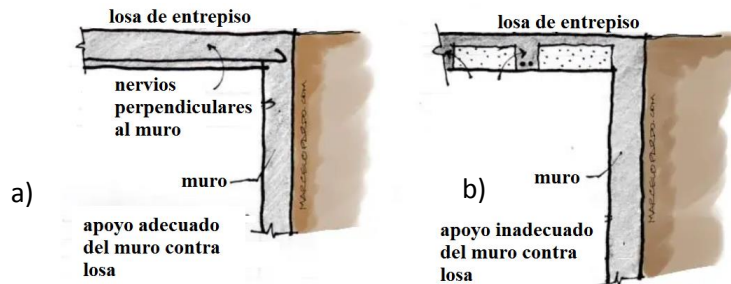
Vinculación de los muros con la losa ¹

a) fuerzas horizontales:

Suele ser por demás suficiente como fuerza resistente ante el empuje activo del suelo y la sobrecarga detrás del muro, sin embargo, se debe tomar ciertas precauciones. Si la losa es alivianada, se debe tomar en cuenta que las viguetas trabajen perpendiculares al muro de contención (figura 4.4.a), de otra manera, no existirá la contención apropiada por parte de la losa hacia el muro. Cuando las viguetas van en la misma dirección del muro de contención (figura 4.2.b), es solo una fina capa de carpeta de compresión de losa la que intentaría resistir el empuje de la tierra y podría no ser suficiente.

En el edificio multifamiliar Gutiérrez tenemos losas reticulares con nervios en dos direcciones, por lo que se tendrá nervios perpendiculares a los muros, teniendo así un apoyo adecuado.

Figura 4.18 Tipos de apoyos de losas con nervios, sobre muros.

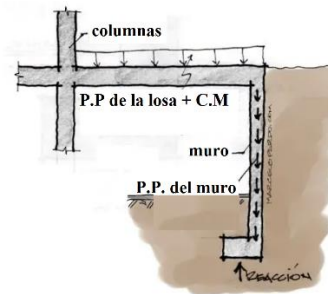


Fuente: marcelopardo.com

b) fuerzas verticales:

las fuerzas verticales sobre el muro de contención son la carga de la losa (y de todo lo que se apoye en el muro) más el peso propio del muro. (figura 4.3)

Figura 4.19 Tipos de apoyos de losas con nervios, sobre muros.



Fuente: marcelopardo.com

¹ “Muro de contención de sótano, consideraciones iniciales”, marcelopardo.com

4.2.1 Diseño de los muros de sótano

En la edificación habrá dos condiciones de empuje en los muros de hormigón armado:

- Un muro que está en colindancia con la construcción del vecino, y estará sometido al empuje del terreno y al empuje generado por la vivienda del vecino (fig. 4.20).
- Dos muros que se encuentran dentro del terreno del propietario, por lo que estos dos muros solo estarán afectados por el empuje del suelo y una posible sobrecarga de 150kg/m^2 (fig. 4.21).

Figura 4.20 Muros de hormigón en contacto con construcción vecina .

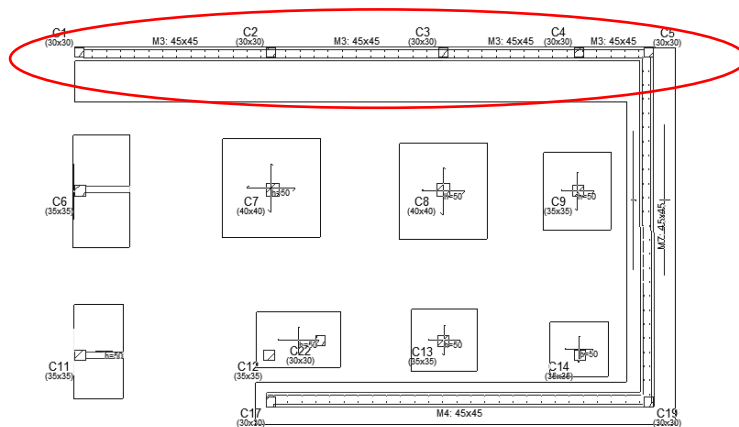
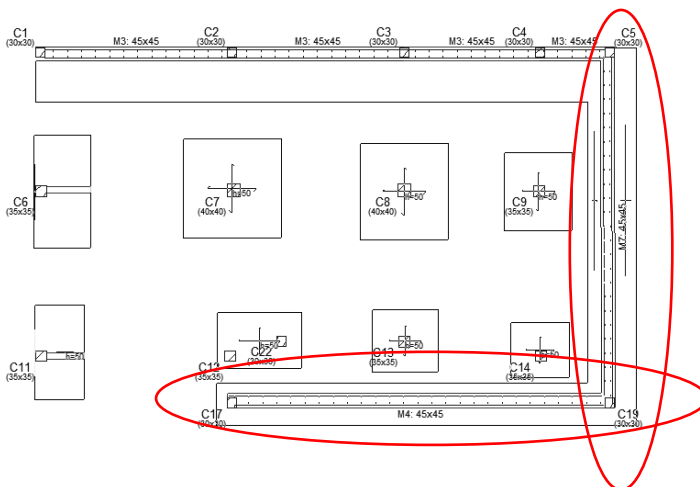


Figura 4.21 Muros de hormigón sin contacto de construcción vecina .

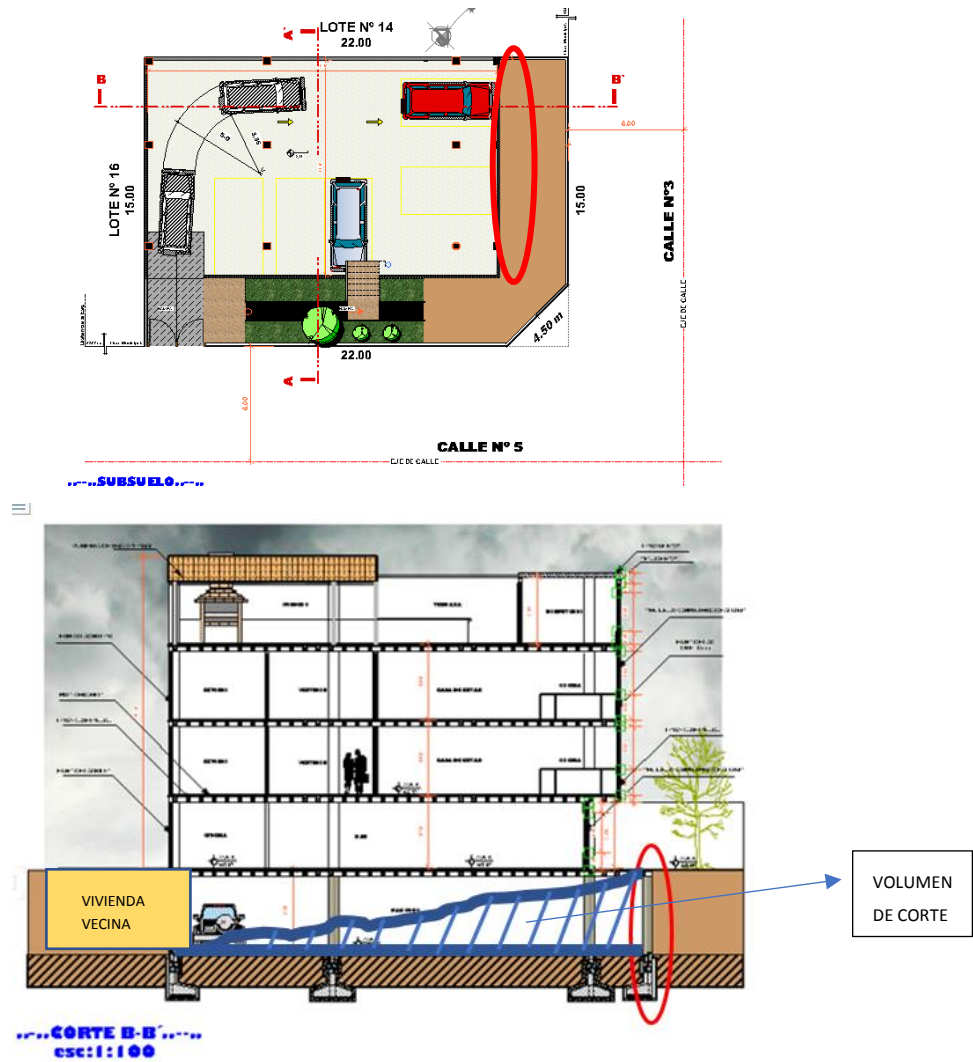


Fuente: Elaboración propia.

4.2.2. Diseño de los muros, sin colindancia con edificación vecina.

Estos dos muros están separados del límite del terreno como se aprecia en la figura 4.22. y el muro con mayor empuje de estos dos será el que diseñaremos, el muro de diseño se aprecia en la figura 4.23.

Figura 4.22 Muro de hormigón a ser diseñado .



Fuente: Planos de arquitectura.

DATOS:

$H = 4,25 \text{ m}$	Altura del muro
$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2500 \text{ kg/m}^3$	Peso específico del hormigón
$f_{ck}=250\text{kg/cm}^2$	Resistencia característica del hormigón
$f_{yk}=5000\text{kg/cm}^2$	Límite de fluencia del acero
$Q = 150\text{kg/m}^2$	Sobrecarga en la coronación del muro
$r = 5 \text{ cm}$	Recubrimiento
$E = 333000 \text{ kg/cm}^2$	Módulo de elasticidad del hormigón
$\gamma_c = 1,50$	Coefficiente de minoración del hormigón
$\gamma_c = 1,15$	Coefficiente de minoración del acero

DATOS DEL SUELO:

$\gamma_t = 1800\text{kg/m}^3$	Peso específico del suelo de relleno.
$\varnothing=0^{\circ}$	Ángulo de fricción del suelo.
$C_u=0,493\text{kg/cm}^2$	Cohesión del suelo.
$\sigma_{adm}=1,3 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia admisible del suelo.

En primer lugar, se determina el valor de las acciones verticales que gravitan sobre la zapata del muro:

- Peso del terreno del trasdós:

$$1800 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,55\text{m} \cdot 4,25\text{m}=4207,5 \text{ kg/m.}$$

- Sobrecarga sobre el trasdós

$$150\text{kg/m}^2 \cdot 0,55\text{m} = 82,5 \text{ kg/m.}$$

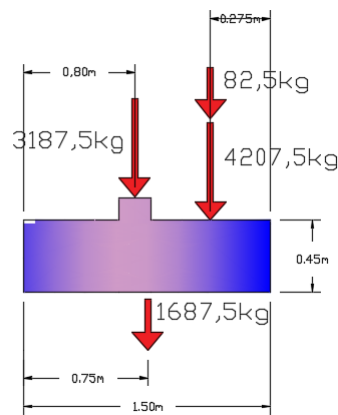
- peso del alzado

$$2500\text{kg/m}^3 \cdot 0,3\text{m} \cdot 4,25\text{m} = 3187,5 \text{ kg/m.}$$

- peso propio de la zapata:

$$2500\text{kg/m}^3 \cdot 0,45\text{m} \cdot 1,50\text{m} = 1687,5 \text{ kg/m}$$

Estas cargas verticales y su posición se representan en la siguiente figura:



Esfuerzo que produce el muro sobre el terreno

$$\sigma_t = \frac{\Sigma F_v}{b \cdot h}$$

$$\sigma_t = \frac{9165\text{kg}}{1\text{m} \cdot 1,50\text{m}} = 6110\text{kg/m}^2$$

$$\sigma_t = 0,610\text{kg/cm}^2 \leq 1,3\text{kg/cm}^2$$

Para el cálculo el empuje del trasdós, se debe determinar primero el valor del coeficiente K_o del empuje de reposo:

$$K_o = 1 - \text{sen}\varphi$$

$$K_o = 1 - \text{sen}(0) = 1$$

Las leyes de empujes sobre el muro se muestran en la siguiente figura; las unidades indicadas en dichas leyes son, de hecho, distribuciones lineales aplicadas a una rebanada unitaria de muro.

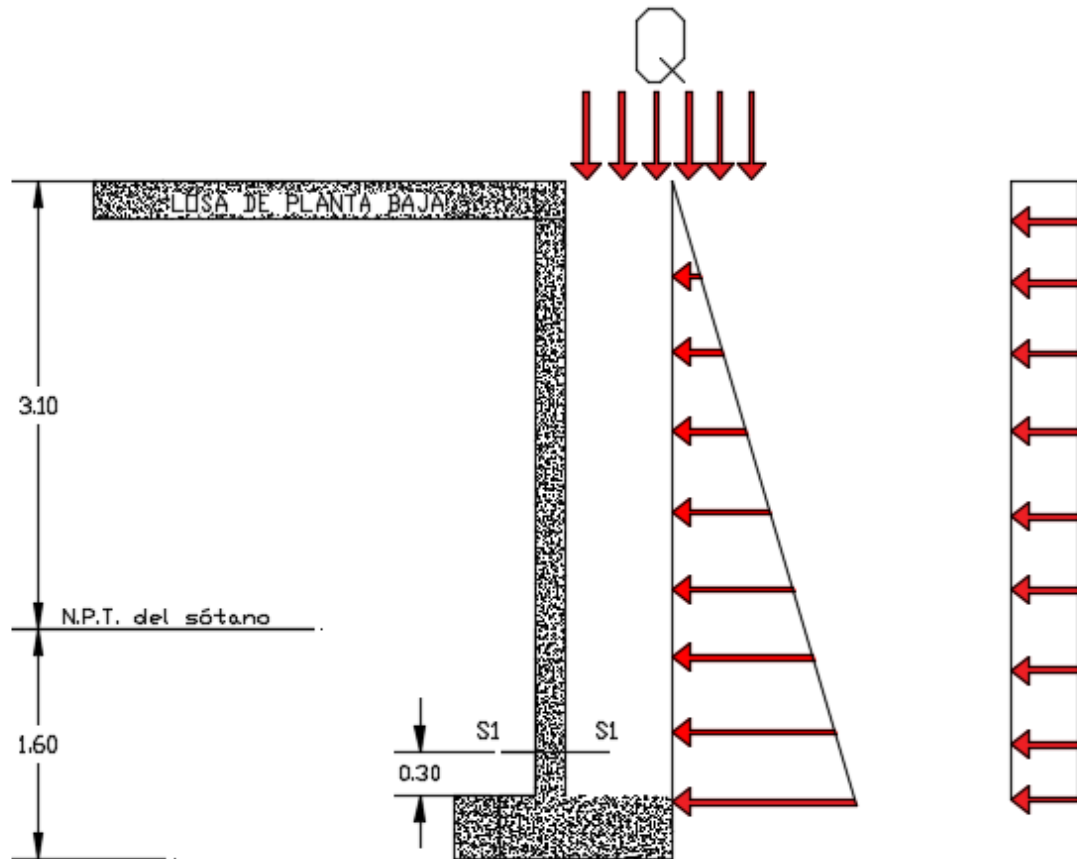
Para el armado del alzado y de su comprobación estructural, las leyes de empuje se deben mayorar:

Coefficientes de la EHE-08.

- 1,35 para el empuje activo debido al peso propio del trasdós
- 1,5 para el empuje activo debido a la sobrecarga Q , aplicada en la coronación del trasdós

En la figura 4.23. se representa las leyes de empuje que actúan sobre el trasdós del alzado, que es la cara traccionada en la que debe dimensionarse el armado vertical (A_{s1}). Así mismo, se representa también la sección S1 de comprobación del agotamiento a cortante por tracción del alma.

Figura 4.23 Presiones sobre el muro.



-Empuje debido al peso del trasdós:

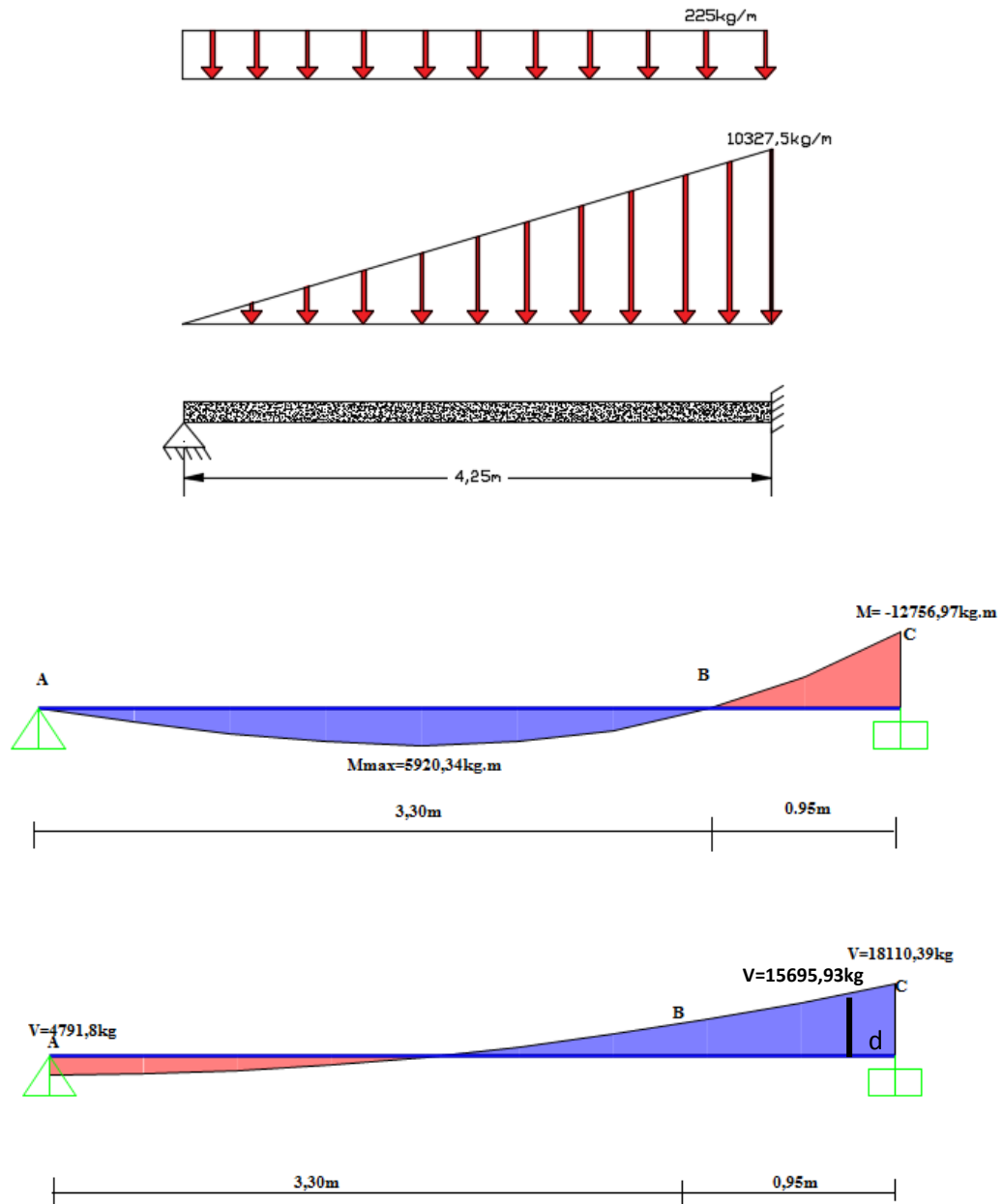
$$\sigma_G = \gamma_G \cdot \gamma_t \cdot K_o \cdot H = 1,35 \cdot \frac{1800 \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot 1 \cdot 4,25 \text{ m} = 10327,5 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

-Sobrecarga sobre el trasdós:

$$\sigma_Q = \gamma_Q \cdot Q \cdot K_o = 1,5 \cdot \frac{150 \text{ kg}}{\text{m}^2} \cdot 1 = 225 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Los esfuerzos de cálculo se determinan considerando al muro como una viga apoyada en un extremo y empotrada en el otro.

Figura 4.24 Diagrama de momentos y cortantes del muro.



Fuente: Elaboración propia.

Diseño del tramo A-B (con espesor de muro de 20cm)

El canto útil del alzado es:

$$d = t - r - \emptyset/2$$
$$d = 0,3m - 0,05m - 0,006m$$
$$d = 0,144m$$

Momento flector:

$$Md = 5920,34kg.m$$
$$Md = 592034kg.cm$$

Esfuerzo cortante:

$$Vd = 4791,8kg$$

-Armado vertical en el intradós:

La capacidad U_o del alzado es:

$$U_o = f_{cd} \cdot b \cdot d = 24000,48kg$$

Y el momento limite en el alzado es:

$$M_{lim} = 0,375 \cdot U_o \cdot d = 1296026 kg.cm$$

El momento limite es mayor al momento de diseño, por lo que no hace falta tener en cuenta la contribución de la armadura de compresión

$$U_{S1} = U_o \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Md}{U_o \cdot d}}\right)$$
$$U_{S1} = 45409,2kg$$

Obsérvese que se ha despreciado el peso propio del alzado, y el cálculo de la armadura de tracción se ha hecho en flexión simple y no en flexión compuesta. Las cuantías mínimas para la armadura vertical de tracción son:

-geométrica, con acero B500S:

$$U_{S1} \geq \frac{0,9}{1000} \cdot Ac \cdot f_{yd} = 56348 kg$$

-mecánica:

$$U_{S1} \geq 0,2 \cdot Ac \cdot f_{ct,m,fl} = 9043,2 kg$$

La resistencia media a flexo tracción $f_{ct,m,fl}$ del hormigón es la correspondiente a un elemento de HA-250 ($31,4kg/cm^2$). Por lo tanto, de acuerdo con los cálculos anteriores la armadura vertical del muro se dimensiona con $U_{S1} = 45409,2kg$

$$As1 = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = 10,44cm^2$$

Asumiendo barras de 12mm

$$\text{barras} = \frac{10,44cm^2}{1,131cm^2} = 9,2$$

$$\text{Sep} = \frac{100cm}{9,2} = 10,8cm$$

utilizaremos Ø 12mm c/10cm

-armado vertical en el trasdós:

La cuantía geométrica mínima para la armadura vertical del trasdós es:

$$U_{S2} \geq \frac{0,27}{1000} \cdot Ac \cdot f_{yd} = 2347,83kg$$

$$As1 = \frac{U_{S2}}{f_{yd}} = \frac{2347,83kg}{4347,8kg/cm^2} = 0,54cm^2$$

Asumiendo barras de 10mm

$$\text{barras} = \frac{0,54cm^2}{0,785cm^2} = 0,69 \approx 1barra$$

con una barra de 10mm ya estamos cubriendo por cada metro del muro, pero el mínimo constructivo es de 4Ø10mm por metro de alzado, lo que es lo mismo, Ø10 cada 25cm

utilizaremos Ø 10mm c/25cm

-armado horizontal total:

las armaduras horizontales se arman para un mínimo geométrico de:

$$U_{S,horiz} \geq \frac{1,6}{1000} \cdot Ac \cdot f_{yd} = 13913,056kg$$

$$As, horiz = \frac{U_{S2}}{f_{yd}} = \frac{13913,056kg}{4347,8kg/cm^2} = 3,2cm^2$$

-armado horizontal en el trasdós:

La tercera parte de este mínimo se dispone en el trasdós y el resto se dispone en el intradós, que es la cara vista. ello da lugar a:

$$\frac{3,2cm^2}{3 \cdot 0,785} = 1,36 \text{ barras de } \text{Ø } 10mm$$

$$\text{sep} \leq \frac{100cm}{1,36} = 75,58cm$$

utilizaremos $\emptyset 10\text{mm}$ c/30cm

-armado horizontal en el intradós

$$\frac{2.3,2\text{cm}^2}{3.0,785} = 2,712\text{barras de } \emptyset 10\text{mm}$$

$$\text{sep} \leq \frac{100\text{cm}}{2,712} = 36,873\text{cm}$$

utilizaremos $\emptyset 10\text{mm}$ c/30cm

Diseño a cortante:

La comprobación a cortante se debe hacer teniendo en cuenta que se trata de un muro y que no llevara armado transversal, se emplea la siguiente expresión para el cálculo del agotamiento por tracción del alma:

$$V_{u2} = \max \left[\frac{0,18}{\gamma c} \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho l \cdot fck} \quad ; \quad \frac{0,075}{\gamma c} \cdot \sqrt{\xi^3 \cdot fck} \right] \cdot b \cdot d$$

(b y d, en mm)

La comprobación a cortante arroja los siguientes resultados:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{144\text{mm}}} = 2,18$$

$$\rho l = \frac{As1}{b \cdot d} = \frac{10,44\text{cm}^2}{100\text{cm} \cdot 14,4\text{cm}} = 0,0073$$

V_{u2}

$$= \max \left[\frac{0,18}{1,5} \cdot 1,91 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0073 \cdot 24,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} ; \frac{0,075}{1,5} \cdot \sqrt{2,18^3 \cdot 24,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \right] \cdot 1000\text{mm} \cdot 144\text{mm}$$

$$V_{u2} = \max[98139,8\text{N} \quad ; \quad 114592,3\text{N}]$$

$$V_{u2} = 114592,3\text{N} = 11681,2\text{kg}$$

$$V_{u2} = 11681,2\text{kg} \geq Vd = 4791,8\text{kg}$$

La sección es suficiente para resistir el cortante, no es necesario aumentar el ancho.

Diseño del tramo B-C (con espesor de muro de 30cm)

El canto útil del alzado es:

$$d = t - r - \emptyset/2$$
$$d = 0,30m - 0,05m - 0,008m$$
$$d = 0,242m$$

Momento flector negativo:

$$Md = 12756,97kg.m$$
$$Md = 1275697kg.cm$$

Esfuerzo cortante: a una distancia d del apoyo

$$Vd = 15695,53kg$$

-Armado vertical en el trasdós:

La capacidad U_o del alzado es:

$$U_o = f_{cd} \cdot b \cdot d = 403341,4kg$$

Y el momento limite en el alzado es:

$$M_{lim} = 0,375 \cdot U_o \cdot d = 3660323,21 kg.cm$$

El momento limite es mayor al momento de diseño, por lo que no hace falta tener en cuenta la contribución de la armadura de compresión

$$U_{S1} = U_o \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Md}{U_o \cdot d}}\right)$$
$$U_{S1} = 56700,1kg$$

Obsérvese que se ha despreciado el peso propio del alzado, y el cálculo de la armadura de tracción se ha hecho en flexión simple y no en flexión compuesta. Las cuantías mínimas para la armadura vertical de tracción son:

-geométrica, con acero B500S:

$$U_{S1} \geq \frac{0,9}{1000} \cdot Ac \cdot f_{yd} = 9469,6kg$$

-mecánica:

$$U_{S1} \geq 0,2 \cdot Ac \cdot f_{ct,m,fl} = 15197,6kg$$

La resistencia media a flexo tracción $f_{ct,m,fl}$ del hormigón es la correspondiente a un elemento de HA-250 (31,4kg/cm²). Por lo tanto, de acuerdo con los cálculos anteriores la armadura vertical del muro se dimensiona con $U_{S1} = 56700,1kg$

$$As1 = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = 13,04cm^2$$

Asumiendo barras de 16mm

$$\text{barras} = \frac{13,04cm^2}{2,011cm^2} = 6,5$$

$$\text{Sep} = \frac{100cm}{6,5} = 15,4cm$$

utilizaremos Ø 16mm c/15cm

-armado vertical en el intradós:

La cuantía geométrica mínima para la armadura vertical del trasdós es:

$$U_{S2} \geq \frac{0,27}{1000} \cdot Ac \cdot f_{yd} = 3521,74kg$$

$$As1 = \frac{U_{S2}}{f_{yd}} = \frac{3521,74kg}{4347,8kg/cm^2} = 0,81cm^2$$

Asumiendo barras de 10mm

$$\text{barras} = \frac{0,81cm^2}{0,785cm^2} = 1,031 \approx 1\text{barra}$$

con una barra de 10mm ya estamos cubriendo por cada metro del muro, pero el mínimo constructivo es de 4Ø10mm por metro de alzado, lo que es lo mismo, Ø10 cada 25cm pero consideraremos que se mantendrá el armado del intrados del tramo AB por ser mayor al mínimo de la norma.

utilizaremos Ø 12mm c/10cm

-armado horizontal total:

las armaduras horizontales se arman para un mínimo geométrico de:

$$U_{S,horiz} \geq \frac{1,6}{1000} \cdot Ac \cdot f_{yd} = 20869,584kg$$

$$As, horiz = \frac{U_{S2}}{f_{yd}} = \frac{20869,584kg}{4347,8kg/cm^2} = 4,8cm^2$$

-armado horizontal en el trasdós:

La tercera parte de este mínimo se dispone en el trasdós y el resto se dispone en el intradós, que es la cara vista. ello da lugar a:

$$\frac{4,8cm^2}{3 \cdot 0,785} = 2,038 \text{ barras de } \text{Ø } 10mm$$

$$sep \leq \frac{100cm}{2,038} = 49cm$$

utilizaremos Ø 10mm c/30cm

-armado horizontal en el intradós

$$\frac{2 \cdot 4cm^2}{3 \cdot 0,785} = 4,08barras \text{ de } \varnothing 10mm$$

$$sep \leq \frac{100cm}{4,08} = 24,5cm$$

utilizaremos Ø 10mm c/20cm

Diseño a cortante:

La comprobación a cortante se debe hacer teniendo en cuenta que se trata de un muro y que no llevara armado transversal, se emplea la siguiente expresión para el cálculo del agotamiento por tracción del alma:

$$V_{u2} = \max \left[\frac{0,18}{\gamma c} \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho l \cdot fck} \quad ; \quad \frac{0,075}{\gamma c} \cdot \sqrt{\xi^3 \cdot fck} \right] \cdot b \cdot d$$

(b y d, en mm)

La comprobación a cortante arroja los siguientes resultados:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{242mm}} = 1,91$$

$$\rho l = \frac{As1}{b \cdot d} = \frac{13cm^2}{100cm \cdot 24,2cm} = 0,0054$$

V_{u2}

$$= \max \left[\frac{0,18}{1,5} \cdot 1,83 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0054 \cdot 24,5 \frac{N}{mm^2}} ; \frac{0,075}{1,5} \cdot \sqrt{1,83^3 \cdot 24,5 \frac{N}{mm^2}} \right] \cdot 1000mm \cdot 242mm$$

$$V_{u2} = \max[130919,3N \quad ; \quad 157982,3N]$$

$$V_{u2} = 157982,3N = 16104,2kg$$

$$V_{u2} = 16104,2kg \geq Vd = 15695,93kg$$

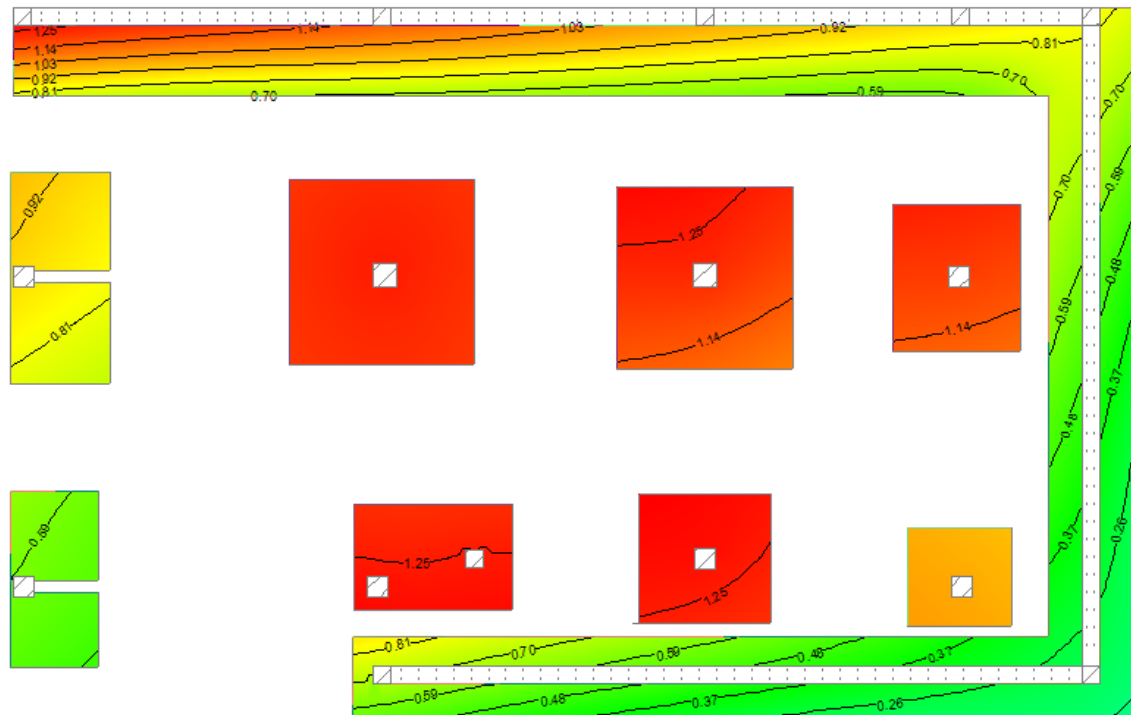
La sección es suficiente para resistir el cortante, no es necesario aumentar el ancho.

4.2.2.1. Verificación de las zapatas corridas de los muros.

Verificación ante hundimiento:

Para cumplir con la verificación a hundimiento las presiones que se generan en el terreno deben ser menores al esfuerzo admisible del estudio de suelos.

Figura 4.25 Presiones sobre el terreno.



Fuente: Cypecad 2018.

Del gráfico 4.25. obtenido del CYPECAD 2018 se observa que la mayor presión de las zapatas centrales sobre el terreno es de 1,29 kg/cm².

$$\sigma_{max,terreno} kg/cm^2 \leq \sigma_{adm} kg/cm^2$$

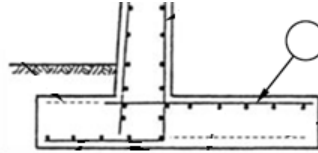
$$1,29 kg/cm^2 \leq 1,30 kg/cm^2 \quad \text{Cumple!!}$$

ARMADO DE LA ZAPATA CORRIDA

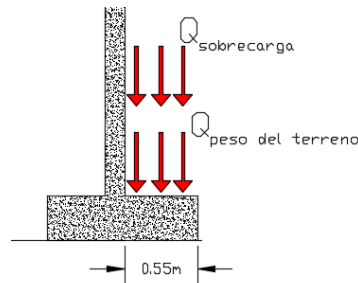
Canto útil:

$$d = 45\text{cm} - 5\text{cm} - 1,2\text{cm} = 39,4\text{cm}$$

Armadura principal a tracción del talón



(obtenida por calculo a flexión del talón sometido al peso de las tierras del trasdós)



$$Md = \frac{1,6(Q_{sob} + Q_{p. del t.}) \cdot L^2 \cdot 100\text{cm}}{2}$$

$$Md = \frac{1,6 \left(150 \cdot \left(\frac{1}{100^2} \right) + 7650 \cdot \left(\frac{1}{100^2} \right) \right) \cdot 0,55^2 \cdot 100}{2} = 188760\text{kg} \cdot \text{cm}$$

Momento reducido

$$\mu_a = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{188760}{100 \cdot 39,4^2 \cdot 166,67} = 0,0073$$

Cuantía Geométrica

$$w_a = \mu_a \cdot (1 + \mu_a) = 0,0073 \cdot (1 + 0,0073) = 0,00735$$

Determinación de la Armadura necesaria

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,00735 \cdot 100 \cdot 39,4 \cdot 166,67}{4347,83} \Rightarrow A_s = 1,11\text{ cm}^2$$

0,9 ‰ cuando se arma con B500.

$$A_{s \text{ min}} = 0,009 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0009 \cdot 100 \cdot 39,4 = 3,55 \text{ cm}^2$$

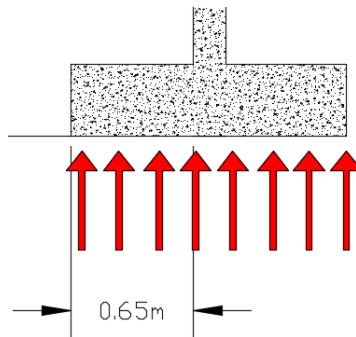
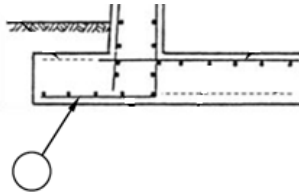
$$N^{\circ} \text{ de barras } \varnothing 12 \text{ mm} = \frac{3,55 \text{ cm}^2}{1,131 \text{ cm}^2} = 3,14 \approx 4$$

$$\text{Separación} = \frac{100 \text{ cm}}{4} = 25 \text{ cm}$$

Se adopta barras $\varnothing 12 \text{ mm}$ c/25cm

Armadura principal a tracción de la puntera: es la prolongación de la armadura vertical del trasdós de la base del alzado.

armado del trasdos $\varnothing 16 \text{ mm}$ c/15cm



$$M_d = \frac{1,6(\sigma_{\text{suelo}}) \cdot L^2 \cdot 100 \text{ cm}}{2}$$

$$M_d = \frac{1,6(0,61 \text{ kg/cm}^2) \cdot (65 \text{ cm})^2 \cdot 100 \text{ cm}}{2} = 206180 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momento reducido

$$\mu_a = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{206180}{100 \cdot 39,4^2 \cdot 166,67} = 0,0073$$

Cuantía Geométrica

$$w_a = \mu_a \cdot (1 + \mu_a) = 0,0073 \cdot (1 + 0,0073) = 0,008$$

Determinación de la Armadura necesaria

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,008 \cdot 100 \cdot 39,4 \cdot 166,67}{4347,83} \Rightarrow A_s = 1,21 \text{ cm}^2$$

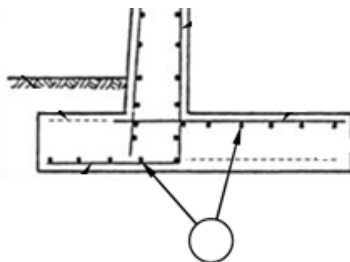
$$\text{N}^\circ \text{ de barras } \varnothing 16\text{mm} = \frac{1,21 \text{ cm}^2}{2,011 \text{ cm}^2} = 0,60 \approx 1$$

$$\text{Separación} = \frac{100\text{cm}}{1} = 100 \text{ cm}$$

La armadura de prolongación del muro en el trasdós es mayor a la armadura requerida de cálculo.

utilizaremos $\varnothing 16\text{mm}/15\text{cm}$

Armadura horizontal de la zapata: el 20% de la longitudinal en la cara correspondiente y, al menos, el mínimo geométrico de losas (1,8‰ con B500) entre ambas caras.



$$A_{s \text{ min}} = 0,009 \cdot b \cdot d$$

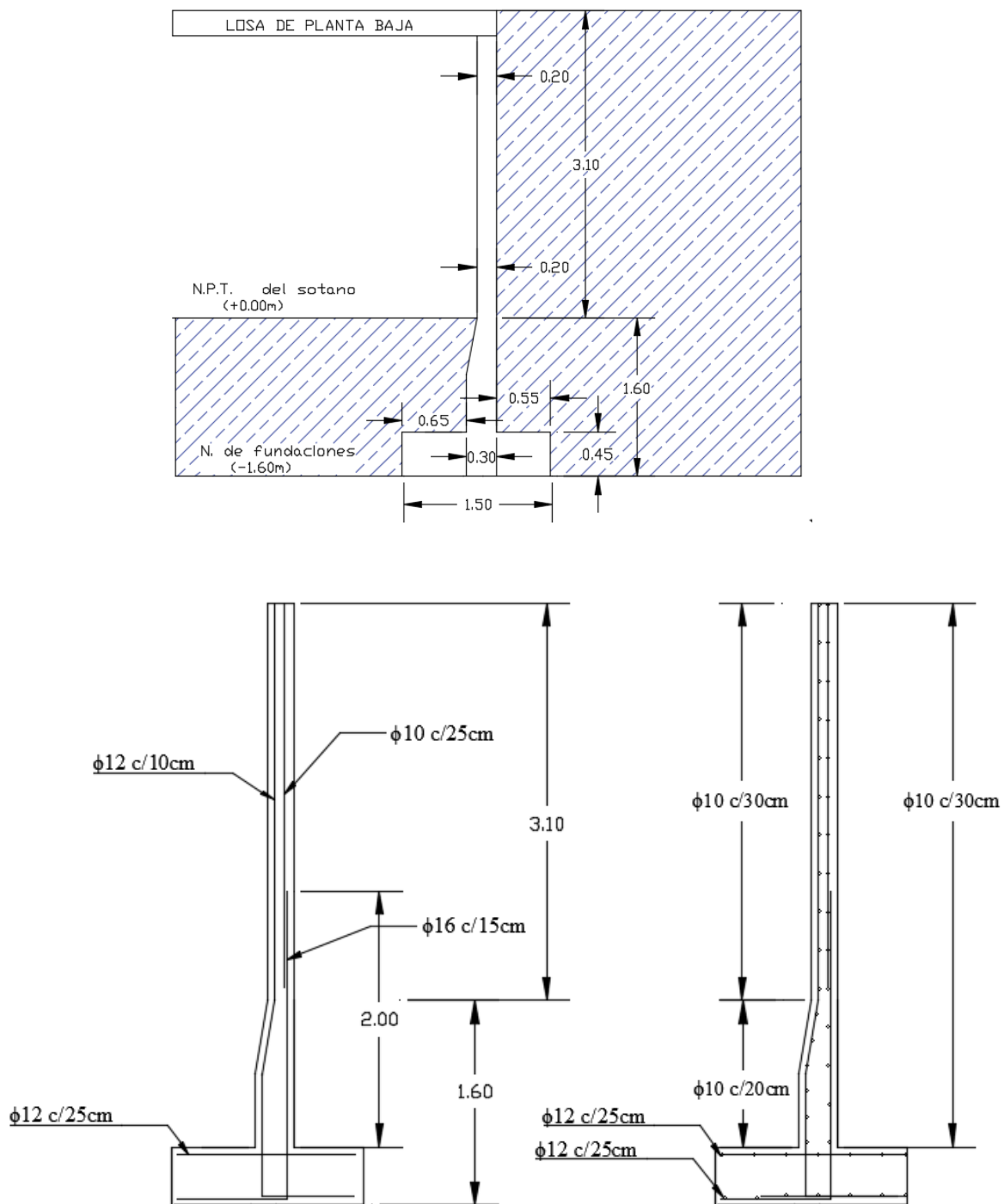
$$A_{s \text{ min}} = 0,0009 \cdot 100 \cdot 39,4 = 3,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ de barras } \varnothing 12\text{mm} = \frac{3,55 \text{ cm}^2}{1,131 \text{ cm}^2} = 3,14 \approx 4$$

$$\text{Separación} = \frac{100\text{cm}}{4} = 25 \text{ cm}$$

Se adopta barras $\varnothing 12\text{mm}$ c/25cm

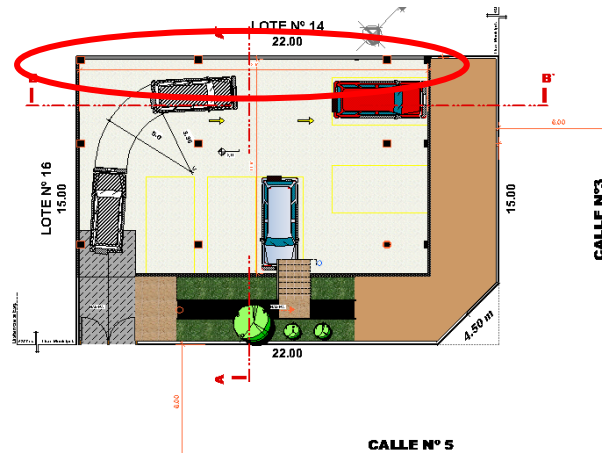
Figura 4.26 Disposición de la Armadura del muro



Fuente: Elaboración propia.

4.2.3 Diseño de los muros, con colindancia de edificación vecina.

Figura 4.27 Muro de hormigón a ser diseñado.



Fuente: Planos de arquitectura.

DATOS:

$H = 4,25 \text{ m}$	Altura del muro
$\gamma H^{\circ}A^{\circ} = 2500 \text{ kg/m}^3$	Peso específico del hormigón
$f_{ck} = 2500 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia característica del hormigón
$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$	Límite de fluencia del acero.
$Q = 3000 \text{ kg/m}^2$	Carga vertical de las fundaciones, transmitidas al terreno de la vivienda vecina.
$r = 5 \text{ cm}$	Recubrimiento.
$E = 333000 \text{ kg/cm}^2$	Módulo de elasticidad del hormigón
$\gamma_c = 1,50$	Coefficiente de minoración del hormigón
$\gamma_s = 1,15$	Coefficiente de minoración del acero

DATOS DEL SUELO:

$\gamma_t = 1800\text{kg/m}^3$	Peso específico del suelo de relleno.
$\phi = 0^\circ$	Ángulo de fricción del suelo.
$C_u = 0,493\text{kg/cm}^2$	Cohesión del suelo.
$\sigma_{adm} = 1,3\text{ kg/cm}^2$	Resistencia admisible del suelo.

En primer lugar, se determina el valor de las acciones verticales que gravitan sobre la zapata del muro: (el análisis considera un metro de ancho)

- peso del alzado

$$2500\text{kg/m}^3 \cdot 0,3\text{m} \cdot 4,25\text{m} = 3187,5\text{ kg/m.}$$

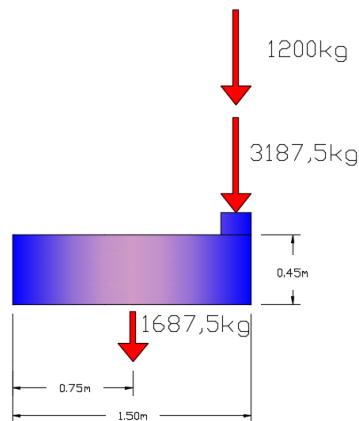
- peso propio de la zapata:

$$2500\text{kg/m}^3 \cdot 0,45\text{m} \cdot 1,50\text{m} = 1687,5\text{ kg/m}$$

- peso que llega de la columna más cargada del muro:

$$7560\text{kg}/6,30\text{m} = 1200\text{ kg/m}$$

Estas cargas verticales y su posición se representan en la siguiente figura:



Esfuerzo que produce el muro sobre el terreno

$$\sigma t = \frac{\Sigma Fv}{b \cdot h}$$

$$\sigma t = \frac{6075\text{kg}}{1\text{m} \cdot 1,50\text{m}} = 4050\text{kg/m}^2$$

$$\sigma t = 0,405\text{kg/cm}^2 \leq 1,3\text{kg/cm}^2$$

Para el cálculo el empuje del trasdós, se debe determinar primero el valor del coeficiente K_o del empuje de reposo:

$$K_o = 1 - \text{sen}\varphi$$

$$K_o = 1 - \text{sen}(0) = 1$$

Las leyes de empujes sobre el muro se muestran en la siguiente figura; las unidades indicadas en dichas leyes son, de hecho, distribuciones lineales aplicadas a una rebanada unitaria de muro.

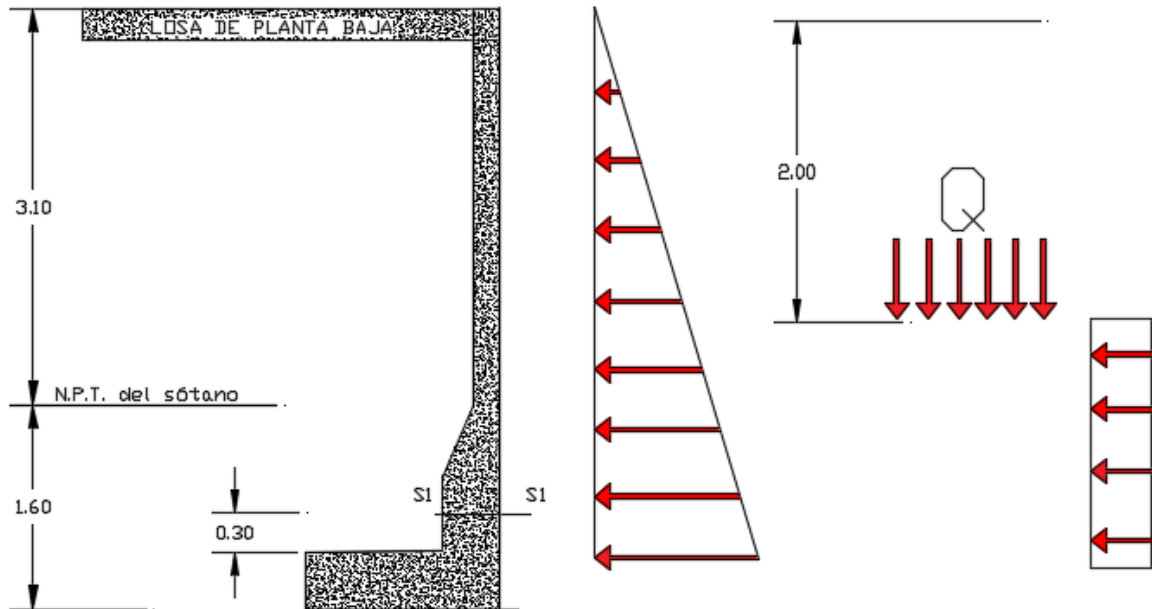
Para el armado del alzado y de su comprobación estructural, las leyes de empuje se deben mayorar:

Coefficientes de la EHE-08.

- 1,35 para el empuje activo debido al peso propio del trasdós
- 1,5 para el empuje activo debido a la sobrecarga Q, aplicada en la coronación del trasdós

En la siguiente figura se representa las leyes de empuje que actúan sobre el trasdós del alzado, que es la cara traccionada en la que debe dimensionarse el armado vertical (As1). Así mismo, se representa también la sección S1 de comprobación del agotamiento a cortante por tracción del alma.

Figura 4.28 Presiones sobre el muro.



-Empuje debido al peso del trasdós:

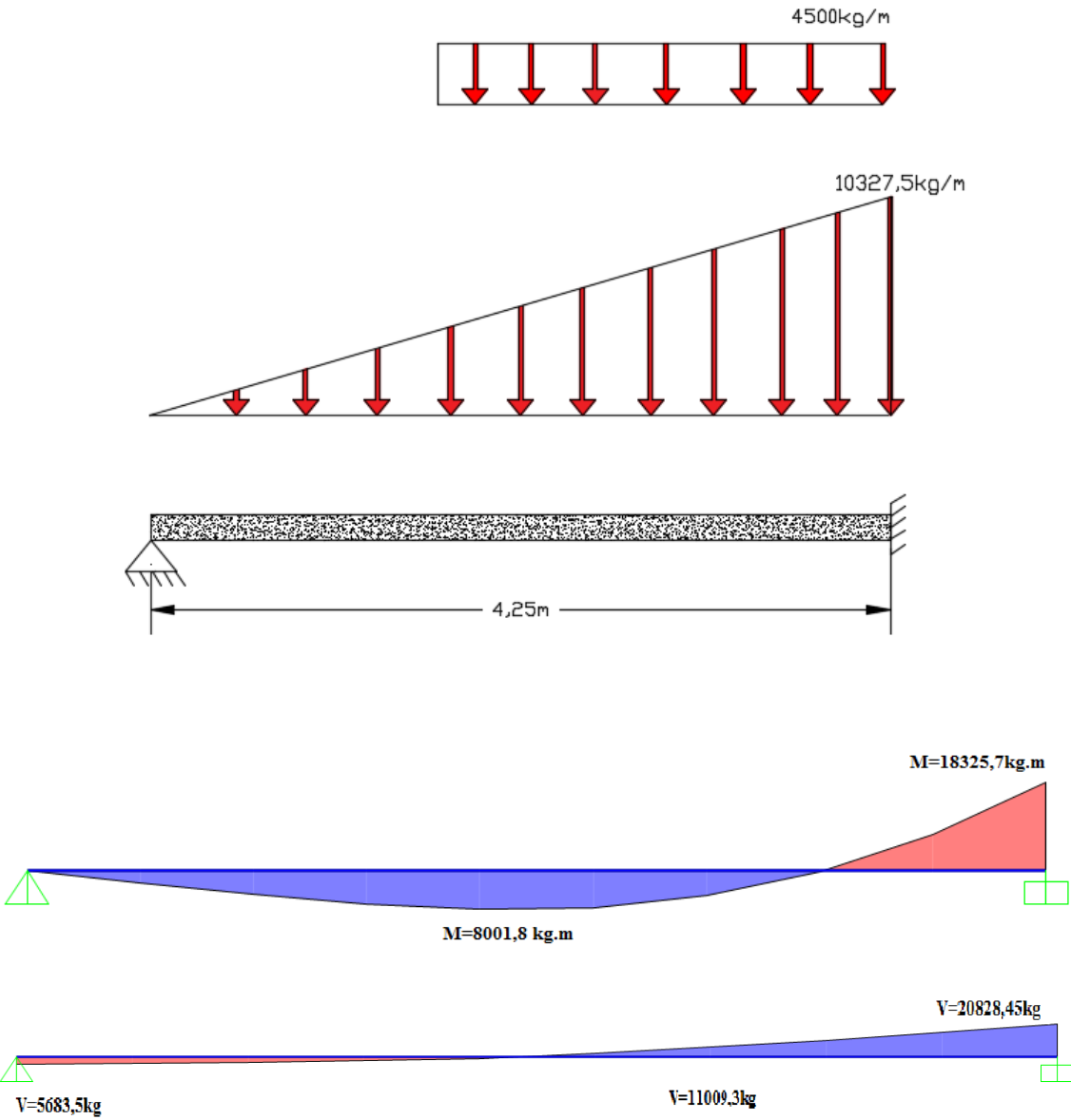
$$\sigma_G = \gamma_G \cdot \gamma_t \cdot K_o \cdot H = 1,35 \cdot \frac{1800kg}{m^3} \cdot 1 \cdot 4,25m = 10327,5 \frac{kg}{m}$$

-Sobrecarga sobre el trasdós:

$$\sigma_Q = \gamma_Q \cdot Q \cdot K_o = 1,5 \cdot \frac{3000kg}{m^2} \cdot 1 = 4500 \frac{kg}{m}$$

Los esfuerzos de cálculo se determinan considerando al muro como una viga apoyada en un extremo y empotrada en el otro.

Figura 4.29 Diagrama de momentos y cortantes del muro.



Fuente: Elaboración propia.

Diseño del tramo A-B (con espesor de muro de 20cm)

El canto útil del alzado es:

$$d = t - r - \emptyset/2$$
$$d = 0,2m - 0,05m - 0,006m$$
$$d = 0,144m$$

Momento flector:

$$Md = 8001,80 \text{ kg.m}$$
$$Md = 800180 \text{ kg.cm}$$

Esfuerzo cortante:

$$Vd = 11009,3 \text{ kg}$$

-Armado vertical en el intradós:

La capacidad U_o del alzado es:

$$U_o = f_{cd} \cdot b \cdot d = 240004,8 \text{ kg}$$

Y el momento limite en el alzado es:

$$M_{lim} = 0,375 \cdot U_o \cdot d = 1296026 \text{ kg.cm}$$

El momento limite es mayor al momento de diseño, por lo que no hace falta tener en cuenta la contribución de la armadura de compresión

$$U_{S1} = U_o \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Md}{U_o \cdot d}}\right)$$
$$U_{S1} = 64138,1 \text{ kg}$$

Obsérvese que se ha despreciado el peso propio del alzado, y el cálculo de la armadura de tracción se ha hecho en flexión simple y no en flexión compuesta. Las cuantías mínimas para la armadura vertical de tracción son:

-geométrica, con acero B500S:

$$U_{S1} \geq \frac{0,9}{1000} \cdot Ac \cdot f_{yd} = 5634,8 \text{ kg}$$

-mecánica:

$$U_{S1} \geq 0,2 \cdot Ac \cdot f_{ct,m,fl} = 9043,2 \text{ kg}$$

La resistencia media a flexo tracción $f_{ct,m,fl}$ del hormigón es la correspondiente a un elemento de HA-250 (31,4kg/cm²). Por lo tanto, de acuerdo con los cálculos anteriores la armadura vertical del muro se dimensiona con $U_{S1} = 64138,1 \text{ kg}$

$$As1 = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 14,75cm^2$$

Asumiendo barras de 16mm

$$\text{barras} = \frac{14,75cm^2}{2,011cm^2} = 7,3$$

$$\text{Sep} = \frac{100cm}{7,3} = 13,6cm$$

utilizaremos Ø 16mm c/10cm

-armado vertical en el trasdós:

La cuantía geométrica mínima para la armadura vertical del trasdós es:

$$U_{s2} \geq \frac{0,27}{1000} \cdot Ac \cdot f_{yd} = 1690,4kg$$

$$As1 = \frac{U_{s2}}{f_{yd}} = \frac{1690,4kg}{4347,8kg/cm^2} = 0,39cm^2$$

Asumiendo barras de 10mm

$$\text{barras} = \frac{0,39cm^2}{0,785cm^2} = 0,49 \approx 1\text{barra}$$

con una barra de 10mm ya estamos cubriendo por cada metro del muro, pero el mínimo constructivo es de 4Ø10mm por metro de alzado, lo que es lo mismo, Ø10 cada 25cm

utilizaremos Ø 10mm c/25cm

-armado horizontal total:

las armaduras horizontales se arman para un mínimo geométrico de:

$$U_{s,horiz} \geq \frac{1,6}{1000} \cdot Ac \cdot f_{yd} = 10017,4kg$$

$$As, horiz = \frac{U_{s2}}{f_{yd}} = \frac{10017,4kg}{4347,8kg/cm^2} = 2,3cm^2$$

-armado horizontal en el trasdós:

La tercera parte de este mínimo se dispone en el trasdós y el resto se dispone en el intradós, que es la cara vista. ello da lugar a:

$$\frac{2,3cm^2}{3 \cdot 0,785} = 0,98 \text{ barras de } \text{Ø } 10mm$$

$$\text{sep} \leq \frac{100cm}{0,98} = 102cm$$

utilizaremos $\emptyset 10\text{mm c}/30\text{cm}$

-armado horizontal en el intradós

$$\frac{2 \cdot 2,3}{3 \cdot 0,785} = 1,95 \text{ barras de } \emptyset 10\text{mm}$$

$$\text{sep} \leq \frac{100\text{cm}}{1,95} = 51,28\text{cm}$$

utilizaremos $\emptyset 10\text{mm c}/30\text{cm}$

Diseño a cortante:

La comprobación a cortante se debe hacer teniendo en cuenta que se trata de un muro y que no llevara armado transversal, se emplea la siguiente expresión para el cálculo del agotamiento por tracción del alma:

$$V_{u2} = \max \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} \quad ; \quad \frac{0,075}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\xi^3 \cdot f_{ck}} \right] \cdot b \cdot d$$

(b y d, en mm)

La comprobación a cortante arroja los siguientes resultados:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{144\text{mm}}} = 2,18$$

$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = 0,0102$$

V_{u2}

$$= \max \left[\frac{0,18}{1,5} \cdot 2,18 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0102 \cdot 24,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} ; \frac{0,075}{1,5} \cdot \sqrt{2,18^3 \cdot 24,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \right] \cdot 1000\text{mm} \cdot 144\text{mm}$$

$$V_{u2} = \max[110099,7\text{N} \quad ; \quad 114592,3\text{N}]$$

$$V_{u2} = 114592,3\text{N} = 11681,2\text{kg}$$

$$V_{u2} = 11681,2 \geq V_d = 11009,3\text{kg}$$

La sección es suficiente para resistir el cortante, no es necesario aumentar el ancho.

Diseño del tramo B-C (con espesor de muro de 45cm)

El canto útil del alzado es:

$$d = t - r - \emptyset/2$$
$$d = 0,45m - 0,05m - 0,008m$$
$$d = 0,392m$$

Momento flector negativo:

$$Md = 18325,70 \text{ kg.m}$$
$$Md = 1832570 \text{ kg.cm}$$

Esfuerzo cortante: a una distancia d del apoyo

$$Vd = 20828,45 \text{ kg}$$

-Armado vertical en el tradós:

La capacidad U_o del alzado es:

$$U_o = f_{cd} \cdot b \cdot d = 653346,4 \text{ kg}$$

Y el momento limite en el alzado es:

$$M_{lim} = 0,375 \cdot U_o \cdot d = 9604192,08 \text{ kg.cm}$$

El momento limite es mayor al momento de diseño, por lo que no hace falta tener en cuenta la contribución de la armadura de compresión

$$U_{S1} = U_o \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Md}{U_o \cdot d}}\right)$$
$$U_{S1} = 48553,4 \text{ kg}$$

Obsérvese que se ha despreciado el peso propio del alzado, y el cálculo de la armadura de tracción se ha hecho en flexión simple y no en flexión compuesta. Las cuantías mínimas para la armadura vertical de tracción son:

-geométrica, con acero B500S:

$$U_{S1} \geq \frac{0,9}{1000} \cdot Ac \cdot f_{yd} = 15339,1 \text{ kg}$$

-mecánica:

$$U_{S1} \geq 0,2 \cdot Ac \cdot f_{ct,m,fl} = 24617,6 \text{ kg}$$

La resistencia media a flexo tracción $f_{ct,m,fl}$ del hormigón es la correspondiente a un elemento de HA-250 ($31,4 \text{ kg/cm}^2$). Por lo tanto, de acuerdo con los cálculos anteriores la armadura vertical del muro se dimensiona con $U_{S1} = 48553,4 \text{ kg}$

$$As1 = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = 11,2cm^2$$

Asumiendo barras de 16mm

$$\text{barras} = \frac{11,2cm^2}{2,011cm^2} = 5,6$$

$$\text{Sep} = \frac{100cm}{5,6} = 18cm$$

utilizaremos Ø 16mm c/15cm

-armado vertical en el intradós:

La cuantía geométrica mínima para la armadura vertical del trasdós es:

$$U_{S2} \geq \frac{0,27}{1000} \cdot Ac \cdot f_{yd} = 4601,7kg$$

$$As1 = \frac{U_{S2}}{f_{yd}} = \frac{4601,7kg}{4347,8kg/cm^2} = 1,06cm^2$$

Asumiendo barras de 10mm

$$\text{barras} = \frac{1,06cm^2}{0,785cm^2} = 1,35 \approx 2\text{barra}$$

con dos barras de 10mm ya estamos cubriendo por cada metro del muro, pero el mínimo constructivo es de 4Ø10mm por metro de alzado, lo que es lo mismo, Ø10 cada 25cm pero consideraremos que se mantendrá el armado del intrados del tramo AB por ser mayor al mínimo de la norma.

utilizaremos Ø 16mm c/10cm

-armado horizontal total:

las armaduras horizontales se arman para un mínimo geométrico de:

$$U_{S,horiz} \geq \frac{1,6}{1000} \cdot Ac \cdot f_{yd} = 27269,6kg$$

$$As, \text{horiz} = \frac{U_{S2}}{f_{yd}} = \frac{27269,6kg}{4347,8kg/cm^2} = 6,27cm^2$$

-armado horizontal en el trasdós:

La tercera parte de este mínimo se dispone en el trasdós y el resto se dispone en el intradós, que es la cara vista. ello da lugar a:

$$\frac{6,27cm^2}{3 \cdot 0,785} = 2,7 \text{ barras de } \text{Ø } 10mm$$

$$sep \leq \frac{100cm}{2,7} = 37cm$$

utilizaremos Ø 10mm c/30cm

-armado horizontal en el intradós

$$\frac{2.4cm^2}{3.0,785} = 5,32barras \text{ de } \text{Ø} 10mm$$

$$sep \leq \frac{100cm}{5,32} = 18,79cm$$

utilizaremos Ø 10mm c/15cm

Diseño a cortante:

La comprobación a cortante se debe hacer teniendo en cuenta que se trata de un muro y que no llevara armado transversal, se emplea la siguiente expresión para el cálculo del agotamiento por tracción del alma:

$$V_{u2} = \max \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} \quad ; \quad \frac{0,075}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\xi^3 \cdot f_{ck}} \right] \cdot b \cdot d$$

(b y d, en mm)

La comprobación a cortante arroja los siguientes resultados:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{392mm}} = 1,71$$

$$\rho_l = \frac{As1}{b \cdot d} = \frac{11,2cm^2}{100cm \cdot 39,2cm} = 0,0028$$

$$V_{u2} = \max \left[\frac{0,18}{1,5} \cdot 1,71 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0028 \cdot 24,5 \frac{N}{mm^2}} ; \frac{0,075}{1,5} \cdot \sqrt{1,71^3 \cdot 24,5 \frac{N}{mm^2}} \right] \cdot 1000mm \cdot 392mm$$

$$V_{u2} = \max[154008,5N \quad ; 217752,9N]$$

$$V_{u2} = 217752,9N = 22197kg$$

$$V_{u2} = 22197kg \geq Vd = 20828,45 kg$$

La sección es suficiente para resistir el cortante, no es necesario aumentar el ancho.

ARMADO DE LA ZAPATA CORRIDA

Canto útil:

$$d = 45cm - 5cm - 1,2cm = 39,4cm$$

Armadura principal a tracción de la puntera: es la prolongación de la armadura vertical del trasdós de la base del alzado.

armado del trasdos Ø 16mmc/15cm

$$Md = \frac{1,6(\sigma_{suelo}) \cdot L^2 \cdot 100cm}{2}$$
$$Md = \frac{1,6(0,4kg/cm^2) \cdot (105cm)^2 \cdot 100cm}{2} = 352800kg \cdot cm$$

Momento reducido

$$\mu_a = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{352800}{100 \cdot 39,4^2 \cdot 166,67} = 0,0136$$

Cuantía Geométrica

$$w_a = \mu_a \cdot (1 + \mu_a) = 0,0136 \cdot (1 + 0,0136) = 0,0138$$

Determinación de la Armadura necesaria

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0138 \cdot 100 \cdot 39,4 \cdot 166,67}{4347,83} \Rightarrow A_s = 2,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ de barras } \varnothing 16\text{mm} = \frac{2,08 \text{ cm}^2}{2,011 \text{ cm}^2} = 1,03 \approx 1$$

$$\text{Separación} = \frac{100\text{cm}}{1} = 100 \text{ cm}$$

La armadura de prolongación del muro en el trasdós es mayor a la armadura requerida de cálculo.

utilizaremos Ø 16mmc/15cm

Armadura horizontal de la zapata: el 20% de la longitudinal en la cara correspondiente y, al menos, el mínimo geométrico de losas (1,8‰ con B500) entre ambas caras.

$$A_{s \text{ min}} = 0,009 \cdot b \cdot d$$

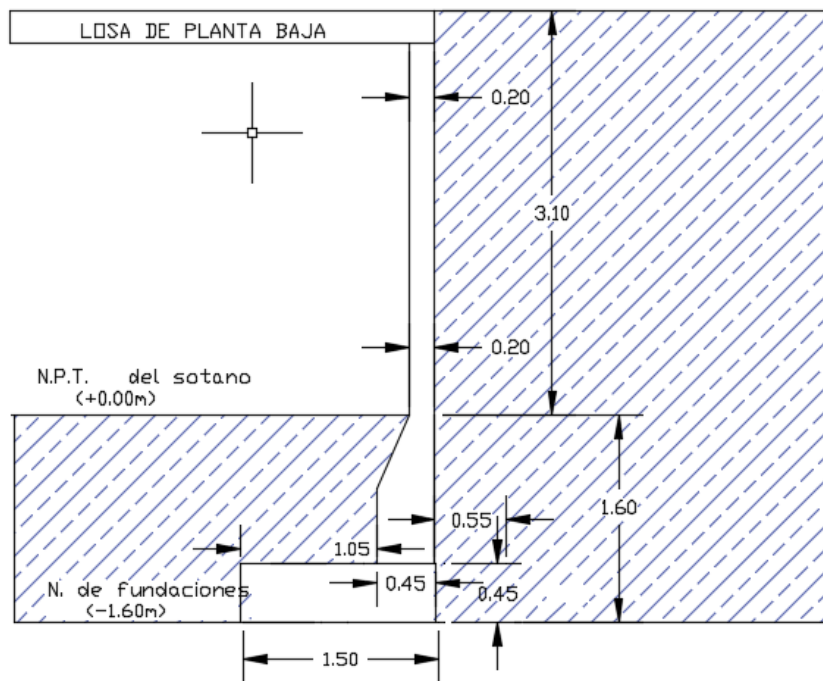
$$A_{s \text{ min}} = 0,0009 \cdot 100 \cdot 39,4 = 3,55 \text{ cm}^2$$

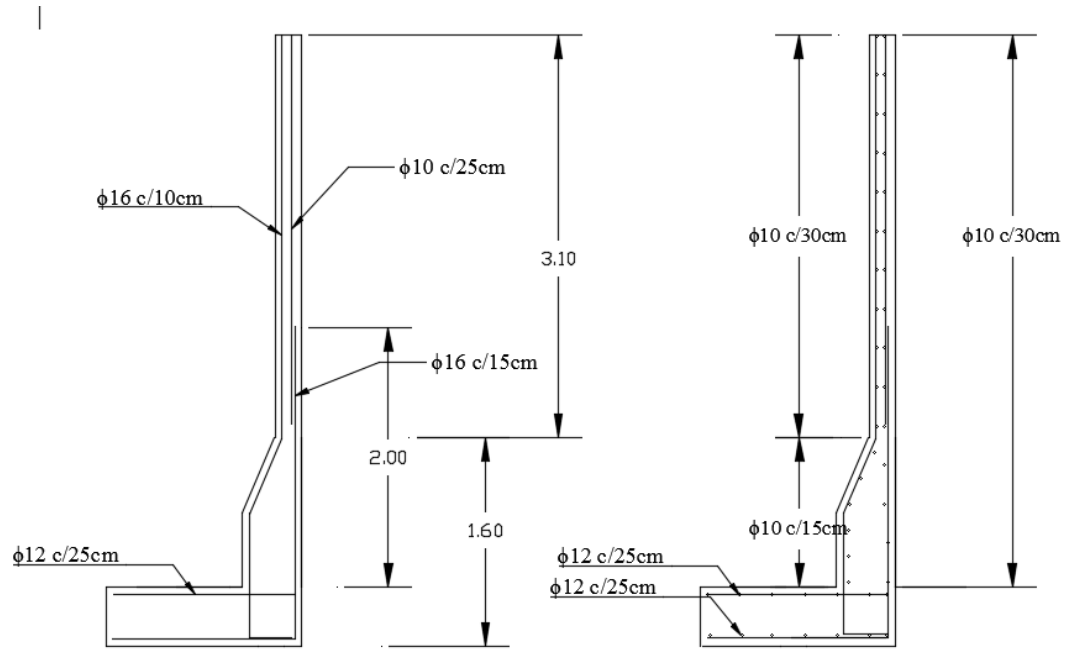
$$N^{\circ} \text{ de barras } \varnothing 12 \text{ mm} = \frac{3,55 \text{ cm}^2}{1,131 \text{ cm}^2} = 3,14 \approx 4$$

$$\text{Separación} = \frac{100 \text{ cm}}{4} = 25 \text{ cm}$$

Se adopta barras $\varnothing 12 \text{ mm}$ c/25cm

Figura 4.30 Disposición de la Armadura del muro





Fuente: Elaboración propia

CONCLUSIONES

Realizado el diseño estructural del “Edificio Multifamiliar Gutiérrez” a construir en la ciudad de Tarija se generan las siguientes conclusiones:

- De acuerdo a la propuesta de los objetivos generales y específicos, se llegó a cumplir con el diseño estructural del “Edificio multifamiliar Gutiérrez”, cabe mencionar que al realizar el presente proyecto se comprendió lo complejo que puede llegar a ser la toma de decisiones, ya que se debe basar en lo económico y la eficiencia; para lo cual se debe analizar y emplear el sistema estructural más conveniente en cada caso.
- El estudio de suelos se realizó con la empresa EOLO S.R.L, en cuanto a la capacidad portante se tomó el valor de $1,30 \text{ kg/cm}^2$ en la cota $-1,60\text{m}$ (cota que se mide desde el N.P.T del sótano la cual se definió como cota $+0,00$).
- El diseño estructural de cada uno de los elementos, fue calculado manualmente y comparado con el programa CYPECAD 2018, el cual proporcionó valores de armadura requerida similares a los del cálculo manual.
- Los entresijos y la azotea están compuestos por losas reticulares, debido a las grandes luces que presentan, además que este tipo de losa tiene menores vibraciones que el sistema convencional de losas de viguetas pretensadas, y es mucho más ligera y económica que el sistema de losa maciza.
- En el diseño de losas reticulares sin vigas se empleó la Norma Boliviana de Hormigón CBH-87 y se tomó algunos parámetros del libro “Los Forjados Reticulares” de Florentino Regalado Tesoro.
- El diseño de los muros del semisótano se realizó bajo la norma EHE-08, ya que en la norma CBH-87 no especifica una metodología de diseño de estos tipos de elementos estructurales.
- El diseño del muro del sótano fue diseñado con el espesor mínimo recomendable de 20cm en su parte vista, y en su parte más baja que se encuentra enterrada tiene un espesor de 30cm ya que los esfuerzos de corte en esta zona son altos, y este tipo de muros no son diseñados con estribos que ayuden a soportar estos esfuerzos.

- En todos los elementos estructurales se adoptó cuantías de acero, las más cercanas a las cuantías mínimas; por lo que se garantiza la eficiencia y economía de los elementos estructurales.
- El costo estimado de la parte de la obra gruesa del proyecto es de 970302,89 Bs, este costo contempla la estructura portante, por lo tanto, se deberá complementar las respectivas a obra fina, acabados e instalaciones (agua, electricidad, sanitario, pluvial, gas).
- La ejecución física del proyecto llevará un tiempo estimado de 177 días laborales, de acuerdo al plan de obra propuesto.

RECOMENDACIONES

Se hacen las siguientes recomendaciones:

- Es necesario realizar las verificaciones manuales del diseño de los elementos, ya que la toma de decisiones al final la hace el ingeniero, los programas de diseño solo son herramientas que nos ayudan a optimizar los tiempos de diseño estructural.
- Las cargas a considerar en el diseño son un factor muy importante en el cálculo, se tiene que realizar un análisis exhaustivo de las cargas que se introducirán en el software, dado que una mala introducción de las cargas en el diseño puede llevar a problemas muy serios en la estructura más adelante, las cargas a considerar tienen que ser las que más se asemejen a la realidad basándose en las normativas y recomendaciones propuestas.
- Para obtener resultados similares de cuantías de acero, es importante que los datos introducidos al programa sean calculados o extraídos de la normativa que se esté utilizando.
- En la etapa de construcción de los muros del semisótano se debe contar con un ingeniero civil de experiencia para la supervisión y con una mano de obra capacitada, para evitar errores tanto en su ejecución y en el control de calidad de la misma.

- Toda la ejecución del proyecto debe seguir la normativa, especificaciones técnicas, control de calidad, equipos adecuados y todo lo necesario para el buen desarrollo del proyecto.
- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalle para evitar fallas en el funcionamiento.
- Al realizar el diseño de las estructuras de hormigón armado, como es el caso de las vigas, columnas, zapatas y losas, se recomienda cumplir con los recubrimientos mínimos que indica la Norma Boliviana de Hormigón CBH-87.
- Es necesario uniformizar las secciones de vigas, columnas de la obra, procurando que no sean muy diferentes, con el fin de facilitar la construcción.