

1. ASPECTOS GENERALES

1.1. El problema

1.1.1. Planteamiento

La falta de una infraestructura educativa en el lugar conlleva a la migración de la población estudiantil a otros centros de educación, lo cual ocasiona que algunos de estos se hayan visto copados en sus cupos y no puedan prestar de manera conveniente los servicios educativos, y otras que, en razón a las distancias, resultan inaccesibles para los niños en los grados de educación básica primaria, lo cual ocasiona muchas veces la deserción escolar. En este sentido resulta imperativo la existencia de un centro educativo.

Actualmente se cuenta con un diseño arquitectónico, falta el análisis, diseño y cálculo estructural.

1.1.2. Formulación

Con el planteamiento estructural de la Alternativa Nro.2 se realizará el cálculo estructural, de esta manera dar viabilidad a la construcción del centro educativo, dando solución a la necesidad de contar con una institución pública que preste servicios de educación integral adecuada a las exigencias y requerimientos de la población estudiantil de la zona.

1.1.3. Sistematización

En consecuencia, para el perfeccionamiento del planteo estructural de la Alternativa Nro.2 se contempla lo siguiente:

- Fundación. – Zapatas aisladas.
- Estructura a porticada. – Como ser vigas y columnas de H°A°.
- Losas. – Losa reticular de H°A°.
- Estructura de sustentación de la cubierta. – Cercha metálica.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

Realizar el “Diseño Estructural de la Unidad Educativa Ferroviario” conforme a la normativa boliviana NB 1225001 en el software de diseño Cypecad 2019 y la verificación manual de los elementos más solicitados.

1.2.2. Específicos

- Realizar el estudio de suelos, para determinar la resistencia admisible del terreno y definir el valor correspondiente a usar en el diseño.
- Verificar el levantamiento topográfico del lugar de emplazamiento.
- Realizar el cálculo de la fundación con zapatas aisladas.
- Realizar el cálculo de la estructura porticada y losas de entrepisos.
- Realizar el cálculo de la estructura de sustentación de la cubierta con cerchas metálicas.
- Determinar el presupuesto estimado de la obra (especificaciones técnicas, presupuesto general, análisis de precios unitarios, cómputos métricos), y el plan de ejecución.
- Generar los planos estructurales correspondientes.
- Realizar el cálculo de ménsulas cortas como aporte académico para su aplicación.

1.3. Justificación

Las razones por las cuales se plantea la propuesta de diseño de proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

1.3.1. Académica

Desarrollar el perfil y poner en práctica los conocimientos adquiridos en nuestra formación académica en el área de estructuras, como ser: estructuras metálicas, estructuras de H°A° (losas, vigas, columnas, zapatas).

Plantear soluciones a los distintos problemas que se presenten en el cálculo estructural basándose en el principio de ingeniería que son el análisis, cálculo y verificación.

Tiene como principal objetivo el de proporcionar al estudiante una presentación más clara, amplia y desarrollada de la teoría y aplicación del diseño estructural en cuanto a infraestructuras.

1.3.2. Técnica

Debido al gran avance que se presenta en cuanto a la ciencia, materiales y métodos a utilizar, es de vital importancia el uso de normas vigentes, así como programas computarizados actualizados para su posterior aplicación.

La verificación de repercusiones que tienen las cargas sobre estructuras reales que las soportarán garantizando seguridad y confort. Sin embargo, otro aspecto indispensable que se debe tomar en cuenta es el tema económico, debido a que la misma nos conlleva a evaluar las alternativas y poder destacar de ellas la más viable en cuanto a lo técnico y económico.

1.3.3. Social

Contribuir a la población del Barrio Ferroviario y a la honorable Alcaldía Municipal de Villa Montes con el “Diseño Estructural de la Unidad Educativa Ferroviario”, que, en aras del desarrollo, pueda brindar una educación de calidad a toda la comunidad estudiantil beneficiaria.

1.4. Alcance del proyecto

1.4.1. Alcance general

- ✓ El presente proyecto contempla de manera exclusiva el Diseño Estructural de toda la infraestructura propuesta, en función de los estudios previos de topografía, suelos y el diseño arquitectónico.
- ✓ En el diseño estructural se plasmará el siguiente contenido: memoria de cálculo, planos estructurales, especificaciones técnicas, presupuesto, volúmenes de obra y tiempo de ejecución del proyecto.
- ✓ El proyecto queda limitado en realizar el cálculo estructural, aclarando que no se realizara el cálculo o diseño de instalaciones eléctricas, hidrosanitarias, gas u otro tipo de instalación de servicios.

1.4.2. Análisis de alternativa

Debido a la falta del cálculo estructural para la construcción de un centro educativo que sirva de apoyo a la población estudiantil del barrio Ferroviario, surge la necesidad de plantear las siguientes alternativas técnicas de solución:

- ✓ Alternativas Nro.1.- Infraestructura de H°A° con estructura de cubierta de Hormigón Armado (Losa reticular), debido a que puede lograrse cualquier forma de cubierta, además permite obtener un elemento monolítico completo y se emplea menos equipamiento que otros.

- ✓ Alternativa Nro.2.- Infraestructura de H°A° con estructura de cubierta con cerchas metálicas, debido a que estas son ligeras y proporcionan numerosas ventajas como la rapidez de construcción, menor altura de entre pisos, calidad y control de los materiales, fáciles y menos costosos de realizar modificaciones, y su valor es rescatable es decir pueden ser desmontadas conservando sus perfiles originales que pueden volver a utilizarse.

Para el presente proyecto se optará por la alternativa Nro.2, debido a que se adapta técnica y económicamente.

1.4.3. Resultados logrados

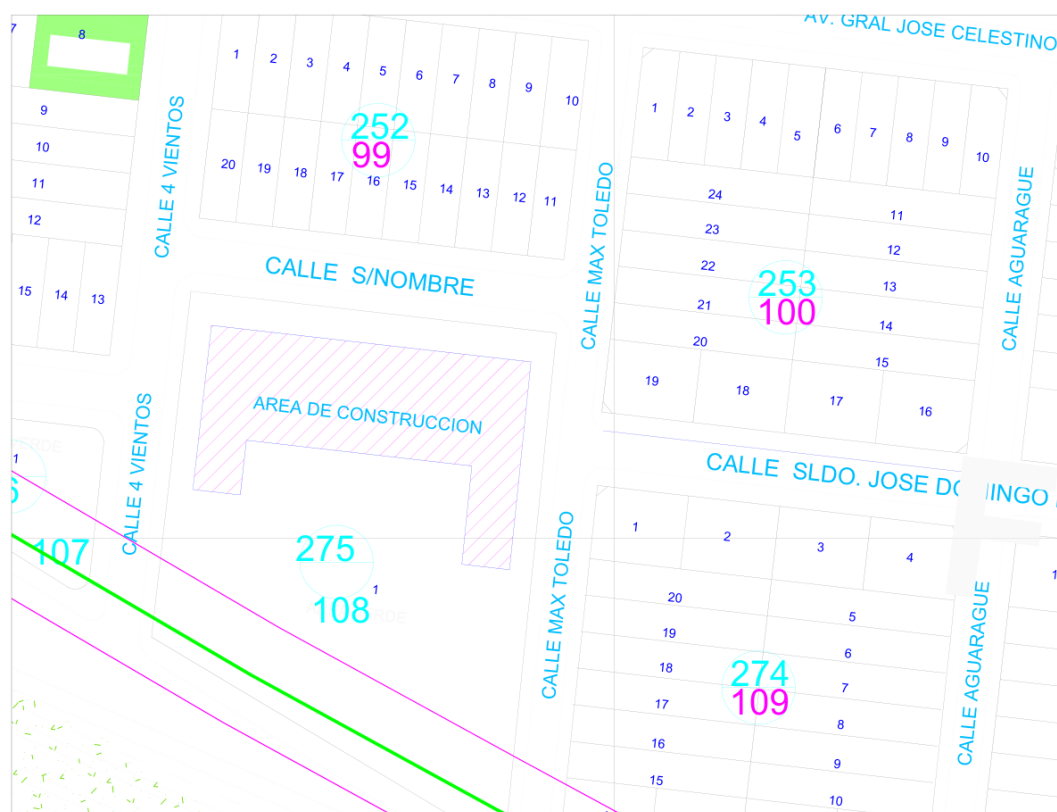
- ✓ Recopilación y procesamiento de la información técnica disponible en el municipio de Villa Montes.
- ✓ Levantamiento Topográfico: Se realizó el levantamiento topográfico del terreno, para poder hacer el diseño correspondiente de la estructura.
- ✓ Estudio de suelos: Se realizó un estudio de suelos estratificado para determinar la capacidad admisible de carga que acepta el terreno, la cual debe ser suficiente para soportar el peso propio de la estructura. Además, con la capacidad portante se diseñaron las fundaciones, y se determinó la profundidad a la cual van a estar ubicadas.
Este estudio se realizó en el laboratorio de suelos de la UAJMS a base de muestras tomadas en el lugar de emplazamiento.
- ✓ Se analizó el comportamiento de las estructuras diseñadas para su adecuada funcionabilidad.
- ✓ Se realizó el diseño de todos los elementos de la estructura, ya sean vigas, columnas, losas entre otras.
- ✓ Se identificaron cuáles son los elementos con mayor solicitación de cargas y se definió su respectivo refuerzo estructural.

1.5. Localización

La infraestructura de la Unidad Educativa Ferroviario que se construirá se encuentra en el Barrio Ferroviario, en el municipio de Villa Montes, provincia Gran Chaco, del departamento de Tarija.

El lugar de emplazamiento se encuentra entre la Av. GRAL. José Celestino Pinto López, entre la calle 4 Vientos y Max Toledo.

Figura 1.1 Ubicación del lugar de emplazamiento del proyecto.



Fuente: Elaboración propia.

1.6. Servicios básicos existentes

El lugar de emplazamiento de la obra cuenta con todos los servicios básicos necesarios.

➤ Agua potable y alcantarillado sanitario

La administración de los sistemas de agua potable y alcantarillado, están a cargo de la empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Villa Montes (EPSA Manchaco Social).

➤ **Energía eléctrica**

La dotación de energía eléctrica en el lugar de emplazamiento, así como la administración y control del suministro está a cargo de la Empresa de Servicios Eléctricos de Tarija (SETAR).

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Levantamiento topográfico

El levantamiento topografía es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie de la tierra, por medio de medidas según los tres elementos del espacio.

Los levantamientos tienen por objeto el cálculo de superficies y volúmenes, y la representación de las medidas tomadas en el campo mediante perfiles y planos.

2.2. Estudio de suelo de fundación

El suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta junto con el líquido y gas ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas.

2.2.1. Granulometría

Granulometría es la determinación de los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla que se encuentra en cierta masa de suelo. Mediante el uso de un juego de tamices.

2.2.2. Límite de Atterberg

Se define límites de Atterberg o límites de consistencia como las diferentes fronteras convencionales entre cualquier de los estados o fases que un suelo pueda estar, según su contenido de agua en orden decreciente; los estados de consistencia definidos por Atterberg son: estado líquido, estado semilíquido, estado plástico, estado semisólido y estado sólido. Llamándose límites de plasticidad a las fronteras (límite líquido y límite plástico) que definen el intervalo plástico.

2.2.3. Clasificación de suelos

Sistema de clasificación AASTHO

En esta clasificación los suelos se dividen en siete grupos, de acuerdo con la composición granulométrica, el límite líquido y el índice de plasticidad de un suelo.

Materiales granulares (35% o menos pasa la malla Nro. 200)

A-1 (gravas y arenas)

A-2 (gravas limosas o arcillosas: arenas limosas o arcillosas)

A-3 (arenas finas)

Limos y arcillas (35% pasa la malla Nro. 200)

A-4 y A-5 (suelos limosos)

A-6 y A-7 (suelos arcillosos)

(Ver Anexo A-1, Tabla Nro. 1).

Sistema de clasificación unificado U.S.C.S

El método también considera dividir al suelo en dos partes, (grueso y fino):

Suelos de granos gruesos:

Gravas (50% o más de la fracción gruesa es retenido en el tamiz Nro. 4)

Arenas (más del 50% de la fracción gruesa pasa por el tamiz Nro. 4)

Suelos de granos finos:

Limos y arcillas (límite líquido de 50% o inferior, ML, CL, OL).

Limos y arcillas (límite líquido superior a 50%, MH, CH, OH).

(Ver Anexo A-1, Tabla Nro. 2).

2.2.4. Ensayo de Penetración estándar SPT

El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard Penetration Test), es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico.

Consiste en medir el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63.5 Kg y 76.2 centímetros respectivamente.

(Ver Anexo A-1, Tabla Nro. 3).

2.3. Arquitectura del proyecto

El diseño arquitectónico consiste en la creación de espacios que cumplan características tanto en lo estético, lo tecnológico y lo funcional, los que serán objeto

de uso por la sociedad. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, el método constructivo, la morfología, además de otros, este, se lo realiza por medio de una representación gráfica a escala en planos arquitectónico, tales como: Planos en corte, en planta, fundaciones, cubiertas y fachadas, además de la ubicación y emplazamiento.

2.4. Idealización de la estructura

Teniendo en cuenta los tres factores responsables para la idealización estructural los cuales son topografía del lugar, estudio del suelo de fundación y la arquitectura del proyecto se puede realizar un análisis minucioso de las estructuras que contempla el proyecto como sigue a continuación:

2.4.1. Sustentación de la cubierta

Estructura de cubierta con cerchas metálicas, debido a que estas son ligeras y proporcionan numerosas ventajas como la rapidez de construcción, menor altura de entre pisos, calidad y control de los materiales, fáciles y menos costosos de realizar modificaciones, y su valor es rescatable es decir pueden ser desmontadas conservado sus perfiles originales que pueden volver a utilizarse.

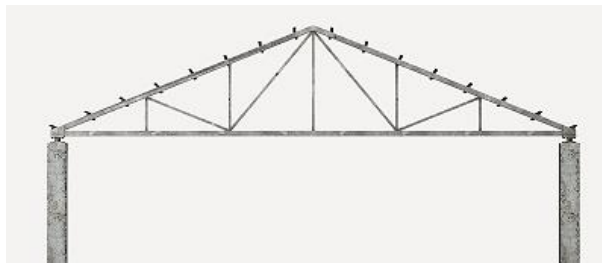


Figura 2.1 Idealización de la cubierta con cerchas metálicas

Fuente: Cercha cubierta metálica. Disponible en: <https://bolivia.generadordeprecios.info>

2.4.2. Sustentación de la edificación

La estructura porticada del presente proyecto se idealiza como una formación de barras unidas entre sí por nudos rígidos, es decir compuesta por vigas y pilares de hormigón armado, sometidas a cargas gravitacionales o de peso propio y sobrecargas vivas, además de cargas de viento.

- Estructura de sustentación de la edificación porticada con elementos estructurales de H°A°.
- Zapatas de cimentación de H°A°.

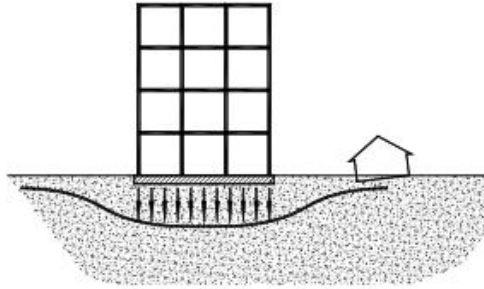


Figura 2.2 Planteo estructural de la estructura porticada

Fuente: Estructura A porticada. Disponible en: <http://mucopret.blogspot.com>

2.4.2.1. Juntas de dilatación

Se le conoce como juntas de dilatación a las divisiones de las estructuras para permitir deformaciones que harán que esta no colapse o que sus deformaciones sean controladas.

En los edificios las juntas de dilatación son para evitar sobre esfuerzos debidas a las deformaciones por los cambios de temperatura.

Esta separara toda la estructura por encima de la fundación, resultando que en el lugar de la junta se tendrán pórticos iguales a cada lado de la junta, pero las columnas de estos pórticos compartirán una misma zapata, para evitar que se presenten asentamientos diferenciales.

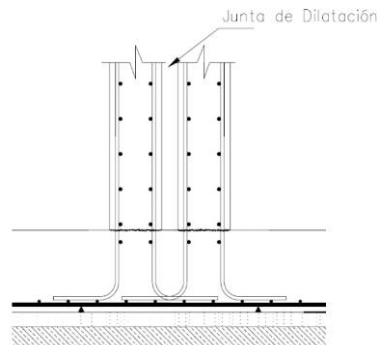


Figura 2.3 Columnas compartiendo la misma fundación

Fuente: Tecnología del hormigón U.M.S.S

Los espacios dejados para la junta se deben cubrir y pueden dejarse vacías o sellarlas con algún material comprimible para evitar que la junta se atasque con tierra y se vuelva ineficaz. Para tener impermeabilidad se debe colocar una barrera flexible contra agua a través de la junta (Waterstop). El ancho de la junta debe ser el suficiente como para evitar que las caras del edificio entren en contacto. La variación máxima de temperatura debe ser utilizada en la determinación de este ancho, siendo la dilatación causada por esta variación directamente proporcional al ancho de la junta. Una estimación de la dilatación o de la contracción causada por la variación de temperatura es obtenida con la ecuación.

$$\Delta L = \frac{1}{2} \alpha \cdot L \cdot \Delta T$$

Donde:

α = Coeficiente de expansión térmica, para Hormigones se asume: $\alpha = 9.9 \times 10^{-6} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$

L = Longitud de la estructura

$$\Delta T = \frac{2}{3} (T_{max} - T_{min}) + T_s \quad ; T_s = 17^{\circ}\text{C}$$

T_{max} y T_{min} , se refieren a las temperaturas extremas en un solo día, según registro. Se añade una caída en la temperatura de 17°C, a cuenta de la contracción por secado.

El ancho de la junta varía entre 2.5 a 15 cm siendo 5 cm un valor típico.

2.4.3. Fundaciones

Tal como se indicó en el anterior punto 2.4.2. la fundación estará compuesta por zapatas de H°A°.

Una zapata es un tipo de cimentación superficial, que puede ser empleada en terrenos razonablemente homogéneos y de resistencias a compresiones medias o altas. Consisten en un ancho prisma de hormigón (concreto) situado bajo los pilares de la estructura. Su función es transmitir al terreno las tensiones a que está sometida el resto de la estructura y anclarla.

Cuando no es posible emplear zapatas debe recurrirse a cimentación por pilotaje o losas de cimentación.

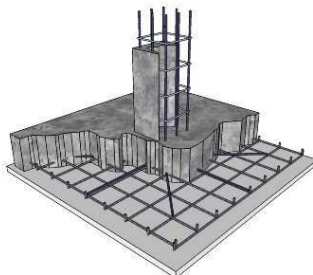


Figura 2.4 Idealización de la Zapata de fundación del proyecto

Fuente: Cimentación. Disponible en: <https://www.basilioparedes.com>

2.5. Diseño estructural

2.5.1. Análisis de Cargas

La tarea más importante y difícil encarada por el proyectista de estructuras es la estimación precisa de las cargas que pueden aplicarse a una estructura durante su periodo de vida útil. No pueden dejar de considerarse cargas que puedan presentarse con cierta probabilidad razonable. Una vez estimadas las cargas, el siguiente problema consiste en determinar cuál será la peor combinación de éstas que pueda ocurrir en un momento dado.

(Ver Anexo A-1, Tabla Nro. 4).

Cargas Muertas

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen en un mismo lugar. Incluyen el peso propio de la estructura en estudio, así como también cualesquiera elementos que están permanentemente unidos a ella. En un edificio con estructura de concreto reforzado, algunas de las cargas muertas son los marcos, muros, pisos, cielos rasos, escaleras, techos y plomería.

Para diseñar una estructura, es necesario estimar los pesos o cargas muertas de las diversas partes para considerarlas en el diseño. Los tamaños y pesos exactos de las partes no se conocen hasta que se ha hecho el análisis estructural y se han seleccionado los elementos para la estructura. Los pesos obtenidos en el diseño deben compararse con los pesos estimados. Si se encuentran grandes

discrepancias, será necesario repetir el análisis y diseñar usando pesos mejor estimados. Pueden obtenerse estimaciones razonables de pesos estructurales comparando estructuras de tipo similar o consultando fórmulas y tablas contenidas en la mayoría de los manuales de ingeniería civil.

Cargas vivas

Las cargas vivas son cargas que pueden cambiar de magnitud y posición. Éstas incluyen cargas de ocupantes, cargas de materiales en bodegas, cargas de materiales de construcción, cargas de grúas viajeras, cargas de equipo en operación y muchas otras. Por lo general, son cargas inducidas por la gravedad.

Cargas ambientales

Las cargas ambientales son cargas causadas por el medio ambiente en el cual se encuentra la estructura. Para edificios, son causadas por la lluvia, nieve, viento, cambios de temperatura y terremotos entre otros. Estrictamente hablando, son también cargas vivas, pero son el resultado del ambiente en el que la estructura se encuentra.

Simultaneidad de las cargas

En el cálculo de una estructura se considerarán los casos de carga combinadas de acuerdo a lo prescrito en las normas de estructuras de hormigón estructural, metálicas, madera, etc. La resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las ecuaciones siguientes.

(Ver Anexo A-1, Tabla Nro. 5).

2.5.2. Estructura de sustentación de la cubierta

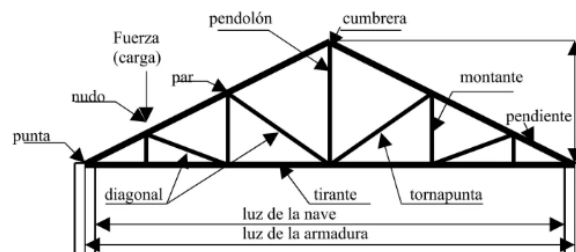


Figura 2.5 Estructura de sustentación de la cubierta

Fuente: Cerchas y cubiertas. Disponible en: <https://www.slideshare.net>

2.5.2.1. Cubierta Metálica

Las cubiertas metálicas forman el cerramiento superior de los edificios y los protege de la lluvia y de las inclemencias climáticas (Viento, frío, calor). Se compone de una estructura portante y un recubrimiento.

Formas de cubiertas

Entre las formas clásicas de cubiertas, se tiene: a dos aguas, a una sola vertiente, la cubierta plegada en diente de sierra, cubierta con faldones, cubierta de pabellón, etc.

Inclinación de las Cubierta

Las diferentes pendientes o inclinaciones de las cubiertas dependen: de los materiales usados para techar, de las circunstancias del clima y de la finalidad a que se destine el local cubierto. Ordinariamente, tales pendientes se clasifican en tres grupos o categorías:

- ✓ Cubiertas de poca pendiente cuya inclinación no pasa de 5°.
- ✓ Cubiertas de pendiente media que pasan de 5° hasta 40°.
- ✓ Cubiertas de pendiente fuerte que pasan de 40°.

Perfiles de lámina delgada de acero conformado en frío

Además de los perfiles de acero laminados en caliente, existen algunos perfiles de acero conformados en frío. Éstos se fabrican doblando láminas delgadas de acero de bajo carbono o baja aleación en prácticamente cualquier sección transversal deseada. Estos perfiles, que pueden utilizarse para los miembros más ligeros suelen usarse en algunos tipos de techos. Si bien el trabajado en frío reduce algo la ductilidad, también incrementa en alguna medida la resistencia.

Apoyos

Para estructuras de soporte de concreto o mampostería la conexión de la estructura suele hacerse fijando una placa de acero por medio de pernos de anclaje embebidos en el concreto.

Carga de viento

En el caso de cubiertas se debe tomar en cuenta la influencia del viento para lo cual se necesita un estudio detallado del sotavento y barlovento, el cual se resume en la carga dinámica:

$$q = v^2/16$$

Dónde:

q = Carga dinámica de viento kgf/m².

v= velocidad del viento m/s.

(Ver Anexo A-1, Tabla Nro. 6).

Combinaciones de carga

El manual de diseño LRFD maneja las siguientes combinaciones.

(Ver Anexo A-1, Tabla Nro. 7).

Análisis de miembros de acero

Dentro de los análisis de miembros, se detallan fórmulas y procedimientos para el dimensionado de las piezas, según los estados que se presenten.

a) Diseño de miembros en tensión

Los miembros en tensión se definen como elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de tensión y tensión debida a flexión. Un miembro dúctil de acero, sin agujeros y sometido a una carga de tensión, puede resistir, sin fracturarse, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal (A) y del esfuerzo de fluencia del acero, gracias al endurecimiento por deformación. El esfuerzo de un miembro a tensión está dado por:

$$T_n = A_n * F_y$$

$$\phi_t = 0,95 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

T_n = Resistencia nominal del miembro cuando está traccionado.

A_n = Superficie neta de la sección transversal.

F_y = Tensión de fluencia de cálculo de acuerdo con lo determinado en la Sección.

b) Elementos sometidos a compresión

Esta sección se aplica a miembros en los cuales la resultante de todas las cargas que actúan sobre el miembro es una carga axial que pasa a través del baricentro de la sección efectiva calculada a la tensión, F_n , definida en esta sección.

(a) La resistencia axial nominal, P_n , se debe calcular de la siguiente manera:

$$P_n = A_e * F_n$$
$$\phi_n = 0,85 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

A_e = Superficie efectiva a la tensión F_n . En el caso de secciones con perforaciones circulares, A_e se debe determinar de acuerdo con la Sección B2. 2a, con sujeción a las limitaciones de dicha sección. Si el número de perforaciones en la región de la longitud efectiva multiplicado por el diámetro de la perforación dividido por la longitud efectiva no es mayor que 0,015; A_e se puede determinar ignorando las perforaciones F_n se determina de la siguiente manera:

$$\text{Para } \lambda_c \leq 1,5 \quad F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$\text{Para } \lambda_c \geq 1,5 \quad F_n = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right) F_y$$

$$\lambda_c = \frac{F_y}{F_e}$$

F_e = la menor de las tensiones de pandeo elástico flexional, torsional y torsional flexional determinadas de acuerdo con las Secciones.

c) Elementos sometidos a Flexión

La resistencia nominal a la flexión, M_n , se debe calcular ya sea en base a la iniciación de la fluencia en la sección efectiva (Procedimiento I) o

en base a la capacidad de reserva inelástica (Procedimiento II) según corresponda.

Para secciones con alas comprimidas rigidizadas o parcialmente rigidizadas:

$$\phi_b = 0,95 \text{ (LRFD)}$$

- (a) Procedimiento I - En base a la iniciación de la fluencia El momento de fluencia efectivo en base a la resistencia de la sección, M_n , se debe determinar de la siguiente manera:

$$M_n = S_e * F_y$$

Donde:

F_y = Tensión de fluencia de cálculo de acuerdo con lo determinado en la Sección A7.1

S_e = Módulo elástico de la sección efectiva calculado con la fibra extrema comprimida o fraccionada a F_y

2.5.2.2. Losa reticular

Las losas casetonadas son aquellas losas formadas por un reticulado de vigas las cuales se vinculan por medio de losas. Es la que se realiza colocando en los intermedios de los nervios estructurales, los que es, ladrillos, polietileno con el fin de reducir el peso de la estructura y el acero en barras concentrados en puntos llamados nervios. Estas losas son más eficientes que las losas macizas ya que permiten tener espesores mayores sin aumentar el volumen del concreto con respecto a una losa maciza. La ventaja principal de este tipo de construcciones es además de lo ya mencionado, el ahorro de un importante volumen de materia (hormigón y acero) y por consiguiente una drástica reducción de peso muerto y su costo implícitamente, al mencionar estas ventajas se puede inferir la posibilidad de que existan un menor número de columnas por planta, lo cual se logran mayores superficies útiles y más libertad arquitectónica.

La resistencia y rigidez de estas losas es muy buena. Las solicitaciones de diseño dependen de las cargas y las condiciones de apoyos. Además, la

relación entre la dimensión mayor y la dimensión menor de lados de la losa debe ser ≤ 2 porque trabaja en sus dos direcciones.

Principales características y descripción de losas macizas

Materiales y equipo

Los materiales requeridos para su construcción son: hormigón y acero, además del encofrado y el apuntalamiento que requiere debido a su posición. En cuanto al equipo es el mismo que se usa para la ejecución de los otros elementos una mezcladora con equipo necesario para elevar el hormigón fresco y depositarlo en el encofrado correspondiente.

Funcionalidad

Al tener espesor constante se apoyan en sus cuatro bordes cualquiera sea la forma de sustentación de cada uno de ellos. Su canto total no debe ser menor a $l/40$ ni a 8 cm. Cuando trabaja en sus dos direcciones genera momentos flexionantes máximos positivos y máximos negativos los que se calculan aplicando las tablas de Czerny. Tienen como ventaja fundamental su sencillez de armado, encofrado y además que soportan grandes sobrecargas.

Viga T aislada

Anchura de la cabeza de compresión que debe tomarse a uno y otro lado del nervio, en centro luz, cuando la viga este sometida a carga uniformemente repartida.

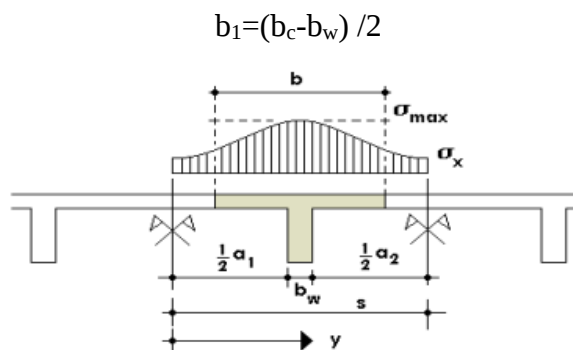


Figura 2.6 Ancho de colaboración o ancho efectivo

Fuente: Montoya J.P.

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 menos valor de b entre:

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

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:

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

Siendo (a) la distancia libre hasta la viga más cercana.

a) Resistencia de las vigas losa

Al analizar la resistencia de una viga placa se presentan diferentes situaciones según la posición que ocupe el eje neutro. Eje neutro dentro del ala de la viga, o sea, $c \leq h_f$; 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.

b) Armadura mínima

En losas de espesor constante, cuando se utilice acero de refuerzo con $f'_c = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, la cuantía mínima para resistir cambios de temperatura.

c) Cálculo de la resistencia al cortante

De acuerdo con la experimentación en que se basa la “Teoría de Líneas de Rotura” cuando una losa rectangular, sustentada en todo su perímetro sobre vigas de mayor peralte y sometida a una carga uniforme distribuida que actúa en toda la superficie, se encuentra al borde del colapso, se fisura conformando triángulos y trapecios.

2.5.3. Estructura de sustentación de la edificación

La estructura portante se compone de hormigón que se define como una mezcla homogénea compuesta por una pasta de cemento portland y agua, con agregados gruesos y finos, que presenta en estado fresco propiedades como cohesión y trabajabilidad y que, en estado seco, debido al fraguado adquiere resistencia. En combinación con el hormigón se puede colocar armaduras de acero para resistir esfuerzos de tracción dándole el nombre de Hormigón Armado.

Acero

El acero presente en las barras y mallas, dentro de las armaduras cumple la misión de ayudar a soportar los esfuerzos de tracción y corte a los que está sometida la estructura.

Hormigón

El hormigón cuenta con una resistencia a la compresión; sin embargo, su resistencia a la tracción es casi nula. Hay que tener en cuenta que un hormigón convencional posee una resistencia a la tracción diez veces menor que a la compresión. Los refuerzos de acero en el hormigón armado otorgan ductilidad al hormigón, ya que es un material que puede quebrarse por su fragilidad.

Los elementos componentes de la estructura de Hormigón Armado:

Vigas

Las barras horizontales de la estructura son las denominadas vigas, jácenas o riostras.

Columnas

Las barras verticales de la estructura se denominan pilares, columnas o soportes.

Pórticos

Los pórticos son elementos estructurales de hormigón formados por columnas y vigas en toda la altura de la estructura.

2.5.3.1. Vigas

Las cargas que actúan, en una estructura, ya sean cargas vivas de gravedad o de otros tipos, tales como cargas horizontales de viento o las debidas a contracción y temperatura, generan flexión y deformación de los elementos

estructurales que la constituyen. La flexión del elemento viga es el resultado de la deformación causada por los esfuerzos de flexión debida a cargas externas que actúan perpendiculares a su eje mayor.

Cumplimiento de requisitos previos

Deben satisfacerse dos condiciones fundamentales cuando se calcula la resistencia de un elemento por medio del método de diseño por resistencia de la norma:

- 1) el equilibrio estático y
- 2) la compatibilidad de las deformaciones.

Se supone que tanto la deformación específica de la armadura, como la del hormigón, son directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro. Esta suposición es de primordial importancia en el diseño para determinar la deformación específica y la tensión correspondiente en la armadura.

Deformaciones del hormigón

Las deformaciones específicas a las cuales se desarrollan el momento máximo están normalmente entre 3% a 4%, para elementos de dimensiones y materiales normal.

La máxima de formación específica utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón se supone igual a 3 % (0,003).

Diagrama rectangular de tensiones del hormigón

Una tensión en el hormigón de $0,85f'$ uniformemente distribuida en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 \times c$ de la fibra de deformación específica máxima en compresión. (NB1225001, 2020).

La distancia desde la fibra de deformación específica máxima al eje neutro, c , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

(Ver Anexo A-1, Tabla Nro. 8).

El diseño de una viga de hormigón armado se basa en la determinación de la cuantía de armadura para que no se presenten las siguientes fallas:

Falla balanceada

Estado idealizado en el cual la falla se produce simultáneamente se inicia la fluencia del acero y el aplastamiento del hormigón.

Falla dúctil

Es una falla por fluencia del acero antes de que el hormigón inicie su aplastamiento en el extremo comprimido.

Falla frágil

Es una falla por aplastamiento del hormigón antes que el inicio de la fluencia del acero a tracción.

2.5.3.1.1. Diseño de viga a flexión

Pre-dimensionamiento.

De acuerdo con la norma NB 1225001 nos da una tabla para realizar un Pre-dimensionamiento según el tipo de apoyo.

(Ver Anexo A-1, Tabla Nro. 9).

Relaciones aplicables para hormigón de peso normal y $f_y = 420$ MPa.

Para f_y distinto la altura mínima debe modificarse por:

$$\left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right)$$

Considerando para vigas simplemente apoyada como la condición más desfavorable que se puede presentar en el diseño:

$$h_{min} = \frac{L}{16}$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresión:

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{\phi * 0,85 * f'c * b * d^2}} \right] (mm)$$

Adoptar como $\phi = 0,9$

Cálculo armadura necesaria:

$$A_{s.neces.} = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y} (mm^2)$$

La cuantía mínima de acero de acuerdo con el proyecto de normativa NB1225001 es:

$$A_{s.min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w * d \geq \frac{1,4}{f_y} b_w * d \text{ (mm}^2\text{)}$$

Cálculo de la armadura máxima:

$$A_{s.max} = 0,75 * \rho_b * b_w * d \text{ (mm}^2\text{)}$$

Cálculo de la cuantía balanceada:

$$\rho_b = \alpha * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003} * \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\alpha = 0,85 * \beta_1$$

Verificación de áreas de acero:

$$A_{s.min} \leq A_{s.nece} \leq A_{s.max}$$

Separación entre barras:

$$S \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{b_w - 2 * r - (N + 1) * \phi_{barra}}{N - 1}$$

2.5.3.1.2. Cálculo de la armadura de Corte

La resistencia al cortante se basa en un esfuerzo cortante promedio sobre toda la sección transversal efectiva bxd. En un elemento sin armadura para cortante, se supone que el cortante lo resiste el hormigón. En un elemento con armadura para cortante se supone que una parte del cortante la proporciona el hormigón y el resto la armadura para cortante. El diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en:

$$V_u \geq \phi V_n$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada y

V_n = Resistencia nominal al cortante calculada mediante.

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón

V_s = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por la armadura de cortante Resistencia al cortante proporcionada por el hormigón:

Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{6} * b_w * d (N)$$

Para elementos sometidos a compresión axial:

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{6} \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) * b_w * d (N)$$

Armadura mínima de cortante

1.-Siempre que V_u sea mayor que $0,5\phi V_c$ se requiere un área mínima de armadura para cortante no menor que la especificada.

2.-Donde V_u excede ϕV_c , la armadura para cortante debe ser mayor a la mínima.

3.- Si $0,5 \times (\phi V_c) < V_u < \phi V_c$ Colocar armadura mínima A_v . min

Cálculo del refuerzo de acero:

$$V_u = \phi(V_c + V_s)$$

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

Cálculo del espaciamiento de la armadura transversal:

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

Nos adoptamos el diámetro de la barra, se multiplica por dos por el número de piernas:

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

Cálculo de la resistencia nominal del acero:

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

Límite para el espaciamiento del refuerzo cortante:

$$S_{max} = \left\{ \begin{matrix} 0,5d \\ 600 \text{ mm} \end{matrix} \right\}$$

De estas dos se debe escoger la menor.

2.5.3.2. Columnas

La Norma Boliviana de Hormigón Estructural establece, que las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las

cargas mayoradas de todos los entre pisos o cubierta, y el momento máximo debido a las cargas mayoradas en un solo vano adyacente del entre piso o cubierta bajo consideración. También debe considerarse la condición de carga que produzca la máxima relación entre momento y carga axial.

La resistencia a la flexión en cualquier nivel de entre piso o cubierta se debe determinar distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente sobre y bajo el entre piso bajo consideración, en proporción a las rigideces relativas de las columnas y según las condiciones de restricción al giro.

Dimensionamiento de columnas

Según el proyecto de normativa NB1225001, la mínima dimensión de una columna rectangular hormigonada en obra debe ser $b \geq 200 \text{ mm}$ y el diámetro de la armadura principal a utilizar en la columna debe ser $d_b \geq 12 \text{ mm}$.

Todas las barras, con excepción de las pretensadas, deben estar encerradas por medio de estribos transversales cerrados. El diámetro de las armaduras transversales debe ser mayor o igual a 6 mm o la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.

Límites para las armaduras de elementos comprimidos

Se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) Elementos comprimidos no compuestos El área de la armadura longitudinal, A_{st} , para elementos a compresión no compuestos se debe cumplir con: $0,006 A_g \leq A_{st} \leq 0,08 A_g$
- b) Número mínimo de barras 4 para barras dentro de estribos circulares o rectangulares 3 para barras dentro de estribos triangulares 6 para barras rodeadas por espirales.

Espaciamiento entre barras del refuerzo a tracción

$$St_{min} \left\{ \begin{array}{l} \geq 1,5 d_b \\ \geq 40 \text{ mm} \\ \geq 1,33 \text{ del tamaño máximo del agregado grueso} = 2,53 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

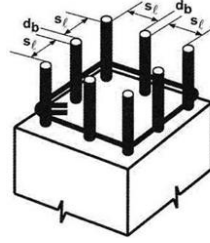


Figura 2.7 Espaciamiento entre barras del refuerzo a tracción

Fuente: NB 1225001

Efectos de esbeltez en elementos comprimidos

Se permite ignorar los efectos de la esbeltez en los siguientes casos:

- a) Para elementos en compresión desplazables, pueden despreciarse los efectos de la esbeltez cuando:

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 22$$

- b) En estructuras indesplazables se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen:

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 34 + 12 * \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

El término M_1/M_2 es positivo si la columna está flectada en curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble. Se permite considerar los elementos a compresión como indesplazables cuando los elementos de arriostramiento tienen una rigidez total que restringe los movimientos laterales de ese piso de al menos 12 veces la rigidez bruta de las columnas dentro del piso. Para calcular las fuerzas y momentos en la estructura, se debe usar el Análisis no lineal de segundo orden cuando la relación de esbeltez es:

$$\frac{k * l_u}{r} > 100$$

En estas expresiones, el radio de giro puede calcularse con la siguiente expresión:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

También se puede tomar el radio de giro como: 0,3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para el caso de elementos rectangulares y 0,25 veces el diámetro para elementos circulares en compresión.

Determinación de los factores k

(Ver Anexo A-1, Tabla Nro. 10).

Donde se analiza el valor ψ en cada extremo de la columna:

$$\Psi_A = \frac{\sum \frac{EI}{L_{columnas}} \text{ De todos las columnas que concurren en A}}{\sum \frac{EI}{L_{vigas}} \text{ De todos las vigas que concurren en A}}; \quad (\text{igual para } \Psi_B)$$

Un entrepiso puede considerarse indesplazable si:

$$Q = \frac{\sum P_u * \Delta_o}{V_{us} * l_c}$$

$\sum P_u$ = La carga vertical total, mayorada, Δ_o = es el desplazamiento lateral relativo de primer orden entre la parte superior e inferior del piso debido a V_{us} en (mm), V_{us} = el cortante horizontal mayorado en el piso bajo consideración, l_c = longitud del elemento comprimido en un pórtico, medida entre los ejes de los nudos del pórtico en (mm).

2.5.3.2.1. Diseño a corte

Todas las barras longitudinales sometidas a compresión deben quedar rodeadas por estribos transversales, los estribos en columna de hormigón armado se usan por cuatro razones:

Restringir el alabeo de las barras longitudinales.

Mantener conjuntamente confinado el refuerzo longitudinal durante el proceso de construcción.

Confinar el núcleo de hormigón, por medio de estribos adecuadamente detallados, de esta manera, se provee un incremento de ductilidad.

Servir como refuerzo de corte en columna. El diámetro de las armaduras transversales debe ser mayor o igual a 6 mm o la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.

$$d_{be} \left\{ \begin{array}{l} \geq 6 \text{ mm} \\ \geq 0,25 d_b \end{array} \right\}$$

2.5.3.2.2. Diagrama de interacción para columnas de hormigón

Un diagrama de interacción de resistencia de columnas de hormigón armado es un gráfico que define la resistencia utilizable para diferentes combinaciones de carga axial y momento de falla.

Para cualquier excentricidad, existe un solo par de valores de ϕP_n y ϕM_n que producirán un estado inminente de falla.

En este diagrama, representa una excentricidad en particular P_n está dado de la siguiente manera

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

$$P_{nmax} = 0,8 (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y)$$

$$\phi P_{nmax} = 0,8 \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y)$$

Los puntos que en su defecto son la resistencia nominal para combinaciones de flexión y carga axial tienen que cumplir:

1. Equilibrio estático.
2. Compatibilidad de deformaciones.

(Ver Anexo A-1, Tabla Nro. 11).

2.5.4. Estructuras complementarias (Escaleras)

Escaleras

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

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

Una escalera se compone de las siguientes partes:

Peldaño: es cada una de las partes de un tramo de escalera en la que se apoya el pie al subir o bajar por ella. La parte horizontal se llama “huella” y la parte vertical se llama “contrahuella” o tabica.

Tramo: es una serie de peldaños continuados si la escalera es de varios tramos termina en una superficie horizontal llamada Meseta o Rellano. El final de la escalera se llama desembarco.

Caja de escalera: es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio. Cuando este espacio es ocupado por completo por el conjunto se llama escalera ciega; y cuando hay un espacio central, este recibe el nombre de Ojo de Escalera.

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

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

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

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

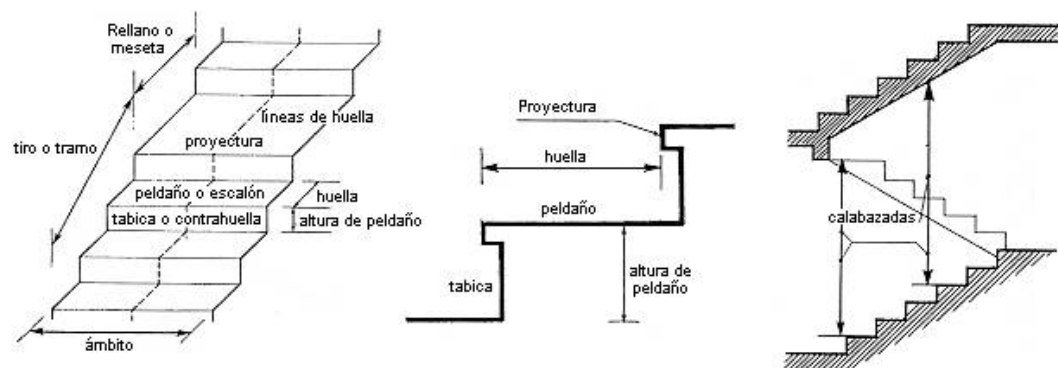


Figura 2.8 Elementos de una escalera

Fuente: Tipos de escalera. Disponible en: <https://www.slideshare.net>

Su proceso de cálculo se puede describir de la siguiente manera:

Se adoptan las cargas que ejercerán en la estructura por unidad de superficie para luego evaluar las solicitaciones de la estructura como una Viga biapoyada

de un metro de ancho para posteriormente determinar el área de acero conforme se realiza en losas macizas.

Armadura de la losa de la escalera:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Se debe comparar con la cuantía mínima de acero, según NB 1225001:

$$A_{s.min} = \frac{0,25 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d \geq \frac{1,4b_w * d}{f_y}$$

2.5.5. Fundaciones

Los cimientos constituyen los subsistemas de cualquier edificación que transmiten directamente las cargas de este hacia el suelo o el terreno; su función es distribuir las cargas del edificio, dispersándolas en el suelo adyacente, de modo que este y los materiales que los sostienen tengan suficiente fuerza y rigidez para soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas.

Presiones permisibles del suelo

Las presiones permisibles o admisibles del suelo deben obtenerse con el trabajo de un especialista en geotecnia. Para obtener estos valores para el diseño de la cimentación se deben realizar sondeos y pruebas de carga. Para poder determinar el área requerida para la cimentación, se puede dividir la última presión presente en el suelo entre la última carga que recibe la columna.

2.5.5.1. Zapatas

Una de las opciones más usadas para zapatas son las que tienen un espesor de losa constante, sin embargo J. C. McCorman expone que, si este espesor llega a ser más de 3 o 4 pies, se puede optar por usar zapatas escalonadas por el hecho de que las fuerzas cortantes y momentos generan mayores esfuerzos cerca de la columna.

Geometría

El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través del cabezal, y debe determinarse mediante

principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes.

Distribución de las armaduras

En zapatas en una dirección y en zapatas cuadradas en dos direcciones, la armadura debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata.

Altura mínima de las zapatas y cabezales

La altura de las zapatas sobre la armadura inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de cabezales de pilotes.

Cálculo del área requerida

Para ello se emplea:

$$A = \frac{P}{q_{adm}}$$
$$B = \sqrt{A}$$

Cálculo de excentricidades:

$$e_x = \frac{M_x}{P} < \frac{B}{6}$$

Cálculo de la capacidad del suelo:

$$q_{suelo} = \frac{P}{A} * \left(1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

Cortante por punzonamiento

Se refiere al efecto en que la zapata trata de fallar por una superficie piramidal, como respuesta a la carga vertical que le transfiere la columna o pedestal.

$$V_{up} = P_u - \frac{q_1 + q_4}{2} * [(b_c + d) * (l_c + d)]$$

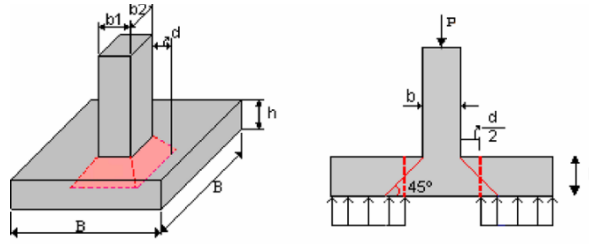


Figura 2.9 Cortante bidireccional en zapata que soporta columna

Fuente: Diseño y construcción de cimentaciones U.N.C.

$$V_c \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) * b_o * d \\ \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{6} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) * b_o * d \\ \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{3} * b_o * d \end{array} \right\} \alpha_s = \begin{cases} 40 & \text{columna interior} \\ 30 & \text{columna borde} \\ 20 & \text{columna esquina} \end{cases}$$

β es la relación del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada, o el área de reacción.

Cálculo del esfuerzo a corte crítico:

$$q_{ud} = q_1 - \frac{q_1 - q_2}{L} \left[\frac{(L - b_1)}{2} - d \right]$$

Cálculo del esfuerzo cortante:

$$U_{up} = \frac{V_{up}}{L * d}$$

Éste debe ser menor que el resistido por el concreto:

$$U_{up} \leq \frac{\phi \sqrt{f'c}}{6}$$

Diseño a flexión sección crítica

Según el proyecto de normativa NB1225001 nos indica que la sección crítica se presenta según el elemento que sea analizado.

(Ver Anexo A-1, Tabla Nro. 12).

La sección crítica en la cual se calcula el momento mayorado máximo se determina pasando un plano vertical a través de la zapata, justo en la cara de la columna, pedestal o muro si estos son de concreto.

$$M_u = \left[\left(\frac{q_{u\ max} - q_{uf}}{2} \right) \left(\frac{2L_v^2}{3} \right) + q_{uf} \frac{L_v^2}{2} \right] B$$

Cuantías mínimas

De acuerdo con la norma NB1225001 para el caso de zapatas aisladas y combinadas las cuantías y las separaciones deberán ser como mínimo las que se especifican en vigas.

$$A_{s.min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} b_w * d$$

2.6. Estrategia para la ejecución del proyecto

2.6.1. Especificaciones técnicas

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

2.6.2. Precios unitarios

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades definidas para una unidad determinada.

Un precio unitario se halla formado por la adición de los siguientes rubros:

- a) Costo de materiales
- b) Costo de mano de obra
- c) Desgaste de herramientas y reposición de equipos
- d) Gastos generales
- e) Utilidad

Tomando en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10% y como utilidad es 10%. Para los impuestos se toma un valor del IVA del 14,94% y un valor de IT del 3,09%.

DATOS GENERALES	
Proyecto :	
Actividad :	
Cantidad :	
Unidad :	
Moneda :	

1.- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
2				
3				
5				
TOTAL DE MATERIALES :				

2.- MANO DE OBRA

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	TOTAL
1				
2				
Subtotal Mano de Obra :				
Cargas Sociales (% del Subtotal de Mano de Obra)(55% al 71.18%)				
Impuestos I.V.A. Mano de Obra (% de Mano de Obra + Carga Sociales)				
Subtotal Cargas Sociales e Impuestos :				
TOTAL DE MANO DE OBRA :				

3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
Herramientas (% de Total de Mano de Obra)				
TOTAL DE EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:				

4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS

GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3			
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS			

5.- UTILIDAD

UTILIDAD=% DE 1+2+3+4			
TOTAL UTILIDAD			

6.- IMPUESTOS

IMPUESTOS IT-% DE 1+2+3+4+5			
TOTAL IMPUESTOS			
TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6			

Tabla 2.1 Planilla para el análisis de precios unitarios

Fuente: Elaboración propia

2.6.3. Cálculos métricos

Los cálculos métricos se deducen a la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, recurriendo para ello la aplicación de fórmulas geométricas y trigonométricas.

A modo de referencia la planilla de cálculo métrico se podrá tener la siguiente forma:

Descripción	Unidad	Nº de veces	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Área (m ²)	Volumen (m ³)
TOTAL							

Tabla 2.2 Planilla para el cálculo de cálculos métricos

Fuente: Elaboración propia

2.6.4. Presupuesto

Un presupuesto es el valor total estimado del costo que tendrá una construcción al ser determinada, la exactitud de las mismas dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que construyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil estimación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

2.6.5. Planeamiento y cronograma de obra

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajo completó pueda terminarse, las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otra se haya terminado. Una actividad en un proyecto, usualmente se ve como un trabajo que se quieren tiempo y recursos para su terminación.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costos adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra.

Partiendo de aquí se puede entender como la planificación o la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirvan de guía para la realización del proyecto.

Tanto la planificación como la programación en una obra se realizan antes de comenzar el proyecto y son herramientas importantes para poder controlar el mismo, aunque a veces es necesario reprogramar replantear.

Para la planificación y programación del presente proyecto se hará uso del método de la ruta crítica el cual es un modelo matemático-lógico en función a éste se analiza mediante el método CPM (método determinístico).

La representación se realiza mediante el diagrama de GANTT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación el cual muestra las actividades en forma de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra.

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Análisis del levantamiento topográfico

El área total del terreno donde se emplazará el proyecto es de 12.500 m² de los cuales de acuerdo con los planos arquitectónicos 2.700 m² son para la estructura en diseño. El terreno no presenta desniveles de más de 50 cm, lo cual nos hace considerar al terreno topográficamente plano. El desnivel de la calzada con el punto de emplazamiento es de 15 cm.

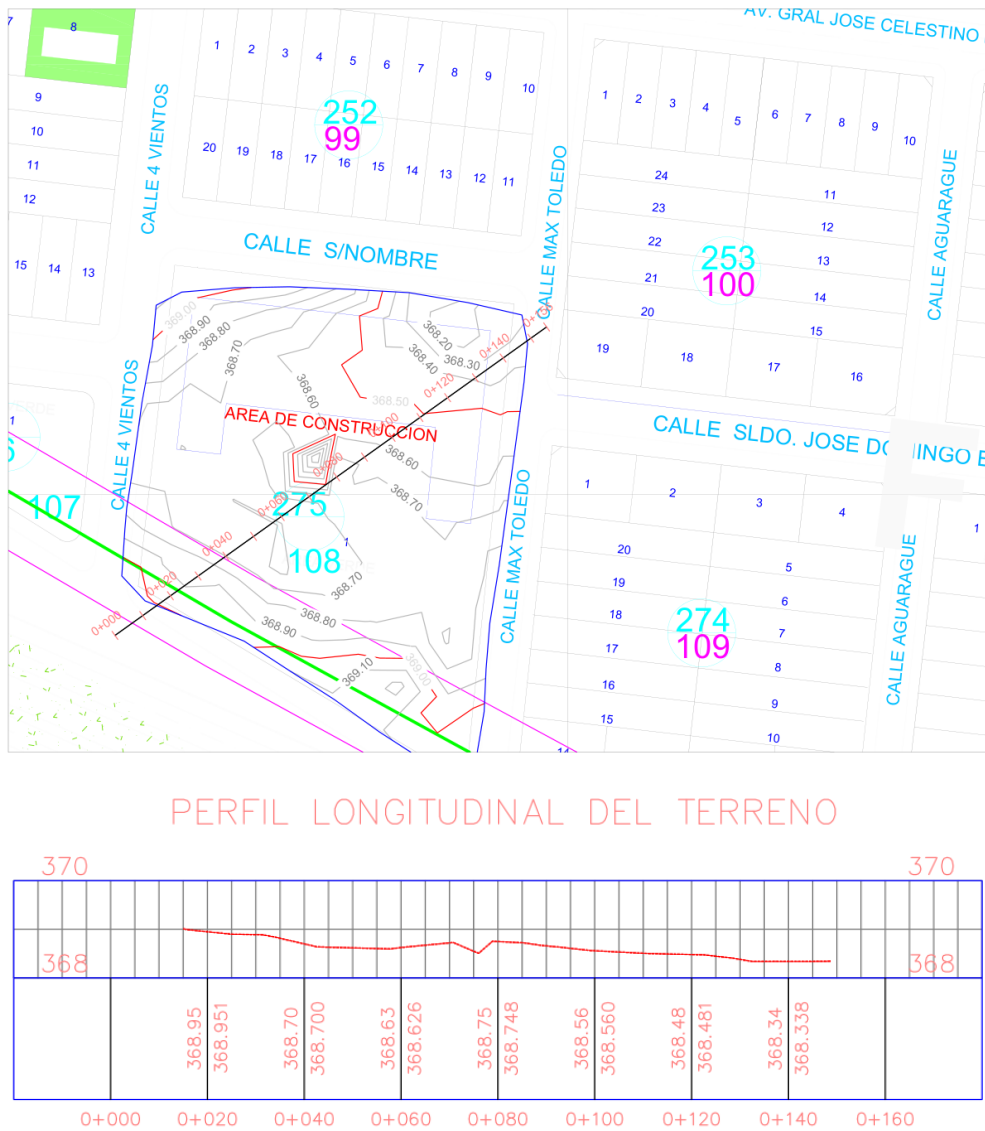


Figura 3.1 Curvas de nivel, perfil longitudinal del terreno

Fuente: Elaboración propia

El plano topográfico se encuentra en el Anexo A-2.

3.2. Análisis del estudio de suelos (resultados)

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo de SPT (STANDARD PENETRATION TEST).

Dicho ensayo se realizó en tres pozos, ubicados en lugares estratégicos del terreno, con profundidades variables y dimensiones de 2.00m de diámetro aproximadamente.

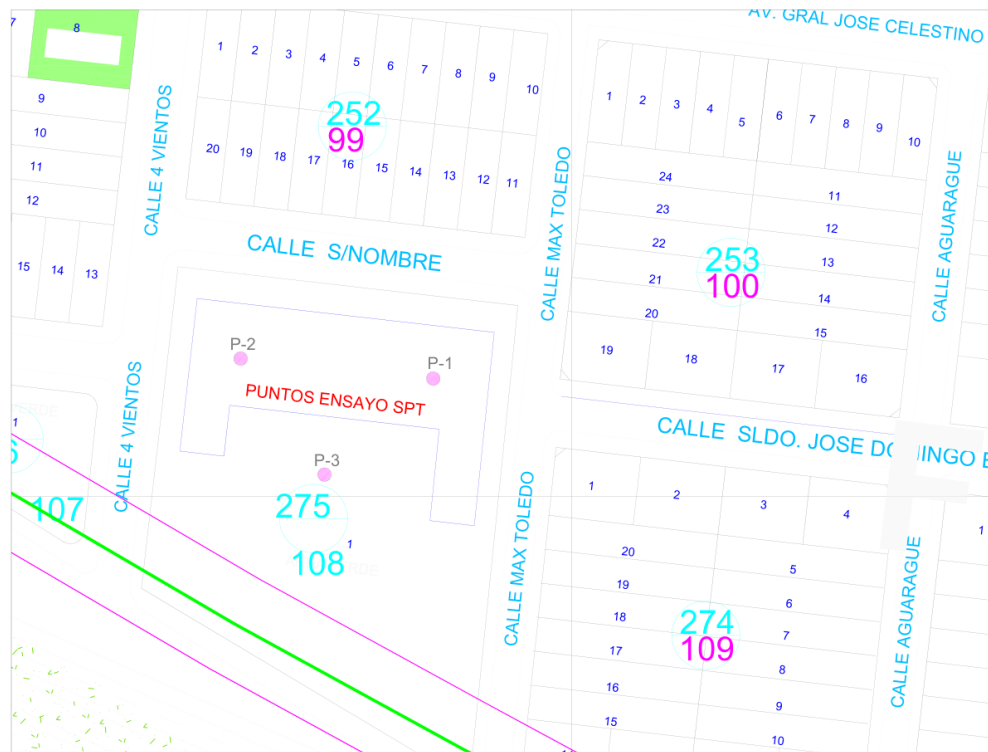


Figura 3.2 Ubicación de los pozos de estudio de suelos

Fuente: Elaboración propia

El estudio de suelos fue elaborado por mi persona con el apoyo del laboratorio de suelos de la UAJMS.

En cada pozo se realizó los ensayos de: inspección y reconocimiento en campo, muestreo, Granulometría, Límites de Atterberg, Clasificación de Suelos y el Ensayo de Penetración Estándar. Dando como resultado lo que se indica a continuación.

Pozo 1

Tabla 3.1 Características del suelo Pozo 1

Profundidad	Tipo de suelo	Resistencia Admisible
1,50 m	SM	0,42 kg/cm ²
2,50 m	SM	1,40 kg/cm ²
3,50 m	SM	1,70 kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia

Pozo 2

Tabla 3.2 Características del suelo Pozo 2

Profundidad	Tipo de suelo	Resistencia Admisible
2,00 m	SM	0,21 kg/cm ²
3,00 m	SM	1,41 kg/cm ²
4,00 m	SM	1,71 kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia

Pozo 3

Tabla 3.3 Características del suelo Pozo 3

Profundidad	Tipo de suelo	Resistencia Admisible
1,50 m	SM	0,57 kg/cm ²
2,50 m	SM	1,45 kg/cm ²
3,00 m	SM	1,44 kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia

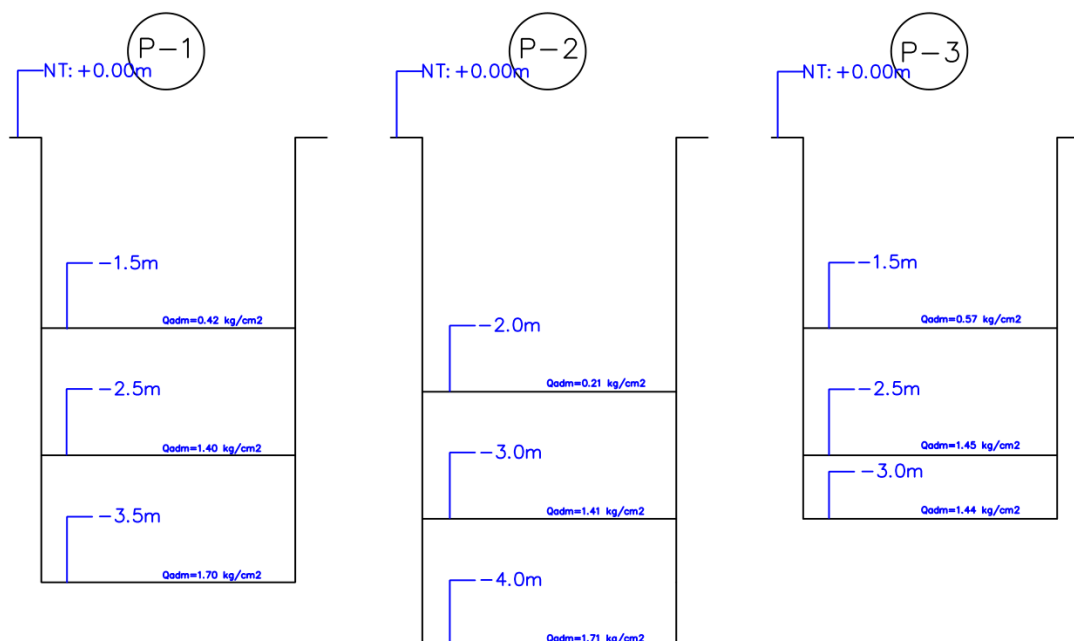


Figura 3.3 Perfil estratigráfico pozos de estudio

Fuente: Elaboración propia

Adoptando como resistencia admisible para el diseño del proyecto: $1,40 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$. Debido a que esta es la condición más desfavorable para realizar zapatas aisladas a una profundidad de 2.50 m.

El estudio de suelos se encuentra en el Anexo A-3.

3.3. Análisis del diseño arquitectónico

El presente proyecto tiene un área total de 4650 m^2 de construcción.

La planta baja se encuentra conformado por 12 aulas, 4 aulas técnicas baños, vestidores, dormitorios, salas de profesores, cocina, secretarias, cuarto de enfermerías, salón de uso múltiple, y depósitos.

La planta alta conformado también por 12 aulas, baños, vestidores, sala de artes plásticas, sala de lectura, sala audiovisual, 2 laboratorios, y depósitos.

El plano arquitectónico fue proporcionado por el Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Villa Montes, el cual se encuentra en el Anexo A-9.

3.4. Planteamiento estructural

Se analizará tanto la estructura de la cubierta como la estructura porticada con sus correspondientes juntas de dilatación.

Diseño de junta de Dilatación

Datos

$$\alpha = 9,9 \times 10^{-6} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$$

$$L = 40 \text{ m}$$

$$T_{max} = 46,70 \text{ }^{\circ}\text{C} \text{ (Según datos Climatológicos de la ciudad de Villa Montes)}$$

$$T_{min} = -5,40 \text{ }^{\circ}\text{C} \text{ (Según datos Climatológicos de la ciudad de Villa Montes)}$$

$$T_s = 17 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Ecuación:

$$\Delta L = \frac{1}{2} \alpha \cdot L \cdot \left(\frac{2}{3} (T_{max} - T_{min}) + T_s \right)$$

Remplazando:

$$\Delta L = \frac{1}{2} 9,9 \times 10^{-6} \cdot 4.000 \text{ cm} \cdot \left(\frac{2}{3} (46,70 - (-5,40)) + 17 \right)$$

$$\Delta L = 0.88 \text{ cm}$$

Como el pórtico cuenta con ambos extremos restringidos, se multiplicará por dos:

$$\Delta L = 0.88 \text{ cm} \times 2 = 1.76 \text{ cm} \cong 3 \text{ cm}.$$

El ancho de la junta será 3 cm constructivamente.

Ubicación de la junta de dilatación

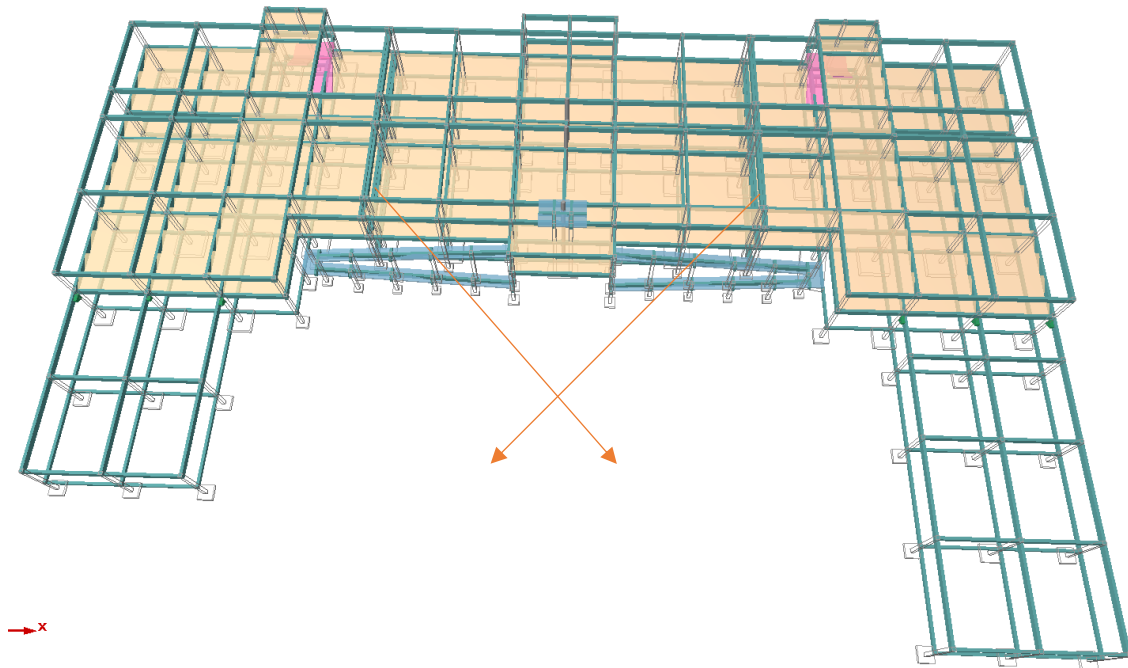


Figura 3.4 Ubicación juntas de dilatación

Fuente: Cypecad 2019

3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural (análisis de cargas - resultados)

Para el análisis, cálculo y diseño estructural se empleará el paquete computarizado CYPECAD en su versión 2019, en el Anexo A-8 se encuentra toda la memoria de cálculo correspondiente, además se procederá a la verificación manual de los elementos estructurales más solicitados en base a la normativa boliviana NB 1225001.

3.5.1. Datos generales del proyecto

3.5.1.1. Normativa de Diseño

Para el diseño de los elementos estructurales se emplea el método de los estados límites empleando la normativa boliviana NB 1225001.

3.5.1.2. Materiales empleados

Para el diseño de los elementos estructurales, se emplearon los materiales típicos que conforman el hormigón armado, presentando éstos las siguientes características.

- Materiales empleados en el hormigón armado:

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

- Capacidad portante del suelo:

La tensión admisible del suelo para el diseño del proyecto es $\sigma_{adm} = 1,40 \text{ kg/cm}^2$

3.5.1.3. Cargas consideradas sobre la estructura

Las cargas asignadas el proyecto son:

1. Peso propio
2. Carga muerta
3. Carga viva
4. Carga de granizo
5. Carga de viento

a. Peso propio

El programa CYPECAD Y CYPE 3D calcula por defecto el peso propio de la estructura en función de la geometría que se modela.

b. Carga muerta

b.1. Carga muerta para entrepisos

Contrapiso

Altura de la carpeta: $h_{contrapiso} = 3,5 \text{ cm}$

Peso específico del hormigón: $\gamma_{concreto} = 2300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

La carga permanente por la carpeta de nivelación será:

$$CM_1 = h_{contrapiso} * \gamma_{concreto} = 81 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cielo raso

Altura del cielo raso: $h_{cieloraso} = 3 \text{ cm}$

Peso específico del yeso: $\gamma_{yeso} = 1250 \frac{kg}{m^3}$

La carga permanente del cielo raso será:

$$CM_2 = h_{cieloraso} * \gamma_{yeso} = 38 \frac{kg}{m^2}$$

Cerámico

La carga permanente por el cerámico será:

$$CM_3 = 28 \frac{kg}{m^2}$$

Mortero

Altura del mortero: $h_{mortero} = 1 \text{ cm}$

Peso específico del mortero: $\gamma_{mortero} = 2100 \frac{kg}{m^3}$

La carga permanente por el mortero será:

$$CM_4 = h_{mortero} * \gamma_{mortero} = 21 \frac{kg}{m^2}$$

Al programa se introduce la siguiente carga:

$$CM_{entrepisos} = CM_1 + CM_2 + CM_3 + CM_4 = 167 \frac{kg}{m^2}$$

Carga muerta de ladrillo por m²

Longitud de muro sobre la losa de análisis: $LM = 135,20 \text{ m}$

Altura de los muros: $AM = 2,80 \text{ m}$

Peso de muro tabique +revoque 2 lados: $PM = 182,70 \frac{kg}{m^2}$

Área de la losa de análisis: $AL = 392,03 \text{ m}^2$

$$CM_{ladrillo} = \frac{LM * AM * PM}{AL} = 176,42 \frac{kg}{m^2}$$

Carga muerta total:

$$CM_{Total} = CM_{entrepisos} + CM_{ladrillo} = 343,42 \frac{kg}{m^2}$$

Carga muerta de ladrillo por metro lineal

Altura de los muros: $AM = 3 \text{ m}$

Peso de muro tabique +revoque 2 lados: $PM = 203 \frac{kg}{m^2}$

La carga muerta de ladrillo por metro lineal será:

$$CM_{ladrillo} = AM * PM * 0,90 = 548 \frac{kg}{m}$$

b.2. Carga Muerta para azotea

En la azotea las cargas permanentes serán diferentes que, en los otros forjados, sólo contiene el peso del cielo raso y un contra piso para drenaje en la azotea, con una pendiente del 2% para poder drenar las aguas de la terraza y en esta no se acumule agua y produzca goteras.

Cielo raso

Altura del cielo raso: $h_{cieloraso} = 3 \text{ cm}$

Peso específico del yeso: $\gamma_{yeso} = 1250 \frac{kg}{m^3}$

La carga permanente del cielo raso será:

$$CM_1 = h_{cieloraso} * \gamma_{yeso} = 38 \frac{kg}{m^2}$$

Contra piso para drenaje en la azotea

La carga permanente para el Contrapiso para drenaje pendiente 2% será:

$$CM_2 = 110 \frac{kg}{m^2}$$

Para la terraza la carga permanente será debido al cielo raso y el Contrapiso de drenaje.

Al programa se introduce la siguiente carga:

$$CM_{azotea} = CM_1 + CM_2 = 148 \frac{kg}{m^2}$$

b.3 Carga muerta de Escalera

Cielo raso

Altura del cielo raso: $h_{cieloraso} = 3 \text{ cm}$

Peso específico del yeso: $\gamma_{yeso} = 1250 \frac{kg}{m^3}$

La carga permanente del cielo raso será:

$$CM_1 = h_{cieloraso} * \gamma_{yeso} = 38 \frac{kg}{m^2}$$

Cerámico

La carga permanente por el cerámico será:

$$CM_2 = 35 \frac{kg}{m^2}$$

Mortero

Altura del mortero: $h_{mortero} = 1 \text{ cm}$

Peso específico del mortero: $\gamma_{mortero} = 2100 \frac{kg}{m^3}$

La carga permanente por el mortero será:

$$CM_3 = h_{mortero} * \gamma_{mortero} = 21 \frac{kg}{m^2}$$

Al programa se introduce la siguiente carga:

$$CM_{escalera} = CM_1 + CM_2 + CM_3 = 94 \frac{kg}{m^2}$$

b.4 Carga muerta para rampa

Carpeta de nivelación

Altura de la carpeta: $h_{contrapiso} = 3,5 \text{ cm}$

Peso específico del hormigón: $\gamma_{concreto} = 2300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

La carga permanente por la carpeta de nivelación será:

$$CM_1 = h_{contrapiso} * \gamma_{concreto} = 81 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cerámico

La carga permanente por el cerámico será:

$$CM_2 = 28 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Mortero

Altura del mortero: $h_{mortero} = 1 \text{ cm}$

Peso específico del mortero: $\gamma_{mortero} = 2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

La carga permanente por el mortero será:

$$CM_3 = h_{mortero} * \gamma_{mortero} = 21 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Al programa se introduce la siguiente carga:

$$CM_{rampa} = CM_1 + CM_2 + CM_3 = 130 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

b.5 Carga para losa tanque elevado

Los edificios suelen tener uno o varios tanques en la parte superior para la distribución de este, en un edificio de estas características suele tener una reserva de $4,8 \text{ m}^3$ aproximadamente.

b.5.1 Carga Viva

Agua

Peso del agua: $P_{agua} = 4800 \text{ kg}$

Área de la losa del tanque: $A_{losatanque} = 11,34 \text{ m}^2$

La carga por el agua será:

$$CV_1 = \frac{P_{agua}}{A_{losatanque}} = 423,28 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Mantenimiento

La carga por mantenimiento será:

$$CV_2 = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

La carga viva es:

$$CV_{Total} = CV_1 + CV_2 = 523,28 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

b.5.2 Carga muerta

Carpeta de nivelación

Altura de la carpeta: $h_{contrapiso} = 3,5 \text{ cm}$

Peso específico del hormigón: $\gamma_{concreto} = 2300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

La carga permanente por la carpeta de nivelación será:

$$CM_1 = h_{contrapiso} * \gamma_{concreto} = 81 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Tanque

Peso del tanque: $P_{tanque} = 190 \text{ kg}$

Área de la losa de tanque: $A_{losatanque} = 11 \text{ m}^2$

La carga por el peso del tanque será:

$$CM_2 = \frac{P_{tanque}}{A_{losatanque}} = 16,76 \frac{kg}{m^2}$$

Cielo raso

Altura del cielo raso: $h_{cieloraso} = 3 \text{ cm}$

Peso específico del yeso: $\gamma_{yeso} = 1250 \frac{kg}{m^3}$

La carga permanente del cielo raso será:

$$CM_3 = h_{cieloraso} * \gamma_{yeso} = 38 \frac{kg}{m^2}$$

La carga que se introduce al programa es:

$$CM_{Tanque} = CM_1 + CM_2 + CM_3 = 134,76 \frac{kg}{m^2}$$

c. Carga Viva

c.1 Carga viva para entrepisos

Tabla 3.4 Sobrecargas de servicio, L. (Escuelas)

Tipo de servicio	Sobrecargas	
	Uniforme en kN/m ²	Concentrada en kN
Escuelas		
- Aulas	3,0	4,5
- Corredores en pisos superiores a planta baja	4,0	4,5
- Corredores en planta baja	5,0	4,5

Fuente: NB 1225002

c.2 Carga viva para cubiertas (azotea)

Tabla 3.5 Sobrecargas de servicio, L. (Azoteas)

Tipo de servicio	Sobrecargas	
	Uniforme en kN/m ²	Concentrada en kN
Azoteas y terrazas (donde pueden congregarse personas)	4,0	
Azoteas accesibles privadamente	3,0	
Azoteas inaccesibles	1,0	

Fuente: NB 1225002

c.3 Carga viva para escaleras

Tabla 3.6 Cargas vivas mínimas repartidas. (Escaleras)

Ocupación o uso	Cargas repartidas kPa (kg/m ²)
Centros de Educación	
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350) Ver 6.4
Auditorios, Gimnasios, etc.	De acuerdo con lugares de asambleas
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)

Fuente: Norma E.020 (Perú)

d. Carga de granizo

Altura del granizo: $h_{granizo} = 15 \text{ cm}$

Peso específico del granizo: $\gamma_{granizo} = 750 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

La carga de granizo será:

$$CM_{granizo} = h_{granizo} * \gamma_{granizo} = 113 \frac{kg}{m^2}$$

e. Carga de Viento

El viento forma parte del conjunto de acciones horizontales que pueden actuar sobre una edificación, este puede actuar en cualquier dirección, pero en las estructuras casi siempre se lo analiza actuando en dirección a sus ejes principales y en ambos sentidos.

Si el viento tiene una velocidad v (m/s), este producirá una carga de viento w (Kg/m²), en los puntos donde su velocidad se anula, igual a:

$$w = \frac{v^2}{16} = \frac{24^2}{16} = 36 \frac{kg}{m^2}$$

Obtenida la carga de viento, esta deberá ser distribuida como carga puntual en los nudos de la estructura, para realizar esto las cargas deben ser multiplicadas por sus áreas de aporte según la figura 3.4.

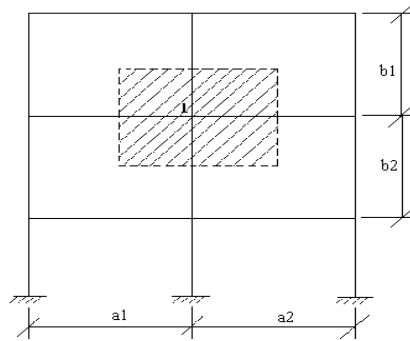


Figura 3.5 Distribución de la carga de viento

Fuente: Elaboración propia

De tal manera que la carga de viento en un nudo esté dada por:

$$F = w \times \left(\frac{a1+a2}{2} \right) \times \left(\frac{b1+b2}{2} \right) \times C_i$$

Superficie a remanso:

Lado barlovento $C_1 = 0,8$ Lado sotavento $C_2 = -0.4$

Para la introducción de datos en el programa CYPECAD versión 2019 se utiliza:

- ❖ En el CYPECAD 2019 se optará usar la normativa boliviana NB 1225003.
- ❖ De acuerdo con la ubicación del proyecto, según los datos proporcionados por SENAMHI en el Cypecad la velocidad máxima del viento en el departamento de Tarija es 24 m/s.

(Ver Anexo A-1, Tabla Nro. 13).

- ❖ Por lo tanto, se tomarán en cuenta esos valores proporcionados.

3.5.2. Estructura de sustentación cubierta

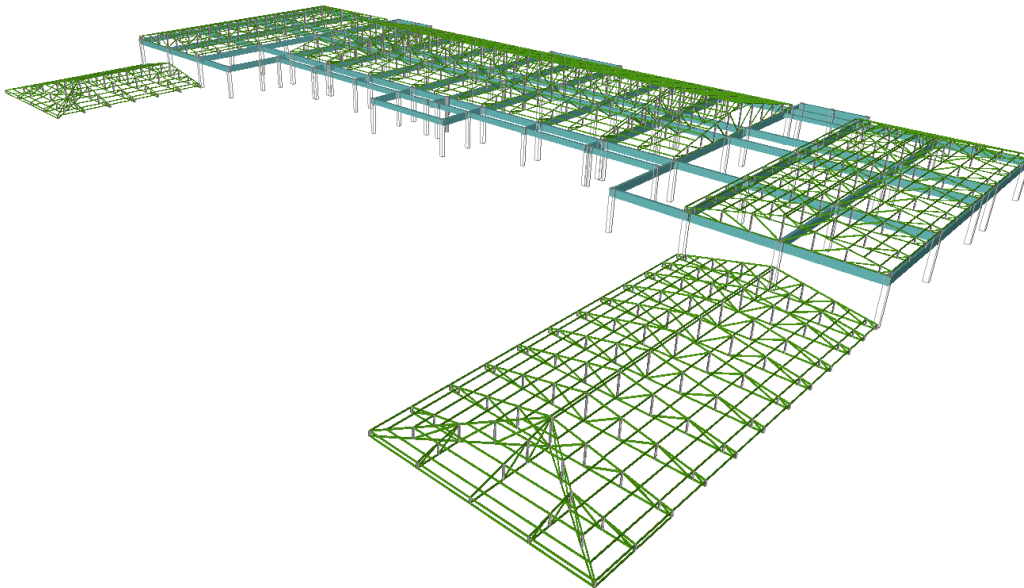


Figura 3.6 Disposición de cerchas metálicas

Fuente: Cypecad 2019

3.5.2.1. Diseño de cercha metálica

a. Cargas consideradas en el diseño

Cargas muertas

Carga de calamina: $CM_{calamina}=8 \text{ kg/m}^2$

Carga de correas: $CM_{correas}= (\text{Cypecad 2019})$

Carga peso propio cercha: $CM_{cercha}= (\text{Cypecad 2019})$

Carga viva

Carga viva de techo: $CV_{\text{techo}} = 80 \text{ kg/m}^2$

Cargas accidentales

Carga de viento: $w = 36 \text{ kg/m}^2$

Carga de granizo: $CG = 113 \text{ kg/m}^2$

b. Propiedades geométricas

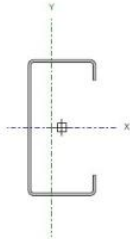
$$A_g = 4,33 \text{ cm}^2 \quad E = 203000 \text{ MPa}$$

$$L = 1 \text{ m} \quad F_y = 250 \text{ MPa}$$

Barra N214/N215

Perfil: CA 100 x 50 x 15 x 2

Material: Acero (A36)



Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽²⁾ (cm ⁴)	x ₀ ⁽³⁾ (mm)	y ₀ ⁽³⁾ (mm)
N214	N215	1.000	4.33	69.17	14.96	0.06	-7.75	0.00

Notas:

(1) Inercia respecto al eje indicado

(2) Momento de inercia a torsión uniforme

(3) Coordenadas del centro de gravedad

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
β	1.00	1.00	0.00	0.00
L _x	1.000	1.000	0.000	0.000
C _m	1.000	1.000	-	-
C _b	-		1.000	

Notación:

β: Coeficiente de pandeo

L_x: Longitud de pandeo (m)

C_m: Coeficiente de momentos

C_b: Factor de modificación para el momento crítico

Figura 3.7 Propiedades geométricas del perfil

Fuente: Cypacad 2019

c. Diseño a tracción

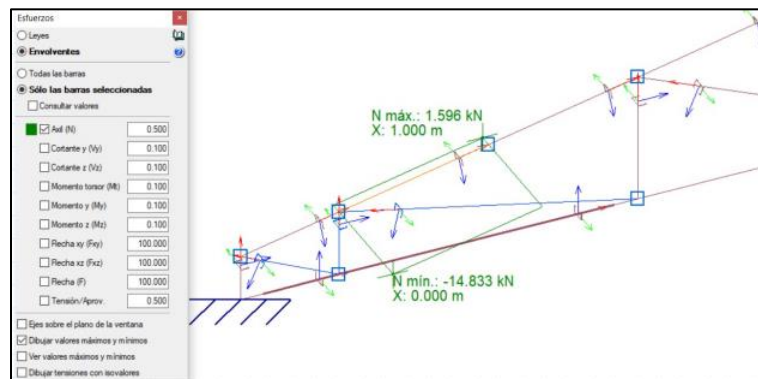


Figura 3.8 Esfuerzo a tracción y compresión de perfil

Fuente: Cypacad 2019

$$T_n = A_g * F_y = 108,25 \text{ kN}$$

$$T_u \leq \phi T_n$$

$$\phi = 0,90$$

$$T_u = 1,596 \text{ kN} \leq \phi T_n = 97,425 \text{ kN (Cumple)}$$

d. Diseño a compresión

Datos:

$$A_e = 4,08 \text{ cm}^2, I_x = 69,17 \text{ cm}^4, I_y = 14,96 \text{ cm}^4, L = 1 \text{ m}$$

$$\text{Razón de esbeltez en torno al eje x: } r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_e}} = 3,997 \text{ cm}$$

$$\text{Razón de esbeltez en torno al eje y: } r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_e}} = 1,859 \text{ cm}$$

Factor de longitud efectiva de pandeo $K:=1$

$$\frac{K * L}{r_x} = 25,02 \leq 200$$

$$\frac{K * L}{r_y} = 53,799 \leq 200$$

Tensión de pandeo elástico: F_e :

$K_x=1$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r_x}\right)^2} = 3200,56 \text{ MPa}$$

$K_y=1$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r_y}\right)^2} = 692,21 \text{ MPa}$$

Tensión de pandeo por flexión: $F_e := \min(F_{ex}, F_{ey}) = 692,213 \text{ MPa}$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = 0,601 \leq 1,5$$

$$F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) * F_y = 214,93 \text{ MPa}$$

Resistencia de compresión nominal:

$$P_n = F_n * A_e = 87,69 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño:

$$\phi := 0,85$$

$$P_c = \phi * P_n = 74,537 \text{ kN}$$

$$P_u = 14,833 \text{ kN} \leq \phi P_n = 74,537 \text{ kN (Cumple)}$$

e. Diseño a flexión x



Figura 3.9 Momento a flexión en x

Fuente: Cypecad 2019

Datos:

$$M_{ux} = 0,05 \text{ kN.m} \quad F_y = 250 \text{ MPa}$$

$$S_{ex} = \frac{I_{ex}I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey}Y - I_{exy}X} = 13,834 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx} = S_{ex} * F_y = 3,459 \text{ kN.m}$$

$$\phi = 0,90$$

$$M_u = 0,05 \text{ kN.m} \leq \phi M_n = 3,286 \text{ kN.m (Cumple)}$$

f. Diseño a flexión y

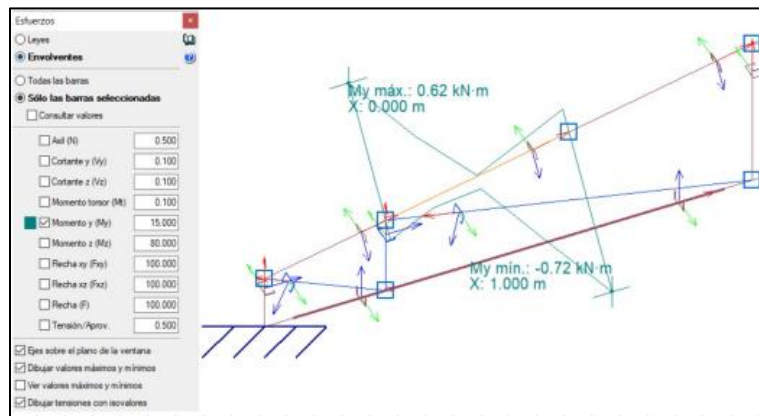


Figura 3.10 Momento a flexión en y

Fuente: Cypecad 2019

Datos:

$$M_{uy} = 0,72 \text{ kN.m} \quad F_y = 250 \text{ MPa}$$

$$S_{ey} = \frac{I_{ex}I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ex}X - I_{exy}Y} = 4,71 \text{ cm}^3$$

$$M_{ny} = S_{ey} * F_y = 1,178 \text{ kN.m}$$

$$\phi = 0,90$$

$$M_u = 0,72 \text{ kN.m} \leq \phi M_n = 1,178 \text{ kN.m (Cumple)}$$

g. Diseño a flexión combinada con tracción

Datos:

$$M_{ux} = 0,05 \text{ kN.m} \quad M_{uy} = 0,72 \text{ kN.m} \quad T_u = 1,596 \text{ kN}$$

$$\phi M_{nx} = 3,286 \text{ kN.m} \quad \phi M_{ny} = 1,119 \text{ kN.m} \quad \phi T_n = 97,425 \text{ kN}$$

$$n_f = \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} + \frac{T_u}{\phi T_n} = 0,674 \leq 1 \text{ (Cumple)}$$

h. Diseño a flexión combinada con compresión

Datos:

$$M_{ux} = 0,05 \text{ kN.m} \quad M_{uy} = 0,72 \text{ kN.m} \quad T_u = 14,83 \text{ kN}$$

$$\phi M_{nx} = 3,286 \text{ kN.m} \quad \phi M_{ny} = 1,119 \text{ kN.m} \quad \phi T_n = 102,838 \text{ kN}$$

$$n_f = \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} + \frac{T_u}{\phi T_n} = 0,803 \leq 1 \text{ (Cumple)}$$

i. Diseño a cortante x

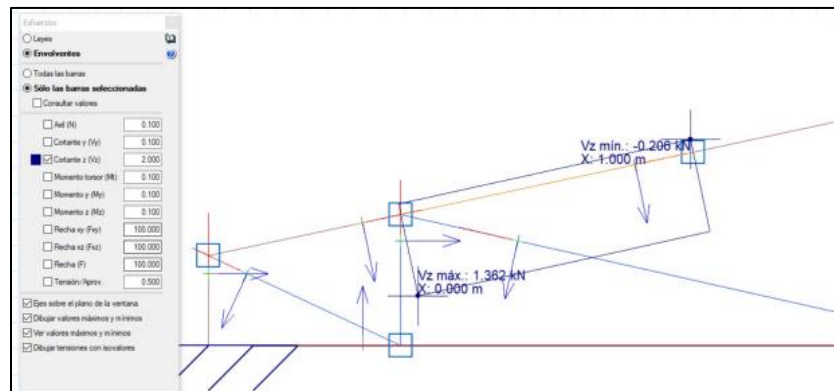


Figura 3.11 Cortante en x

Fuente: Cypecad 2019

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u = 1,362 \text{ kN} \quad \phi = 0,95$$

$$h = 42 \text{ mm} \quad t = 2 \text{ mm} \quad k_v = 5,34$$

$$V_n = 0,6F_y * h * t = 12,6 \text{ kN}$$

$$V_u = 1,362 \text{ kN} \leq \phi V_n = 11,97 \text{ kN (Cumple)}$$

j. Diseño a cortante y

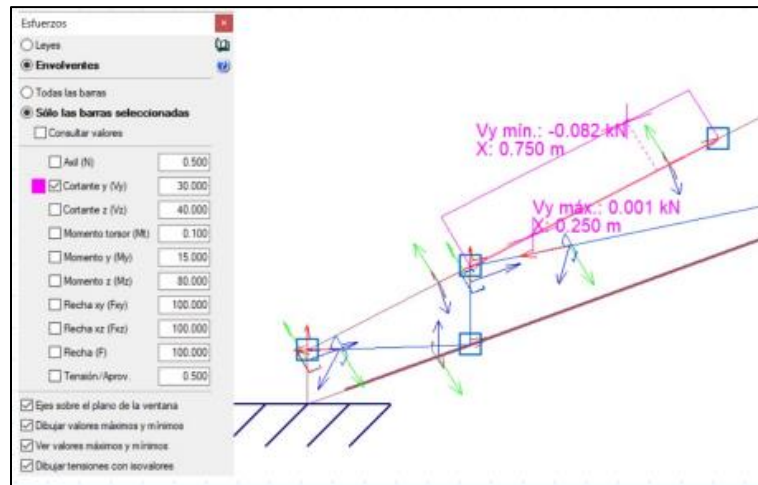


Figura 3.12 Cortante en y

Fuente: Cypecad 2019

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u = 0,082 \text{ kN} \quad \phi = 0,95$$

$$h = 92 \text{ mm} \quad t = 2 \text{ mm} \quad k_v = 5,34$$

$$V_n = 0,6 F_y * h * t = 27,6 \text{ kN}$$

$$V_u = 0,082 \text{ kN} \leq \phi V_n = 26,22 \text{ kN} \text{ (Cumple)}$$

k. Diseño placa de anclaje

Espesor de la placa

Por lo que las dimensiones de la placa por motivos constructivos, $N=0,25 \text{ m}$ y $B = 0,20 \text{ m}$, se adopta este valor para evitar superposición de los elementos, el espesor se determina a partir de la flexión en los volados que está sometida la placa por la expresión:

$$t = \sqrt{\frac{2 * P_u * n^2}{0,90 * f_y * B * N}}$$

Donde:

n = es la distancia del perno al borde de la placa.

$$n = \frac{B - 2 * K}{2}$$

t = Espesor de la placa

$P_u = 11811,24 \text{ N}$. Carga última de cálculo

$B = 200 \text{ mm}$ Lado de la placa

$N = 250 \text{ mm}$ Longitud del apoyo

$F_y = 36 \text{ Ksi} = 253 \text{ N/mm}^2$

$K =$ Coeficiente de relación de resistencia al pandeo lineal de una placa 0,6

Entonces:

$$n = \frac{200 - 2 * 0,6}{2} = 99,4 \text{ mm}$$

Calculando el espesor:

$$t = \sqrt{\frac{2 * 11811,24 * 99,4^2}{0,90 * 253 * 200 * 250}} = 4,53 \text{ mm}$$

El espesor de la placa será de 10 mm constructivamente.

Diseño por aplastamiento de la placa base

Datos:

$\sigma_U = (58 \text{ Ksi})$ Esfuerzo último en rotura para aceros A-36=400 N/mm².

$\varphi_A =$ Factor de reducción por aplastamiento=0,75

$t =$ Espesor de la placa 10 mm

Entonces:

$$A_g = \frac{P_u}{0,75 * \varphi_A * \sigma_U}$$

$$A_g = \frac{11811,24}{0,75 * 0,75 * 400} = 52,49 \text{ mm}^2$$

$$A_g = \frac{\pi}{4} * d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4 * A_g}{\pi}} = 8,18 \text{ mm}$$

$$P_A = 2,4 * \varphi_A * d * t * \sigma_U = 58896 \text{ N}$$

$$P_A \geq \frac{P_u}{n \text{ pernos}}$$

$$58896 \text{ N} \geq \frac{11811,24}{4} = 2952,81 \text{ N (Cumple)}$$

La fuerza vertical se transmite a la plataforma por aplastamiento directo entre la placa base y la plataforma, la fuerza P se transmite por medio de los pernos de anclaje donde el esfuerzo de aplastamiento promedio entre la placa base y los pernos de anclaje es igual a la fuerza P dividida entre el área de los apoyos de los 4 pernos, el área de apoyo de un perno es igual al espesor de la placa multiplicado por el diámetro del perno.

$$\sigma_c = \frac{P_u}{4 * d * t} \leq 253 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$36,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq 253 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cálculo de los pernos de anclaje

Los pernos de anclaje se deben diseñar de tal manera que resistan las cargas de la estructura que llegan a la base de las columnas.

Datos:

$$P_u = T_u = 11811,24 \text{ N}$$

$$F_u = 58 \text{ Ksi} = 400 \text{ N/mm}^2 \text{ Esfuerzo ultimo de rotura de acero A-36}$$

$$\phi_t = 0,75 \text{ Factor resistente tomado para Acero A - 36}$$

Calculando:

$$A_g = \frac{\frac{P_u}{4}}{0,75 * \phi_t * F_u} = 13,12 \text{ mm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4 * A_g}{\pi}} = 4,09 \text{ mm}$$

Los pernos serán de 12 mm de diámetro constructivamente.

(Ver anexo A-8).

3.5.2.2. Verificación diseño de losa reticular Casetonada

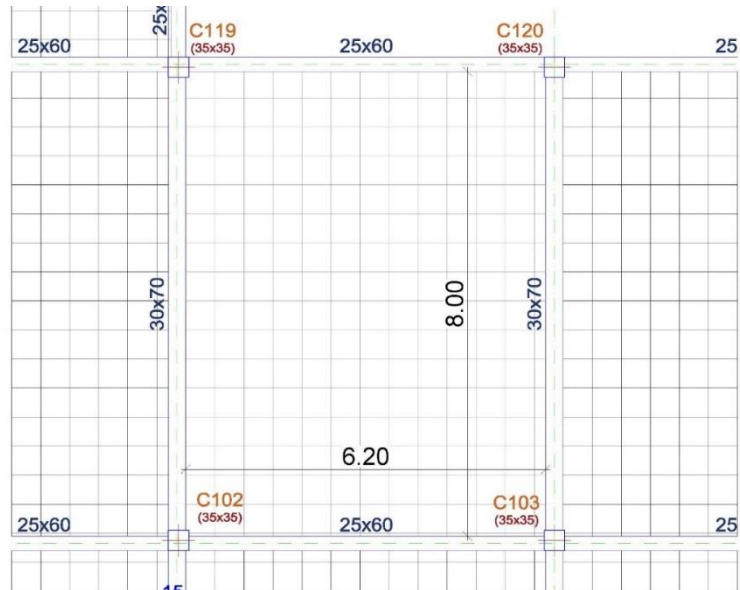


Figura 3.13 Losa reticular más solicitada del grupo

Fuente: Cypecad 2019

Datos:

Longitud de losa: $l_a = 8,00 \text{ m}$

Longitud de losa: $l_b = 6,20 \text{ m}$

Altura de losa: $h = 30 \text{ cm}$

Altura de capa de compresión: $h_f = 5 \text{ cm}$

Base de nervio: $b = 10 \text{ cm}$

Recubrimiento: $r = 2 \text{ cm}$

Recubrimiento mecánico: $r_m = 3,5 \text{ cm}$

Peralte efectivo: $d = h - r_m = 26,5 \text{ cm}$

Lado de casetón: $s = 40 \text{ cm}$

Referencia LR 30CM

Material De poliestireno N° de piezas

Datos geométricos: ☒ Iguales en X e Y ☐ Diferentes en X e Y

Canto total (h) 30.0 cm

Capa de compresión (c) 5.0 cm

Intereje (b) 50.0 cm

Ancho del nervio (a) 10.0 cm

☐ Volumen de hormigón 0.139 m³/m²

☐ Peso propio 0.348 t/m²

a) Armadura positiva

Datos:

$$f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2} \quad f_y = 5000 \frac{kg}{cm^2} \quad \phi = 0,9 \quad h = 30 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad r_m = 3,5 \text{ cm}$$

Solicitaciones:

$$M_x = 2,22 \text{ Ton.m} \quad M_y = 3,13 \text{ Ton.m}$$

Para $M_x=2,22 \text{ Ton.m}$

$$M_x = N_{cx} * Z$$

$$M_x = 0,85 * \phi * f'_c * b * y_{lim} * \left(h - r_m - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

Iterando:

$$y_{im} = 0,52 \text{ cm}$$

$$N_{cx} = 0,85 * \phi * f'_c * b * y_{lim} = 8353,80 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad A = \frac{F}{\sigma}$$

$$A_x = \frac{N_{cx}}{\phi f_y} = 1,86 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{s_{min}} = \left\{ \begin{array}{ll} f_y < 4200 \frac{kg}{cm^2} & \rho = 0,0020 * A_g \\ f_y > 4200 \frac{kg}{cm^2} & \rho \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} 0,0018 * \frac{4200}{f_y} * A_g \\ 0,0014 * A_g \end{array} \right\} \end{array} \right\}$$

$$A_g = 20 \text{ cm} * h + 5 \text{ cm} * b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Entonces: $A_x = 1,86 \text{ cm}^2$

Acero adoptado:

$$N_{barras} = 4$$

$$D_{barra} = 10 \text{ mm}$$

$$A_{s_x} = N_{barras} * \frac{D_{barra}^2}{4} * \pi = 3,14 \text{ cm}^2$$

Usar 2Φ10 mm en cada nervio

Momento nominal:

$$A_{s_{real}} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad a = y_{lim} = 0,52 \text{ cm} \quad d = 26,5 \text{ cm} \quad f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$M_{nx} = A_{s_{real}} * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 4,12 \text{ Ton.m}$$

$$M_x = 2,22 \text{ Ton.m} \leq M_{nx} = 4,12 \text{ Ton.m}$$

Para $M_y = 3,13 \text{ Ton.m}$

$$M_y = N_{cy} * Z$$

$$M_y = 0,85 * \phi * f'_c * b * y_{lim} * \left(h - r_m - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

Iterando:

$$y_{im} = 0,75 \text{ cm}$$

$$N_{cy} = 0,85 * \phi * f'_c * b * y_{lim} = 12048,75 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad A = \frac{F}{\sigma}$$

$$A_y = \frac{N_{cy}}{\phi f_y} = 2,68 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{s_{min}} = \left\{ \begin{array}{ll} f_y < 4200 \frac{kg}{cm^2} & \rho = 0,0020 * A_g \\ f_y > 4200 \frac{kg}{cm^2} & \rho \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} 0,0018 * \frac{4200}{f_y} * A_g \\ 0,0014 * A_g \end{array} \right\} \end{array} \right\}$$

$$A_g = 20 \text{ cm} * h + 5 \text{ cm} * b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Entonces: $A_y = 2,68 \text{ cm}^2$

Acero adoptado:

$$N_{barras} = 4$$

$$D_{barra} = 10 \text{ mm}$$

$$A_{s_y} = N_{barras} * \frac{D_{barra}^2}{4} * \pi = 3,14 \text{ cm}^2$$

Usar 2Φ10 mm en cada nervio

Momento nominal:

$$A_{s_{real}} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad a = y_{lim} = 0,75 \text{ cm} \quad d = 26,5 \text{ cm} \quad f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$M_{ny} = A_{s_{real}} * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 4,10 \text{ Ton.m}$$

$$M_y = 3,13 \text{ Ton.m} \leq M_{ny} = 4,10 \text{ Ton.m}$$

b) Armadura negativa

$$f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2} \quad f_y = 5000 \frac{kg}{cm^2} \quad \phi = 0,9 \quad h = 30 \text{ cm}$$

$$b_n = 20 \text{ cm} \quad r_m = 3,5 \text{ cm}$$

Solicitaciones:

$$M_x = 3,89 \text{ Ton.m} \quad M_y = 2,56 \text{ Ton.m}$$

Para $M_x = 3,89 \text{ Ton.m}$

$$M_x = N_{cx} * Z$$

$$M_x = 0,85 * \phi * f'_c * b * y_{lim} * \left(h - r_m - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

Iterando:

$$y_{im} = 5,05 \text{ cm}$$

$$N_{cx} = 0,85 * \phi * f'_c * b * y_{lim} = 16225,65 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad A = \frac{F}{\sigma}$$

$$A_x = \frac{N_{cx}}{\phi f_y} = 3,61 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{smin} = \left\{ \begin{array}{ll} f_y < 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \rho = 0,0020 * A_g \\ f_y > 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \rho \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} 0,0018 * \frac{4200}{f_y} * A_g \\ 0,0014 * A_g \end{array} \right\} \end{array} \right\}$$

$$A_g = 20 \text{ cm} * h + 5 \text{ cm} * b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Entonces: $A_x = 3,61 \text{ cm}^2$

Acero adoptado:

$$N_{barras} = 4$$

$$D_{barra} = 12 \text{ mm}$$

$$A_{sx} = N_{barras} * \frac{D_{barra}^2}{4} * \pi = 4,52 \text{ cm}^2$$

Usar 2Φ12 mm en cada nervio

Momento nominal:

$$A_{sreal} = 4,52 \text{ cm}^2 \quad a = y_{lim} = 5,05 \text{ cm} \quad d = 26,5 \text{ cm} \quad f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$M_{nx} = A_{sreal} * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 5,42 \text{ Ton.m}$$

$$M_x = 3,89 \text{ Ton.m} \leq M_{nx} = 5,42 \text{ Ton.m}$$

Para $M_y = 2,86 \text{ Ton.m}$

$$M_y = N_{cy} * Z$$

$$M_y = 0,85 * \phi * f'_c * b * y_{lim} * \left(h - r_m - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

Iterando:

$$y_{im} = 3,60 \text{ cm}$$

$$N_{cy} = 0,85 * \phi * f'_c * b * y_{lim} = 11566,8 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad A = \frac{F}{\sigma}$$

$$A_y = \frac{N_{cy}}{\phi f_y} = 2,57 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{smin} = \left\{ \begin{array}{ll} f_y < 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \rho = 0,0020 * A_g \\ f_y > 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \rho \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} 0,0018 * \frac{4200}{f_y} * A_g \\ 0,0014 * A_g \end{array} \right\} \end{array} \right\}$$

$$A_g = 20 \text{ cm} * h + 5 \text{ cm} * b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Entonces: $A_y = 2,57 \text{ cm}^2$

Acero adoptado:

$$N_{barras} = 4$$

$$D_{barra} = 10 \text{ mm}$$

$$A_{sy} = N_{barras} * \frac{D_{barra}^2}{4} * \pi = 3,14 \text{ cm}^2$$

Usar 2Φ10 mm en cada nervio

Momento nominal:

$$A_{sreal} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad a = y_{lim} = 3,60 \text{ cm} \quad d = 26,5 \text{ cm} \quad f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$M_{ny} = A_{sreal} * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3,88 \text{ Ton.m}$$

$$M_y = 2,56 \text{ Ton.m} \leq M_{ny} = 3,88 \text{ Ton.m}$$

c) Espaciamiento mínimo entre barras

Tamaño máximo del agregado: $d_{agg} = 1,5 \text{ cm}$

$$S_{epmin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 25 \text{ mm} \\ d_{barra} = 1 \text{ cm} \\ d_2 = \frac{4}{3} * d_{agg} = 2 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$S_{epmin} = 2,5 \text{ cm}$$

d) Verificación por cortante

Nervaduras

$$f'_c = 21 \text{ Mpa} \quad \phi = 0,75 \quad \lambda = 1 \quad h = 30 \text{ cm}$$
$$b_n = 10 \text{ cm} \quad r_m = 3,5 \text{ cm} \quad d = (h - r_m) = 26,5 \text{ cm}$$

Solicitaciones:

$$V_{ux} = 4,03 \text{ Ton} \quad V_{uy} = 4,47 \text{ Ton}$$

$$V_{Cnervio} = \phi * (0,17 * \lambda * \sqrt{f'_c}) * b_n * d = 1,55 \text{ Tn}$$

$$V_1 = 2 * V_{Cnervio} = 3,10 \text{ Ton}$$

Capa de compresión

$$f'_c = 21 \text{ Mpa} \quad \phi = 0,75 \quad \lambda = 1 \quad b = 40 \text{ cm} \quad d_2 = 4 \text{ cm}$$

$$V_{Ccarpeta} = \phi * (0,17 * \lambda * \sqrt{f'_c}) * b * d = 0,94 \text{ Ton}$$

$$V_2 = 2 * V_{Ccarpeta} = 1,88 \text{ Ton}$$

$$V_{Ctotal} = V_1 + V_2 = 4,98 \text{ Ton}$$

e) Armadura de reparto o temperatura

Datos:

$$b_c = 100 \text{ cm} \quad h_c = 5 \text{ cm} \quad f_y = 500 \text{ Mpa}$$

Cuantía mínima de armadura por retracción o temperatura:

$$\rho = \begin{cases} f_y < 420 \text{ MPa} & \rho = 0,0020 \\ f_y > 420 \text{ MPa} & \rho \rightarrow \max \left\{ 0,0018 * \frac{420}{f_y}, 0,0014 \right\} \end{cases}$$
$$\rho = 0,0015$$

Armadura mínima:

$$A_{smin} = \rho * b_c * h_c = 0,75 \text{ cm}^2$$

Armadura para 1 m de ancho:

$$N = 4 \quad \Phi = 6 \text{ mm}$$

$$A_s = N * \pi * \frac{\Phi^2}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento: } S_s = \frac{100 \text{ cm}}{N} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Espaciamiento máximo: } S_r = \min \left\{ \begin{array}{l} S_1 = 3 * h = 3 * 30 = 90 \text{ cm} \\ S_2 = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} = 30 \text{ cm}$$

$$Usar \Phi 6 \frac{c}{25 \text{ cm}}$$

En la siguiente tabla se muestra el resumen de las armaduras obtenidas por el CYPECAD 2019 y la verificación manual.

	C. MANUAL	CYPECAD 2019	% VARIACIÓN
M. positivo x	Asc= 1,86 cm ²	Asc= 1,93 cm ²	+3,63 %
M. negativo x	Asc= 3,61 cm ²	Asc= 3,74 cm ²	+3,48 %
M. positivo y	Asc= 2,68 cm ²	Asc= 2,75 cm ²	+2,54 %
M. negativo y	Asc= 2,57 cm ²	Asc= 2,88 cm ²	+10,76 %

3.5.2.3. Verificación diseño de losa maciza tanque elevado

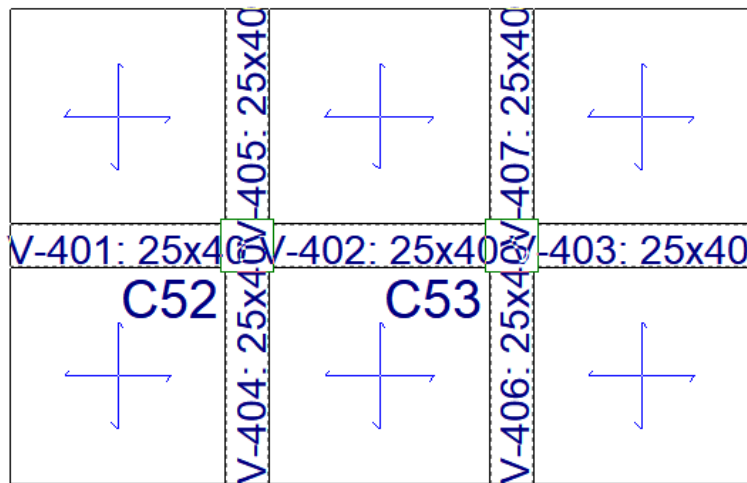


Figura 3.14 Losa maciza tanque elevado

Fuente: Cypecad 2019

Datos:

Longitud de losa: $l_a = 4,50 \text{ m}$

Longitud de losa: $l_b = 2,50 \text{ m}$

Altura de losa: $h = 15 \text{ cm}$

Recubrimiento: $r = 2 \text{ cm}$

Recubrimiento mecánico: $r_m = 3,5 \text{ cm}$

Peralte efectivo: $d = h - r_m = 11,5 \text{ cm}$

a) Armadura positiva

Datos:

$$f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y = 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \phi = 0,9 \quad h = 15 \text{ cm}$$
$$b = 100 \text{ cm} \quad r_m = 3,5 \text{ cm}$$

Solicitaciones:

$$M_x = 0,001 \text{ Ton. m} \quad M_y = 0,001 \text{ Ton. m}$$

Armadura mínima:

$$A_{s_{min}} = \left\{ \begin{array}{ll} f_y < 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \rho = 0,0020 * A_g \\ f_y > 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \rho \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} 0,0018 * \frac{4200}{f_y} * A_g \\ 0,0014 * A_g \end{array} \right\} \end{array} \right\}$$

$$A_g = b * d = 1150 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 1,73 \text{ cm}^2$$

Entonces: $A_{s_{nec}} = 1,73 \text{ cm}^2$

Acero adoptado:

$$N_{barras} = 6$$

$$D_{barra} = 6 \text{ mm}$$

$$A_{s_x} = N_{barras} * \frac{D_{barra}^2}{4} * \pi = 1,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } \Phi 6 \text{ mm } \frac{c}{15} \text{ cm}$$

b) Armadura negativa

Datos:

$$f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2} \quad f_y = 5000 \frac{kg}{cm^2} \quad \phi = 0,9 \quad h = 15 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad r_m = 3,5 \text{ cm}$$

Solicitaciones:

$$M_x = 0,35 \text{ Ton.m} \quad M_y = 0,43 \text{ Ton.m}$$

Armadura mínima:

$$A_{smin} = \left\{ \begin{array}{ll} f_y < 4200 \frac{kg}{cm^2} & \rho = 0,0020 * A_g \\ f_y > 4200 \frac{kg}{cm^2} & \rho \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} 0,0018 * \frac{4200}{f_y} * A_g \\ 0,0014 * A_g \end{array} \right\} \end{array} \right\}$$

$$A_g = b * d = 1150 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 1,73 \text{ cm}^2$$

Entonces: $A_{sneq} = 1,73 \text{ cm}^2$

Acero adoptado:

$$N_{barras} = 6$$

$$D_{barra} = 6 \text{ mm}$$

$$A_{s_x} = N_{barras} * \frac{D_{barra}^2}{4} * \pi = 1,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } \Phi 6 \text{ mm } \frac{c}{15} \text{ cm}$$

c) Espaciamiento mínimo entre barras

Tamaño máximo del agregado: $d_{agg} = 1,5 \text{ cm}$

$$S_{epmin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 25 \text{ mm} \\ d_{barra} = 1 \text{ cm} \\ d_2 = \frac{4}{3} * d_{agg} = 2 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$S_{epmin} = 2,5 \text{ cm}$

d) Verificación por cortante

Datos:

$$f'_c = 21 \text{ Mpa} \quad \phi = 0,75 \quad \lambda = 1 \quad h = 15 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \quad r_m = 3,5 \text{ cm} \quad d = (h - r_m) = 11,5 \text{ cm}$$

Solicitaciones:

$$V_{ux} = 0,63 \text{ Ton} \quad V_{uy} = 0,88 \text{ Ton} \\ V_c = \phi * (0,17 * \lambda * \sqrt{f'_c}) * b * d = 6,85 \text{ Ton} \\ V_c = 6,85 \text{ Ton} \geq V_u$$

e) Armadura de reparto o temperatura

Datos:

$$f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y = 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \phi = 0,9 \quad h = 15 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \quad r_m = 3,5 \text{ cm}$$

Armadura mínima:

$$A_{smin} = \left\{ \begin{array}{ll} f_y < 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \rho = 0,0020 * A_g \\ f_y > 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \rho \rightarrow \max \left\{ 0,0018 * \frac{4200}{f_y} * A_g \right. \\ & \left. 0,0014 * A_g \right\} \end{array} \right\}$$

$$A_g = b * d = 1150 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 1,73 \text{ cm}^2$$

Entonces: $A_{sneq} = 1,73 \text{ cm}^2$

Acero adoptado:

$$N_{barras} = 6$$

$$D_{barra} = 6 \text{ mm}$$

$$A_{sx} = N_{barras} * \frac{D_{barra}^2}{4} * \pi = 1,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } \Phi 6 \text{ mm } \frac{c}{15} \text{ cm}$$

En la siguiente tabla se muestra el resumen de las armaduras obtenidas por el CYPECAD 2019 y la verificación manual.

	C. MANUAL	CYPECAD 2019	% VARIACIÓN
M. positivo	$\Phi 6 \text{ mm } \frac{c}{15} \text{ cm}$	$\Phi 6 \text{ mm } \frac{c}{15} \text{ cm}$	+0,00 %
M. negativo	$\Phi 6 \text{ mm } \frac{c}{15} \text{ cm}$	$\Phi 6 \text{ mm } \frac{c}{15} \text{ cm}$	+0,00 %

3.5.3. Estructura de sustentación de la edificación.

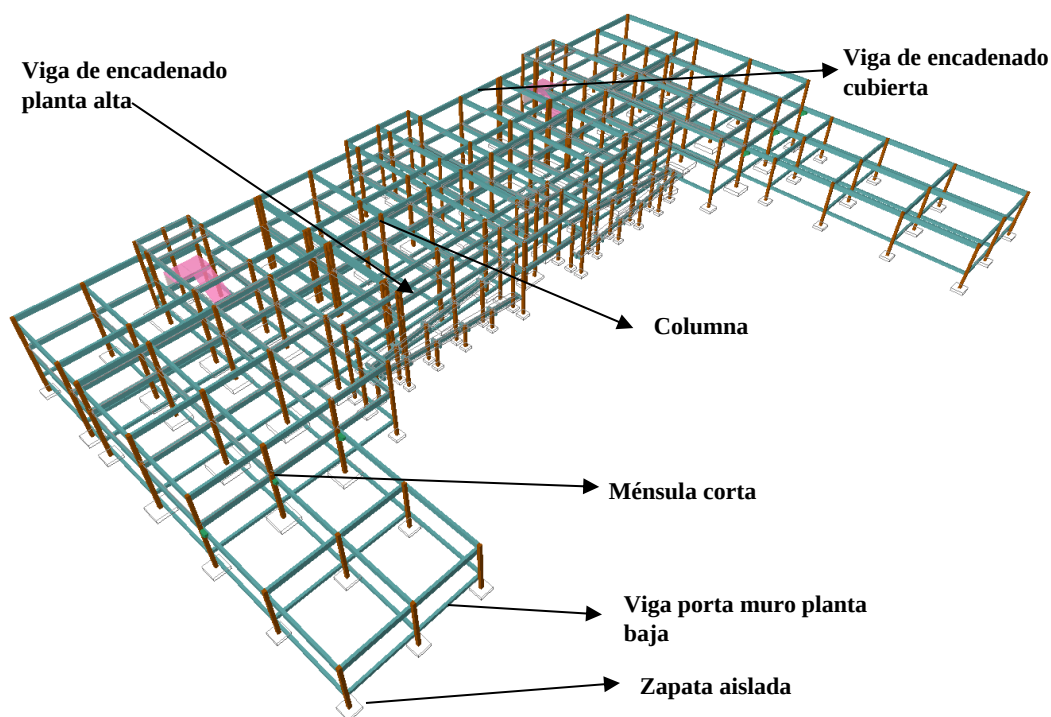


Figura 3.15 Elementos de la estructura de sustentación

Fuente: Cypecad 2019

3.5.3.1. Verificación de los elementos de la estructura porticada:

Se realizará la comprobación de los siguientes elementos estructurales.

- Verificación de la viga más solicitada del grupo.
- Verificación de la columna más solicitada del grupo.
- Verificación de la ménsula más solicitada del grupo (aporte académico).

3.5.3.2. Verificación del diseño estructural de la viga

Se realizará la verificación para la viga más solicitada del grupo V-2083.

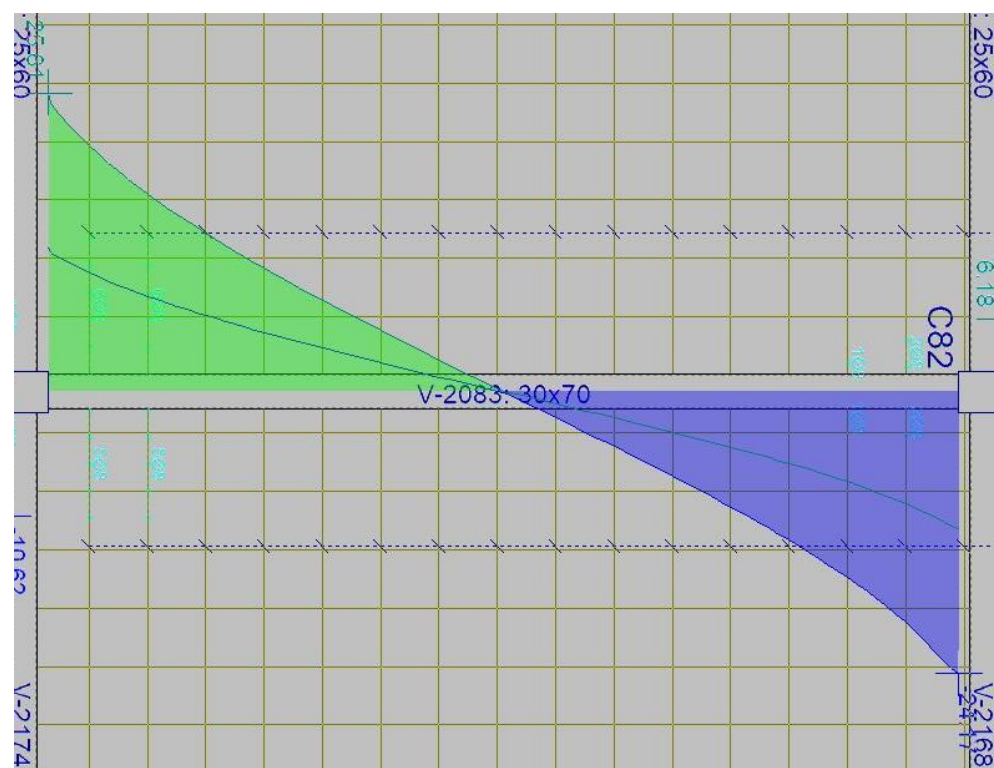
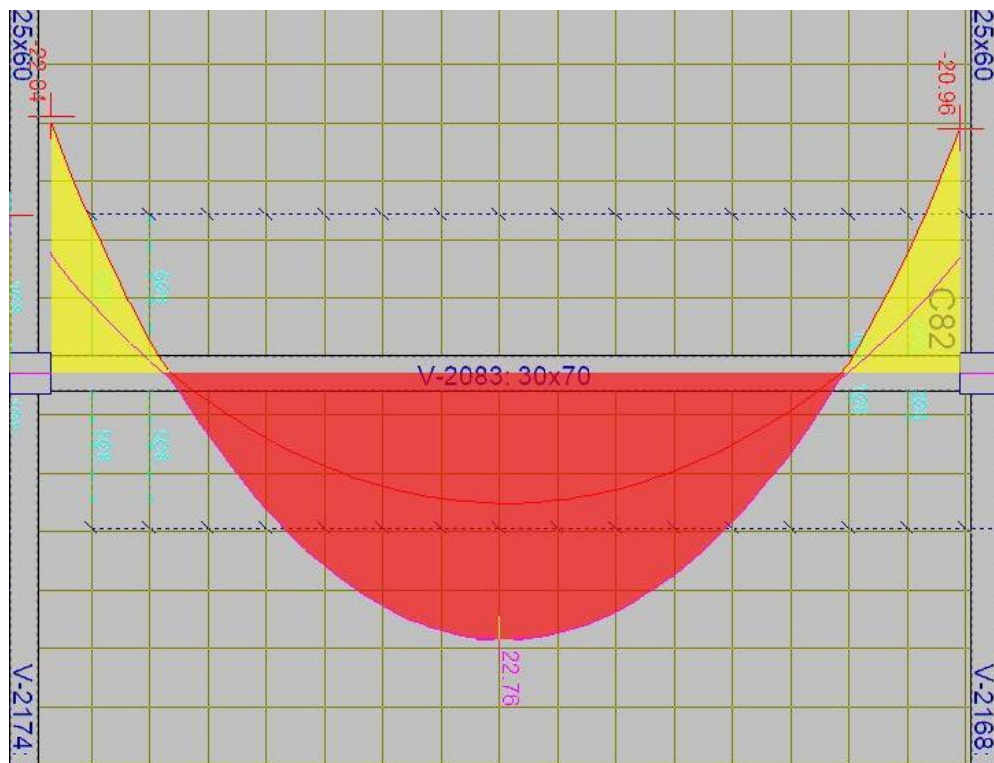


Figura 3.16 Envolvente de momentos flectores y cortantes

Fuente: Cypecad 2019

a) Análisis de cálculo para el momento positivo

Materiales

Concreto: $f'_c=21 \text{ MPa}$

Esfuerzo de Fluencia: $f_y=500 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad acero: $E_s=200000 \text{ MPa}$

Peso unitario del hormigón: $\gamma_c=24 \text{ kN/m}^3$

Dimensiones

Altura: $h=70 \text{ cm}$

Base: $b=30 \text{ cm}$

Recubrimiento: (Centroide de las barras longitudinales) $r_{mec}=3,6 \text{ cm}$

Recubrimiento geométrico: $r_{geo}=2 \text{ cm}$

Peralte efectivo: $d=h- r_{mec}=66,40 \text{ cm}$

Solicitaciones

Momento de diseño: $M_u=22,76 \text{ Ton.m}$

$$\beta_1 = \left\{ \begin{array}{ll} 17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 30 \text{ MPa} \rightarrow 0,85 \\ 30 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 55 \text{ MPa} \rightarrow 0,85 - 0,05 * \frac{f'_c - 28 \text{ MPa}}{7} \\ f'_c \geq 55 \text{ MPa} \rightarrow 0,65 \end{array} \right\}$$

Cuantía necesaria

Asumimos: $\emptyset = 0,90$

$$\rho_{nec} = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\emptyset * 0,85 * f'_c * b * d^2}} \right) = 0,003971$$

Refuerzo necesario

$$\rho_{nec} = 0,003971 \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = 66,40 \text{ cm}$$

$$A_{s,nec} = \rho_{nec} * b * d = 7,91 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero

$$N_{barras} = 4 \quad d_{barra} = 16 \text{ mm}$$

$$A_{s,real} = N_{barras} * \frac{d_{barra}^2}{4} * \pi = 8,042 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento calculado

$$d_v = 8 \text{ mm} \quad r_{geo} = 2 \text{ cm}$$

$$S_{calculada} = \frac{b - 2 * r_{geo} - N_{barras} * d_{barra} - 2 * d_v}{N_{barras} - 1} = 6 \text{ cm}$$

Espaciamiento mínimo

Tamaño máximo del agregado grueso: $d_{agg}=1,5 \text{ cm}$

$$S_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 25 \text{ mm} \\ d_{barra} = 16 \text{ mm} \\ d_2 = \frac{4}{3} * d_{agg} \end{array} \right\} = 2,5 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo

$$\Phi_{estribo} = 8 \text{ mm} \quad C_c = r_{geo} + \Phi_{estribo} = 28 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{2}{3} * f_y = 333,33 \text{ MPa}$$

$$d_A = 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * C_c = 24,2 \text{ cm}$$

$$d_B = 300 * \frac{280}{f_s} = 25,2 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 24,2 \text{ cm}$$

Cuantía mínima

$$f'_c = 21 \text{ MPa} \quad f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$\rho_{min1} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} = 0,0023$$

$$\rho_{min2} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0028$$

Se adopta el valor mayor: $\rho_{min} = 0,0028$

Refuerzo mínimo

$$A_{s,min} = \rho_{min} * b * d = 5,58 \text{ cm}^2$$

Cuantía balanceada

$$\varepsilon_{cu} = 0,003 \quad \varepsilon_{ty} = 0,002 \quad f'_c = 21 \text{ MPa} \quad f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$\rho_{bal} = 0,85 * \beta_1 * \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{ty}} \right) * \frac{f'_c}{f_y} = 0,01821$$

Refuerzo balanceado

$$A_{s,bal} = \rho_{bal} * b * d = 36,27 \text{ cm}^2$$

Cuantía dúctil

$$\varepsilon_{cu} = 0,003 \quad \varepsilon_{ty} = 0,005 \quad f'_c = 21 \text{ MPa} \quad f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$\rho_{duc} = 0,85 * \beta_1 * \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{ty}} \right) * \frac{f'_c}{f_y} = 0,01138$$

Refuerzo dúctil

$$A_{s.duc} = \rho_{duc} * b * d = 22,67 \text{ cm}^2$$

Verificación de la ductilidad

La cuantía máxima en vigas será el 62,5 % de la cuantía balanceada

$$\frac{\rho_{nec}}{\rho_{duc}} = 21,8 \%$$

Bloque de compresiones

Distancia máxima entre la fibra extrema en compresión al eje neutro

$$A_{s.real} = 8,042 \text{ cm}^2 \quad f'_c = 21 \text{ MPa} \quad f_y = 500 \text{ MPa} \quad \beta_1 = 0,85 \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$c = \frac{A_{s.real} * f_y}{0,85 * \beta_1 * f'_c * b} = 8,83 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos

$$a = \beta_1 * c = 7,51 \text{ cm}$$

Momento nominal

$$A_{s.real} = 8,042 \text{ cm}^2 \quad f_y = 500 \text{ MPa} \quad d = 66,4 \text{ cm} \quad a = 7,51 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{s.real} * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 251,91 \text{ kN.m}$$

Deformación unitaria neta en tracción

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_{cu} * (d - c)}{c} = 0,01955$$

Como ε_t es mayor a 0,005 está controlada por tracción por lo tanto $\phi = 0,90$

Momento ultimo resistente

$$\phi * M_n = 226,72 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 22,76 \text{ Ton.m} \leq \phi * M_n = 23,12 \text{ Ton.m}$$

b) Análisis de cálculo para el momento negativo

Materiales

Concreto: $f'_c=21 \text{ MPa}$

Esfuerzo de Fluencia: $f_y=500 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad acero: $E_s=200000 \text{ MPa}$

Peso unitario del hormigón: $\gamma_c=24 \text{ kN/m}^3$

Dimensiones

Altura: $h=70 \text{ cm}$

Base: $b=30$ cm

Recubrimiento: (Centroide de las barras longitudinales) $r_{mec}=3,6$ cm

Recubrimiento geométrico: $r_{geo}=2$ cm

Peralte efectivo: $d=h-r_{mec}=66,40$ cm

Solicitaciones

Momento de diseño: $M_u=22,04$ Ton.m

$$\beta_1 = \begin{cases} 17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 30 \text{ MPa} \rightarrow 0,85 \\ 30 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 55 \text{ MPa} \rightarrow 0,85 - 0,05 * \frac{f'_c - 28 \text{ MPa}}{7} \\ f'_c \geq 55 \text{ MPa} \rightarrow 0,65 \end{cases}$$

Cuantía necesaria

Asumimos: $\phi = 0,90$

$$\rho_{nec} = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b * d^2}} \right) = 0,003838$$

Refuerzo necesario

$$\rho_{nec} = 0,003838 \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = 66,40 \text{ cm}$$

$$A_{s,nec} = \rho_{nec} * b * d = 7,64 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero

$$N_{barras} = 4 \quad d_{barra} = 16 \text{ mm}$$

$$A_{s,real} = N_{barras} * \frac{d_{barra}^2}{4} * \pi = 8,042 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento calculado

$$d_v = 8 \text{ mm} \quad r_{geo} = 2 \text{ cm}$$

$$S_{calculada} = \frac{b - 2 * r_{geo} - N_{barras} * d_{barra} - 2 * d_v}{N_{barras} - 1} = 6 \text{ cm}$$

Espaciamiento mínimo

Tamaño máximo del agregado grueso: $d_{agg}=1,5$ cm

$$S_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 25 \text{ mm} \\ d_{barra} = 16 \text{ mm} \\ d_2 = \frac{4}{3} * d_{agg} \end{array} \right\} = 2,5 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo

$$\Phi_{estribo} = 8 \text{ mm} \quad C_c = r_{geo} + \Phi_{estribo} = 28 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{2}{3} * f_y = 333,33 \text{ MPa}$$

$$d_A = 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * C_c = 24,2 \text{ cm}$$

$$d_B = 300 * \frac{280}{f_s} = 25,2 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 24,2 \text{ cm}$$

Cuantía mínima

$$f'_c = 21 \text{ MPa} \quad f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$\rho_{min1} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} = 0,0023$$

$$\rho_{min2} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0028$$

Se adopta el valor mayor: $\rho_{min} = 0,0028$

Refuerzo mínimo

$$A_{s,min} = \rho_{min} * b * d = 5,58 \text{ cm}^2$$

Cuantía balanceada

$$\varepsilon_{cu} = 0,003 \quad \varepsilon_{ty} = 0,002 \quad f'_c = 21 \text{ MPa} \quad f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$\rho_{bal} = 0,85 * \beta_1 * \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{ty}} \right) * \frac{f'_c}{f_y} = 0,01821$$

Refuerzo balanceado

$$A_{s,bal} = \rho_{bal} * b * d = 36,27 \text{ cm}^2$$

Cuantía dúctil

$$\varepsilon_{cu} = 0,003 \quad \varepsilon_{ty} = 0,005 \quad f'_c = 21 \text{ MPa} \quad f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$\rho_{duc} = 0,85 * \beta_1 * \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{ty}} \right) * \frac{f'_c}{f_y} = 0,01138$$

Refuerzo dúctil

$$A_{s,duc} = \rho_{duc} * b * d = 22,67 \text{ cm}^2$$

Verificación de la ductilidad

La cuantía máxima en vigas será el 62,5 % de la cuantía balanceada

$$\frac{\rho_{nec}}{\rho_{duc}} = 21,1 \%$$

Bloque de compresiones

Distancia máxima entre la fibra extrema en compresión al eje neutro

$$A_{s.real} = 8,042 \text{ cm}^2 \quad f'_c = 21 \text{ MPa} \quad f_y = 500 \text{ MPa} \quad \beta_1 = 0,85 \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$c = \frac{A_{s.real} * f_y}{0,85 * \beta_1 * f'_c * b} = 8,83 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos

$$a = \beta_1 * c = 7,51 \text{ cm}$$

Momento nominal

$$A_{s.real} = 8,042 \text{ cm}^2 \quad f_y = 500 \text{ MPa} \quad d = 66,4 \text{ cm} \quad a = 7,51 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{s.real} * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 251,91 \text{ kN.m}$$

Deformación unitaria neta en tracción

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_{cu} * (d - c)}{c} = 0,01955$$

Como ε_t es mayor a 0,005 está controlada por tracción por lo tanto $\phi = 0,90$

Momento ultimo resistente

$$\phi * M_n = 226,72 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 22,04 \text{ Ton.m} \leq \phi * M_n = 23,12 \text{ Ton.m}$$

c) Análisis de cálculo para la cortante

Materiales

Concreto: $f'_c=21 \text{ MPa}$

Esfuerzo de Fluencia: $f_y=420 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad acero: $E_s=200000 \text{ MPa}$

Peso unitario del hormigón: $\gamma_c=24 \text{ kN/m}^3$

Dimensiones

Altura: $h=70 \text{ cm}$

Base: $b=30 \text{ cm}$

Recubrimiento: (Centroide de las barras longitudinales) $r_{mec}=3,6 \text{ cm}$

Recubrimiento geométrico: $r_{geo}=2 \text{ cm}$

Peralte efectivo: $d=h- r_{mec}=66,40 \text{ cm}$

Solicitaciones

Cortante de diseño a una distancia d : $V_u=20,83 \text{ Ton}=204,27 \text{ kN}$

Fuerza axial sobre la viga: $N_u=0 \text{ kN}$

Parámetros para calcular la fuerza cortante del hormigón V_c

Límite de la resistencia del hormigón

$$\sqrt{f'_c} = 4,58 \leq 8,3 \text{ MPa (Cumple)}$$

Resistencia a cortante del hormigón

(Asumiendo que $A_v \geq A_{v,\min}$)

$$\lambda = 1 \quad f'_c = 21 \text{ MPa} \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = 66,4 \text{ cm}$$

$$V_{ca} = (0,17 * \lambda * \sqrt{f'_c}) * b * d = 155,65 \text{ kN}$$

Verificación de requerimiento de acero transversal mínimo

$$\phi = 0,75 \quad \lambda = 1 \quad f'_c = 21 \text{ MPa} \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = 66,4 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = \phi * 0,083 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d = 57 \text{ kN}$$

$$V_u = 204,27 \text{ kN} \geq \phi V_c = 57 \text{ kN}$$

(Como V_u , es mayor, si requiere refuerzo por corte, por lo tanto, se cumple que $A_v \geq A_{v,\min}$).

Po lo tanto $V_c = V_{ca} = 155,65 \text{ kN}$

Límite de la resistencia a cortante del hormigón

$$\lambda = 1 \quad f'_c = 21 \text{ MPa} \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = 66,4 \text{ cm}$$

V_c no puede tomarse mayor que:

$$V_{cmax} = 0,42 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d = 384,55 \text{ kN}$$

$$V_c = 155,65 \text{ kN} \leq V_{cmax} = 384,55 \text{ kN}$$

Verificación de las dimensiones de la sección transversal

$$\phi = 0,75 \quad V_c = 155,65 \text{ kN} \quad f'_c = 21 \text{ MPa} \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = 66,4 \text{ cm}$$

$$\phi * (V_c + 0,66 * \sqrt{f'_c} * b * d) = 569,96 \text{ kN}$$

Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse y cumplir la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi (V_c + 0,66 * \sqrt{f'_c} * b * d)$$

$$V_u = 204,27 \text{ kN} \leq \phi (V_c + 0,66 * \sqrt{f'_c} * b * d) = 569,96 \text{ kN}$$

Resistencia a cortante del acero transversal

Resistencia nominal a cortante del acero transversal requerido:

$$V_u = 204,27 \text{ kN} \quad V_c = 155,65 \text{ kN} \quad \phi = 0,75$$

$$V_{s.nec} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 116,71 \text{ kN}$$

Área de acero transversal requerido, asumimos $s = 15 \text{ cm}$

$$V_u = 204,27 \text{ kN} \quad V_c = 155,65 \text{ kN} \quad \phi = 0,75 \quad f_y = 420 \text{ MPa} \quad d = 66,4 \text{ cm}$$

$$A_{v.nec} = \frac{(V_u - \phi * V_c)}{\phi * f_y * d} * s = 0,63 \text{ cm}^2$$

Acero transversal adoptado

$$N_{ramas} = 2 \quad \Phi_{barra} = 8 \text{ mm}$$

$$A_v = N_{ramas} * \frac{\Phi_{barra}^2}{4} * \pi = 1,01 \text{ cm}^2$$

Área de acero transversal mínimo

$$A_{v.min1} = \frac{\sqrt{f'_c}}{16} * \frac{b}{f_y} * s = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{v.min2} = 0,35 * \frac{b}{f_y} * s = 0,38 \text{ cm}^2$$

Se adopta el mayor, por lo tanto, $A_{v.min} = 0,38 \text{ cm}^2$

Resistencia a cortante del acero transversal V_s

$$A_v = 1,01 \text{ cm}^2 \quad f_y = 420 \text{ MPa} \quad d = 66,4 \text{ cm} \quad s = 15 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} = 187,47 \text{ kN} \rightarrow \phi * V_s = 140,6 \text{ kN}$$

Espaciamiento máximo

$$\left\{ V_s \leq 0,33 * \sqrt{f'_c} * b * d \rightarrow \text{El menor de } \left\{ \frac{d}{2}, 600 \text{ mm} \right\} \right\}$$

$$f'_c = 21 \text{ MPa} \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = 66,4 \text{ cm}$$

$$0,33 * \sqrt{f'_c} * b * d = 302,15 \text{ kN} \geq \phi V_s = 140,6 \text{ kN}$$

$$s_{max1} = \frac{d}{2} = 33,33 \text{ cm} \quad s_{max2} = 60 \text{ cm}$$

Entonces $s_{max} = 33,33 \text{ cm}$

Resistencia a cortante V_n

$$V_s = 187,47 \text{ kN} \quad V_c = 155,65 \text{ kN} \quad \phi = 0,75$$

$$V_n = V_c + V_s = 343,12 \text{ kN} \rightarrow \phi * V_n = 257,34 \text{ kN}$$

$$V_u = 204,27 \text{ kN} \leq \phi * V_n = 257,34 \text{ kN}$$

Longitud de la zona confinada $l_o = 2 * d = 133,2 \text{ cm}$

En la siguiente tabla se muestra el resumen de las armaduras obtenidas por el CYPECAD 2019 y la verificación manual.

	C. MANUAL	CYPECAD 2019	% VARIACIÓN
M. positivo	Asc= 8,04 cm^2	Asc= 8,55 cm^2	+5,94 %
M. negativo	Asc= 8,04 cm^2	Asc= 8,99 cm^2	+10,54 %
V. cortante	Asc= 6,57 cm^2	Asc= 6,70 cm^2	+1,94 %

3.5.3.3. Verificación del diseño estructural de la columna

Se realizará el análisis para la “columna C99” dado que es la columna más solicitado y susceptible a pandeo debido a elevados momentos flectores actuando sobre el elemento, la columna presenta tres tramos, se realizará en el tramo más crítico el análisis y cálculo de armadura para luego uniformizar la armadura en los 3 tramos por motivos constructivos.

De la geometría de la pieza, se tienen los siguientes datos:

Se tienen 3 tramos todos de sección constante:

Ancho de la columna “b” = 35 cm

Altura de la columna “h” = 35 cm

Recubrimiento geométrico “d1” y “d2” = 2 cm

El tramo N°2 (Primer piso-Sobrecimiento)

$h = 70\text{cm}$ = altura de la viga.

Longitud de la pieza “L” = $360 - h = 360 - 70 = 290 \text{ cm}$

Normal de cálculo ultima “Nu” = 72,31 Ton

Momentos de cálculo últimos:

$$“Mu_{x,sup}” = 0,72 \text{ tonnef.m}$$

$$“Mu_{x,inf}” = 0,36 \text{ tonnef.m}$$

$$“Mu_{y,sup}” = 6,46 \text{ tonnef.m}$$

$$“Mu_{y,inf}” = 4,23 \text{ tonnef.m}$$

Cálculo del coeficiente de pandeo:

$$\Psi_A = \frac{\sum \frac{EI}{L} \text{ columnas De todos las columnas que concurren en A}}{\sum \frac{EI}{L} \text{ vigas De todos las vigas que concurren en A}}; \quad (\text{igual para } \Psi_B)$$

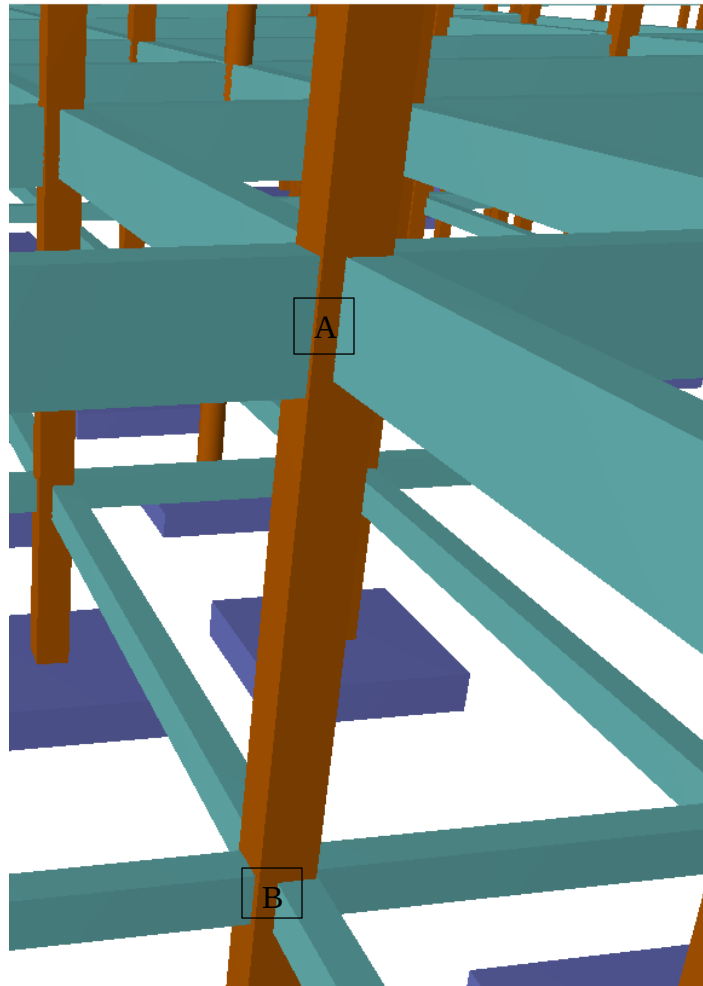


Figura 3.17 Nudos de la columna “C99”

Fuente: Cypecad 2019

Dirección X:

$$\Psi_A = \frac{\frac{\frac{35 \times 35^3}{12}}{360} + \frac{\frac{35 \times 35^3}{12}}{280}}{\frac{\frac{25 \times 60^3}{12}}{630} + \frac{\frac{25 \times 60^3}{12}}{612,50} + \frac{\frac{30^3 * 70}{12}}{797,50} + \frac{\frac{30^3 * 70}{12}}{290}} = 0,42$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{\frac{35 \times 35^3}{12}}{320} + \frac{\frac{35 \times 35^3}{12}}{210}}{\frac{\frac{25 \times 35^3}{12}}{630} + \frac{\frac{25 \times 35^3}{12}}{612,50} + \frac{\frac{25^3 * 35}{12}}{797,50} + \frac{\frac{25^3 * 35}{12}}{290}} = 1,88$$

Dirección Y:

$$\Psi_A = \frac{\frac{\frac{35 \times 35^3}{12}}{360} + \frac{\frac{35 \times 35^3}{12}}{280}}{\frac{\frac{25^3 \times 60}{12}}{630} + \frac{\frac{25^3 \times 60}{12}}{612,50} + \frac{\frac{30 * 70^3}{12}}{797,50} + \frac{\frac{30 * 70^3}{12}}{290}} = 0,19$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{\frac{35 \times 35^3}{12}}{320} + \frac{\frac{35 \times 35^3}{12}}{210}}{\frac{\frac{25^3 \times 35}{12}}{630} + \frac{\frac{25^3 \times 35}{12}}{612,50} + \frac{\frac{25 * 35^3}{12}}{797,50} + \frac{\frac{25 * 35^3}{12}}{290}} = 1,66$$

Entonces: $k_x = 0,75$ $k_y = 0,70$

(Ver Anexo A-1, Tabla Nro. 14).

Esbeltez de la pieza en dirección x

$$k_x = 0,75 \quad l_u = 290 \text{ cm} \quad r = \sqrt{\frac{b * h^3}{12 * b * h}} = 10,10 \text{ cm}$$

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 34 + 12 * \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

$$\frac{0,75 * 290}{10,10} \leq 34 + 12 * \left(\frac{0,36}{0,72} \right) \leq 40$$

$$21,53 \leq 28 \leq 40$$

Esbeltez de la pieza en dirección y

$$k_y = 0,70 \quad l_u = 290 \text{ cm} \quad r = \sqrt{\frac{b * h^3}{12}} = 10,10 \text{ cm}$$

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 34 + 12 * \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

$$\frac{0,70 * 290}{10,10} \leq 34 + 12 * \left(\frac{4,23}{6,46} \right) \leq 40$$

$$20,09 \leq 26,14 \leq 40$$

Se pueden despreciar los efectos de esbeltez.

Verificación de pórtico indesplazable

$$Q = \frac{\sum P_u * \Delta_o}{V_{us} * l_c}$$

$$Q = \frac{72,31 \text{ tonnef} * 0,39 \text{ mm}}{0,37 \text{ tonnef} * 2900 \text{ mm}} = 0,026 \leq 0,05$$

Se considera que el pórtico es indesplazable.

Datos para la comprobación de la Columna

b= 35 cm Base de la columna

h= 35 cm Altura de la columna

f_c= 21 MPa Resistencia característica del hormigón

f_y= 500 MPa Resistencia característica del Acero

E_s= 200000 MPa Modulo de elasticidad del Acero

Φ= 0.65 Factor de reducción en columnas

l_u= 290 cm Longitud de la Columna

dagg= 15 mm Diámetro del agregado grueso

Nu= 72,31 Ton Normal Ultima

Área mínima y máxima de acero

Área bruta: $A_g = b * h = 1225 \text{ cm}^2$

Área de acero mínima: $A_{smin} = 0,006 * A_g = 7,35 \text{ cm}^2$

Área de acero máxima: $A_{max} = 0,08 * A_g = 98 \text{ cm}^2$

Resistencia axial máxima

Datos de las barras

Armadura total: $A_{st} = 13,57 \text{ cm}^2$

Resistencia a compresión pura P_o :

Datos

$$f'_c = 21 \text{ MPa} \quad f_y = 500 \text{ MPa} \quad A_g = 1225 \text{ cm}^2 \quad A_{st} = 13,57 \text{ cm}^2$$

Reemplazando en la ecuación

$$P_o = 0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st} = 289,7 \text{ Ton}$$

Para la resistencia axial máxima:

$$P_{nmax} = 0,8 * P_o = 231,76 \text{ Ton}$$

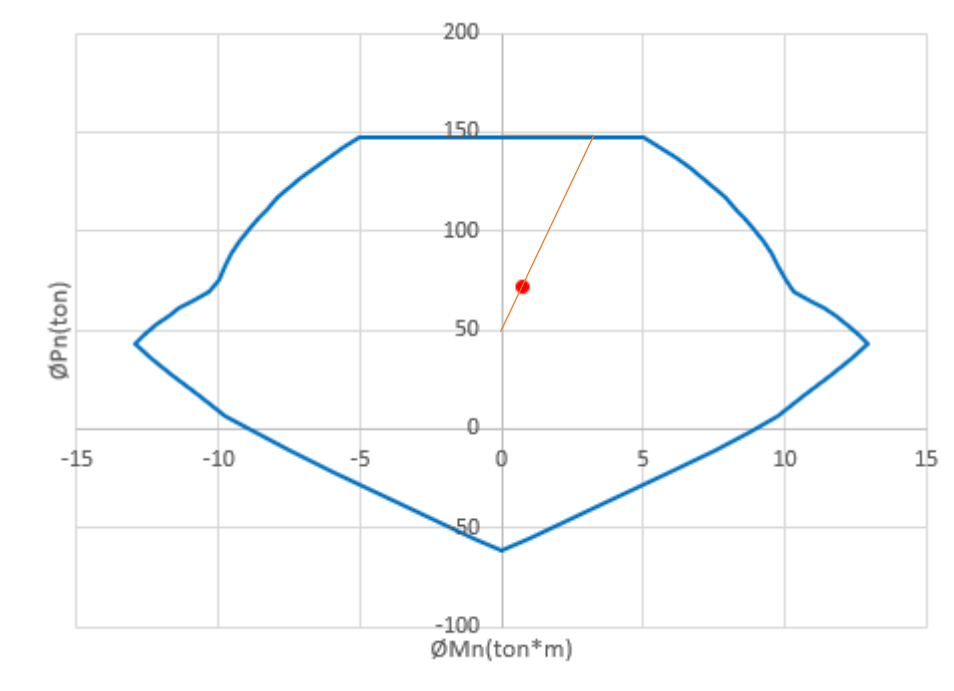
Resistencia axial máxima reducida:

$$\phi = 0,65 \rightarrow \phi * P_{nmax} = 150,64 \text{ Ton}$$

Columna biaxial por diagrama de interacción

a) Para eje x

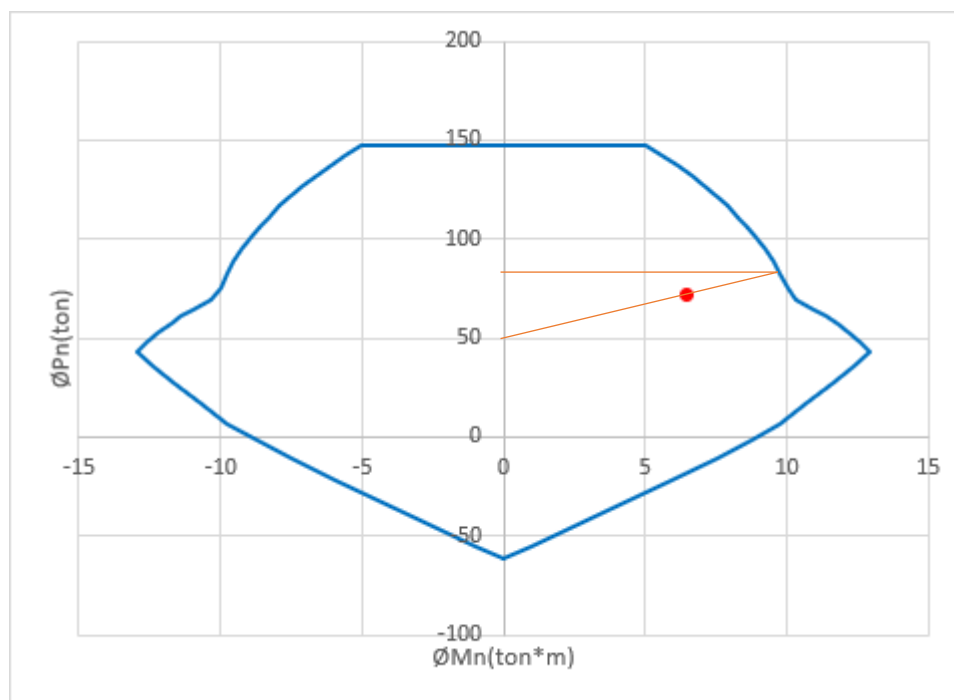
$$N_u = 72,31 \text{ Ton} \quad M_x = 0,72 \text{ Ton.m}$$



Entonces: $\phi P_{nx} = 148,00 \text{ Ton}$

b) Para eje y

$$N_u = 72,31 \text{ Ton} \quad M_y = 6,46 \text{ Ton.m}$$



Entonces: $\phi P_{ny} = 85 \text{ Ton}$

$$\phi = 0,65 \rightarrow \phi * P_o = 188,31 \text{ Ton}$$

Por Bresler: $\frac{1}{\phi P_1} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_o}$

$$\phi P_1 = 75,69 \text{ Ton}$$

Entonces $\phi P_1 = 75,69 \text{ Ton} \geq 72,31 \text{ Ton}$ (cumple)

En Resumen:

Por metodología constructiva en el armado se asume que toda la columna tendrá 12 Ø 12, empleando estribos cerrados Ø 6 mm espaciados cada 15 cm.

En la siguiente tabla se muestra el resumen de las armaduras obtenidas por el CYPECAD 2019 y la verificación manual.

	C. MANUAL	CYPECAD 2019	% VARIACIÓN
A. longitudinal	Asc= 13,57 cm ²	Asc= 13,57 cm ²	+0,00 %
Estribos	Ø6c/15	Ø6c/15	+0,00 %

3.5.4. Estructuras complementarias

3.5.4.1. Verificación diseño de Escalera

- Se tiene un desnivel a salvar “z = 360 cm”
- La huella mínima es 25 cm, por lo que se adoptara “h = 30 cm”.
- La contrahuella será “c = 20 cm”
- El número de peldaños (escalones) es:

$$n_e = \frac{z}{c} = \frac{360 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 18$$

- El ancho de los escalones (ámbito) debe ser como mínimo 120 cm en edificios por lo que según el diseño arquitectónico “a = 200 cm” debido a que se trata de un colegio.
- El espesor de la losa se puede estimar con siguiente expresión:

$$h_f = \frac{(Ln)}{25}$$

Donde:

L_n = descanso + garganta de la escalera

$L_n = 500 \text{ cm}$

$$h_f = \frac{(500 \text{ cm})}{25} = 20 \text{ cm}$$

- La pendiente de la escalera viene dada por:

$$m = \frac{c}{h} = \frac{20 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 0,67 \quad \alpha = \arctg(m) = 33,69^\circ$$

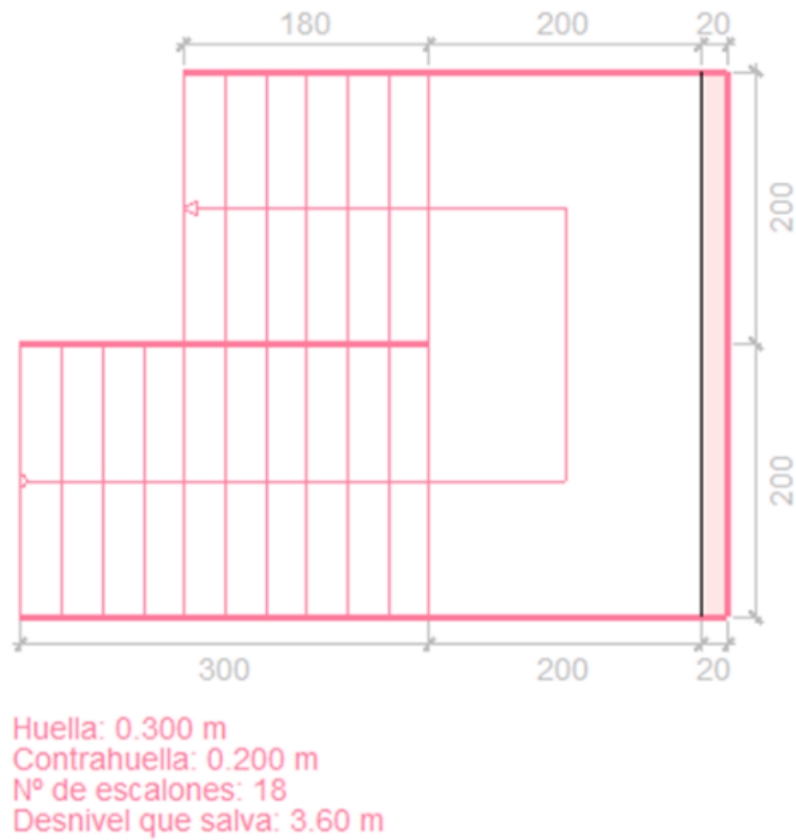


Figura 3.18 Vista en planta de la escalera

Fuente: CYPECAD 2019

- Se tienen las siguientes cargas actuantes, dependiendo si estamos analizando el tiro o la meseta.

a) Para los tiros tenemos:

Peso propio de la losa por unidad de área:

$$g = \gamma \times h_f = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0.20 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Para transformar esta carga a una carga uniforme horizontal tenemos que:

$$\frac{g}{\cos \alpha} = \frac{480 \frac{kg}{m}}{\cos (33.69)} = 576,89 \frac{kg}{m}$$

Peso propio de los peldaños por unidad de área:

$$\gamma = 1300 \frac{kg}{m^3} \text{ (peldañado de ladrillo)}$$

$$g_1 = \frac{\gamma \times c \times b}{2} = \frac{1300 \frac{kg}{m^3} \times 0.20m \times 1m}{2} = 130 \frac{kg}{m}$$

Acabado “ $g_2 = 100 \text{ kg/m}^2 \times 1m = 100 \text{ kg/m}$ ”

Baranda “ $g_3 = 200 \text{ kg/m}$ ”

Sobrecarga de uso “ $q = 400 \text{ kg/m}^2 \times 1m = 400 \text{ kg/m}$ ”

Por tanto, la carga muerta total es:

$$g_t = \frac{g}{\cos \alpha} + g_1 + g_2 + g_3 = 1006,89 \frac{kg}{m}$$

La carga viva total actuante es:

$$q = 400.00 \frac{kg}{m}$$

Aplicando los coeficientes de mayoración de las fuerzas tenemos una carga total de:

$$q_d = 1.2 \times (1006,89) + 1.6 \times (400) = 1848,27 \frac{kg}{m}$$

b) En los descansos (mesetas) actuarán las siguientes cargas:

Peso propio de la losa por unidad de área:

$$g = \gamma \times hf = 2400 \frac{kg}{m^3} \times 0.20m \times 1m = 480 \frac{kg}{m}$$

Acabado “ $g_2 = 100 \text{ kg/m}^2 \times 1m = 100 \text{ kg/m}$ ”

Sobrecarga de uso “ $q = 400 \text{ kg/m}^2 \times 1m = 400 \text{ kg/m}$ ”

Por tanto, la carga muerta total es:

$$g_t = g + g_2 = 480 + 100 = 580 \frac{kg}{m}$$

La carga viva total actuante es:

$$q = 400.00 \frac{kg}{m}$$

Aplicando los coeficientes de mayoración de las fuerzas tenemos una carga total de:

$$q_d = 1.2 \times (580) + 1.6 \times (400) = 1336 \frac{kg}{m}$$

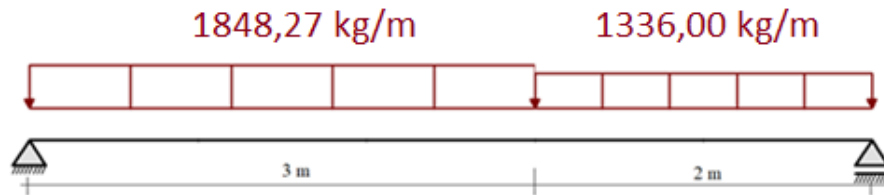


Figura 3.19 Esquema estructural

Fuente: Elaboración propia

- Del paquete obtenemos la “envolvente” de diseño con los siguientes resultados.

$$M_u (+) = 5274,82 \text{ kg.m} = 5,28 \text{ Ton.m}$$

$$V_u = 4415,77 \text{ kg} = 4,42 \text{ Ton}$$

Diseño a flexión

a) Armadura positiva

Datos:

$$f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2} \quad f_y = 5000 \frac{kg}{cm^2} \quad \phi = 0,9 \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad r_m = 3,6 \text{ cm}$$

Solicitaciones:

$$M_{u(+)} = 5,28 \text{ Ton.m}$$

$$M_{u(+)} = N_c * Z$$

$$M_{u(+)} = 0,85 * \phi * f'_c * b * y_{lim} * \left(h - r_m - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

Iterando:

$$y_{im} = 2,15 \text{ cm}$$

$$N_c = 0,85 * \phi * f'_c * b * y_{lim} = 34539,75 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad A = \frac{F}{\sigma}$$

$$A_s = \frac{N_{cx}}{\phi f_y} = 7,68 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{s_{min}} = \left\{ \begin{array}{ll} f_y < 4200 \frac{kg}{cm^2} & \rho = 0,0020 * A_g \\ f_y > 4200 \frac{kg}{cm^2} & \rho \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} 0,0018 * \frac{4200}{f_y} * A_g \\ 0,0014 * A_g \end{array} \right\} \end{array} \right\}$$

$$A_g = h * b = 2000 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 3,024 \text{ cm}^2$$

Entonces: $A_s = 7,68 \text{ cm}^2$

Acero adoptado:

$$N_{barras} = 5$$

$$D_{barra} = 16 \text{ mm}$$

$$A_{s_x} = N_{barras} * \frac{D_{barra}^2}{4} * \pi = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } \Phi 16 \text{ mm } \frac{c}{20 \text{ cm}}$$

Momento nominal:

$$A_{s_{real}} = 10,05 \text{ cm}^2 \quad a = y_{lim} = 2,15 \text{ cm} \quad d = 16,4 \text{ cm} \quad f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$M_n = A_{s_{real}} * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 7,70 \text{ Ton.m}$$

$$M_u = 5,28 \text{ Ton.m} \leq M_n = 7,70 \text{ Ton.m}$$

b) Armadura negativa

Datos:

$$f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2} \quad f_y = 5000 \frac{kg}{cm^2} \quad \phi = 0,9 \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad r_m = 3,6 \text{ cm}$$

Solicitaciones:

$$M_{u(-)} = \frac{M_{u(+)}}{2} = 2,64 \text{ Ton.m}$$

$$M_{u(-)} = N_c * Z$$

$$M_{u(-)} = 0,85 * \phi * f'_c * b * y_{lim} * \left(h - r_m - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

Iterando:

$$y_{im} = 1,035 \text{ cm}$$

$$N_c = 0,85 * \phi * f'_c * b * y_{lim} = 16627,28 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad A = \frac{F}{\sigma}$$

$$A_s = \frac{N_{cx}}{\phi f_y} = 3,69 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{s_{min}} = \left\{ \begin{array}{ll} f_y < 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \rho = 0,0020 * A_g \\ f_y > 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \rho \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} 0,0018 * \frac{4200}{f_y} * A_g \\ 0,0014 * A_g \end{array} \right\} \end{array} \right\}$$

$$A_g = h * b = 2000 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 3,024 \text{ cm}^2$$

Entonces: $A_s = 3,69 \text{ cm}^2$

Acero adoptado:

$$N_{barras} = 5$$

$$D_{barra} = 10 \text{ mm}$$

$$A_s = N_{barras} * \frac{D_{barra}^2}{4} * \pi = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } \Phi 10 \text{ mm } \frac{c}{20 \text{ cm}}$$

Momento nominal:

$$A_{s_{real}} = 3,92 \text{ cm}^2 \quad a = y_{lim} = 1,035 \text{ cm} \quad d = 16,4 \text{ cm} \quad f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$M_n = A_{s_{real}} * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3,11 \text{ Ton.m}$$

$$M_{u(-)} = 2,64 \text{ Ton.m} \leq M_n = 3,11 \text{ Ton.m}$$

c) Armadura de reparto o de temperatura

Datos:

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad f_y = 500 \text{ Mpa}$$

Cuantía mínima de armadura por retracción o temperatura:

$$\rho = \left\{ \begin{array}{ll} f_y < 420 \text{ MPa} & \rho = 0,0020 \\ f_y > 420 \text{ MPa} & \rho \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} 0,0018 * \frac{420}{f_y} \\ 0,0014 \end{array} \right\} \end{array} \right\}$$

$$\rho = 0,0015$$

Armadura mínima:

$$A_{smin} = \rho * b * h = 3 \text{ cm}^2$$

Armadura para 1 m de ancho:

$$N = 5 \quad \Phi = 10 \text{ mm}$$

$$A_s = N * \pi * \frac{\Phi^2}{4} = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento: } S_s = \frac{100 \text{ cm}}{N} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Espaciamiento máximo: } S_r = \min \left\{ \begin{array}{l} S_1 = 3 * h = 3 * 20 = 60 \text{ cm} \\ S_2 = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Usar } \Phi 10 \frac{c}{20 \text{ cm}}$$

d) Verificación por corte

Datos:

$$\begin{aligned} f'_c &= 21 \text{ Mpa} & \phi &= 0,75 & \lambda &= 1 & h &= 20 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} & r_m &= 3,6 \text{ cm} & d &= (h - r_m) = 16,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

Solicitaciones:

$$V_u = 4,42 \text{ Ton}$$

$$V_c = \phi * (0,17 * \lambda * \sqrt{f'_c}) * b * d = 9,77 \text{ Ton}$$

$$V_u = 4,42 \text{ tonnef} \leq V_c = 9,77 \text{ Ton}$$

En la siguiente tabla se muestra el resumen de las armaduras obtenidas por el CYPECAD 2019 y la verificación manual.

	C. MANUAL	CYPECAD 2019	% VARIACIÓN
A. longitudinal inferior	Asc= 10,05 cm^2	Asc= 10,05 cm^2	+0,00 %
A. longitudinal superior	Asc= 3,92 cm^2	Asc= 3,92 cm^2	+0,00 %
A. transversal o de temperatura	Asc= 3,92 cm^2	Asc= 3,92 cm^2	+0,00 %

3.5.4.2. Verificación de diseño rampa

Rampa 1

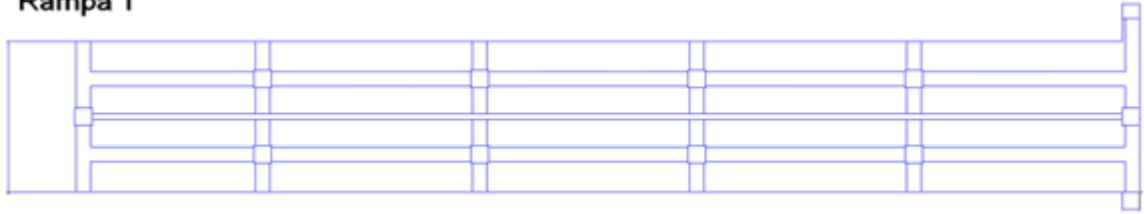


Figura 3.20 Vista en planta de Rampa

Fuente: Elaboración propia

Se considera la rampa como una losa unidireccional, el cálculo se lo realizara al igual que la escalera.

a) Armadura positiva

Datos:

$$f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2} \quad f_y = 5000 \frac{kg}{cm^2} \quad \phi = 0,9 \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$b = 130 \text{ cm} \quad r_m = 3 \text{ cm}$$

Solicitaciones:

$$M_{u(+)} = 0,21 \text{ Ton.m}$$

$$M_{u(+)} = N_c * Z$$

$$M_{u(+)} = 0,85 * \phi * f'_c * b * y_{lim} * \left(h - r_m - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

Iterando:

$$y_{im} = 0,059 \text{ cm}$$

$$N_c = 0,85 * \phi * f'_c * b * y_{lim} = 1232,19 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad A = \frac{F}{\sigma}$$

$$A_s = \frac{N_{cx}}{\phi f_y} = 0,27 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{s_{min}} = \left\{ \begin{array}{ll} f_y < 4200 \frac{kg}{cm^2} & \rho = 0,0020 * A_g \\ f_y > 4200 \frac{kg}{cm^2} & \rho \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} 0,0018 * \frac{4200}{f_y} * A_g \\ 0,0014 * A_g \end{array} \right\} \end{array} \right\}$$

$$A_g = h * b = 2600 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 3,93 \text{ cm}^2$$

Entonces: $A_s = 3,93 \text{ cm}^2$

Acero adoptado:

$$N_{barras} = 8$$

$$D_{barra} = 8 \text{ mm}$$

$$A_{s_x} = N_{barras} * \frac{D_{barra}^2}{4} * \pi = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } \Phi 8 \text{ mm } \frac{c}{15 \text{ cm}}$$

Momento nominal:

$$A_{s_{real}} = 4,02 \text{ cm}^2 \quad a = y_{lim} = 0,059 \text{ cm} \quad d = 17 \text{ cm} \quad f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$M_n = A_{s_{real}} * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3,41 \text{ Ton.m}$$

$$M_u = 0,21 \text{ Ton.m} \leq M_n = 3,41 \text{ Ton.m}$$

b) Armadura negativa

Datos:

$$f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2} \quad f_y = 5000 \frac{kg}{cm^2} \quad \phi = 0,9 \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$b = 130 \text{ cm} \quad r_m = 3 \text{ cm}$$

Solicitaciones:

$$M_{u(-)} = 0,43 \text{ Ton.m}$$

$$M_{u(-)} = N_c * Z$$

$$M_{u(-)} = 0,85 * \phi * f'_c * b * y_{lim} * \left(h - r_m - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

Iterando:

$$y_{im} = 0,12 \text{ cm}$$

$$N_c = 0,85 * \phi * f'_c * b * y_{lim} = 2506,14 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad A = \frac{F}{\sigma}$$

$$A_s = \frac{N_{cx}}{\phi f_y} = 0,55 \text{ cm}^2$$

Armatura mínima:

$$A_{s_{min}} = \left\{ \begin{array}{ll} f_y < 4200 \frac{kg}{cm^2} & \rho = 0,0020 * A_g \\ f_y > 4200 \frac{kg}{cm^2} & \rho \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} 0,0018 * \frac{4200}{f_y} * A_g \\ 0,0014 * A_g \end{array} \right\} \end{array} \right\}$$

$$A_g = h * b = 2600 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 3,93 \text{ cm}^2$$

Entonces: $A_s = 3,93 \text{ cm}^2$

Acero adoptado:

$$N_{barras} = 8$$

$$D_{barra} = 8 \text{ mm}$$

$$A_s = N_{barras} * \frac{D_{barra}^2}{4} * \pi = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } \Phi 8 \text{ mm } \frac{c}{15 \text{ cm}}$$

Momento nominal:

$$A_{s_{real}} = 4,02 \text{ cm}^2 \quad a = y_{lim} = 0,12 \text{ cm} \quad d = 17 \text{ cm} \quad f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$M_n = A_{s_{real}} * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3,4 \text{ Ton.m}$$

$$M_{u(-)} = 0,43 \text{ Ton.m} \leq M_n = 3,4 \text{ Ton.m}$$

c) Armadura de reparto o temperatura

Datos:

$$b = 130 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad f_y = 500 \text{ Mpa}$$

Cuantía mínima de armadura por retracción o temperatura:

$$\rho = \left\{ \begin{array}{ll} f_y < 420 \text{ MPa} & \rho = 0,0020 \\ f_y > 420 \text{ MPa} & \rho \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} 0,0018 * \frac{420}{f_y} \\ 0,0014 \end{array} \right\} \end{array} \right\}$$

$$\rho = 0,0015$$

Armadura mínima:

$$A_{smin} = \rho * b * h = 3,9 \text{ cm}^2$$

Armadura para 1 m de ancho:

$$N = 8 \quad \Phi = 8 \text{ mm}$$

$$A_s = N * \pi * \frac{\Phi^2}{4} = 4,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento: } S_s = \frac{130 \text{ cm}}{N} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Espaciamiento máximo: } S_r = \min \left\{ \begin{array}{l} S_1 = 3 * h = 3 * 20 = 60 \text{ cm} \\ S_2 = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Usar } \Phi 8 \frac{c}{15 \text{ cm}}$$

d) Verificación a corte

Datos:

$$\begin{aligned} f'_c &= 21 \text{ Mpa} & \phi &= 0,75 & \lambda &= 1 & h &= 20 \text{ cm} \\ b &= 130 \text{ cm} & r_m &= 3 \text{ cm} & d &= (h - r_m) = 17 \text{ cm} \end{aligned}$$

Solicitaciones:

$$V_u = 0,75 \text{ Ton}$$

$$V_c = \phi * (0,17 * \lambda * \sqrt{f'_c}) * b * d = 1,32 \text{ Ton}$$

$$V_u = 0,75 \text{ Ton} \leq V_c = 1,32 \text{ Ton}$$

	C. MANUAL	CYPECAD 2019	% VARIACIÓN
M. positivo x	Asc= 3,93 cm ²	Asc= 3,93 cm ²	+0,00 %
M. negativo x	Asc= 3,93 cm ²	Asc= 3,93 cm ²	+0,00 %

3.5.5. Fundaciones

3.5.5.1. Verificación diseño zapata aislada

Se realizará la verificación de la zapata más solicitada del grupo de la columna c99.

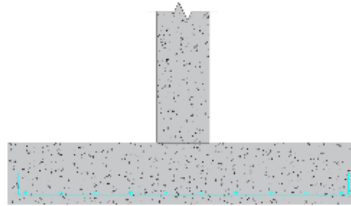


Figura 3.21 Esquema de la zapata aislada

Fuente: Elaboración propia

Datos

Carga solicitante: $P_{servicio} = 65 \text{ Ton}$ $P_{diseno} = 85,96 \text{ Ton}$

Propiedades del suelo: $Q_{admisible} = 1,4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Materiales: $\gamma_{concreto} = 2,4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$ $f'_c = 21 \text{ MPa}$ $f_y = 500 \text{ MPa}$ $\lambda = 1$

Geometría de la zapata: $r_{geo} = 5 \text{ cm}$ $d_b = 16 \text{ mm}$ $columna \rightarrow \begin{cases} a = 35 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases}$

a) Área de la zapata

Área necesaria de la zapata:

$$P_{servicio} = 65 \text{ Ton} \quad Q_{admisible} = 1,4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$
$$A_{nec} = \frac{P_{servicio} + 0,05 * P_{servicio}}{Q_{admisible}} = 4,88 \text{ m}^2$$
$$B_1 = \sqrt{A_{nec}} = 2,21 \text{ m}$$

Se adopta $B = 2,35 \text{ m}$.

b) Altura de la zapata

$$r_{geo} = 5 \text{ cm} \quad d_b = 1,6 \text{ cm} \quad B = 2,35 \text{ m}$$

Predimensionamiento, dependerá de cortante o punzonamiento.

$$d = \frac{B}{5} = 0,47 \text{ m}$$

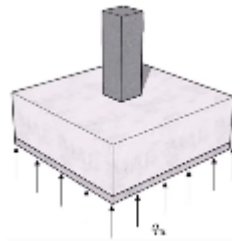
$$r_{mec} = r_{geo} + 1,5 * d_b = 7,4 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces: } H = d + r_{mec} = 54,4 \text{ cm}$$

$$\text{Altura mínima: } H_{min} = 15 \text{ cm} + r_{mec} = 22,4 \text{ cm}$$

Se adopta la altura mayor, por lo tanto: $H = 50 \text{ cm}$

c) Reacción amplificada del suelo



Cálculo de la reacción amplificada o mayorada q_u del suelo:

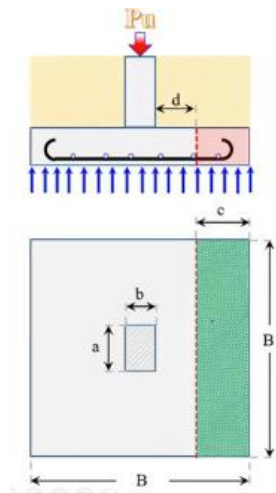
$$P_{diseno} = 85,96 \text{ Ton} \quad B = 235 \text{ cm}$$

$$q_u = \frac{P_{diseno}}{B^2} = 1,52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

(La norma nos dice que se debe realizar la verificación y diseño con las cargas mayoradas, es decir el q_u es la reacción del suelo mayorada).

d) Verificación a cortante en una dirección

$$a = 35 \text{ cm} \quad b = 35 \text{ cm} \quad H = 50 \text{ cm} \quad r_{mec} = 7,4 \text{ cm}$$



$$d = H - r_{mec} = 42,6 \text{ cm}$$

Cálculo del cortante actual real:

$$a = b = 35 \text{ cm} \quad B = 2,35 \text{ m} \quad d = 42,6 \text{ cm} \quad q_u = 1,52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_u = \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2} - d \right) * B * q_u = 20,51 \text{ Ton}$$

Cálculo del cortante que resiste el concreto V_c :

$$f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad B = 235 \text{ cm} \quad d = 42,6 \text{ cm} \quad \lambda = 1$$

$$V_c = 0,53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * B * d = 77,64 \text{ Ton}$$

$$\phi = 0,75 \quad \phi * V_c = 58,23 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 58,23 \text{ Ton} \geq V_u = 20,51 \text{ Ton}$$

e) Verificación a cortante en dos direcciones o punzonamiento

El esfuerzo por punzonamiento actúa a una distancia media del peralte efectivo $d/2$ desde las caras de la columna.

Diseño de la zapata considerando la transmisión de fuerza cortante en dos direcciones:

$$a = b = 35 \text{ cm} \quad B = 2,35 \text{ m} \quad d = 42,6 \text{ cm} \quad q_u = 1,52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_u = (B^2 - (a + d) * (b + d)) * q_u = 74,8 \text{ Ton}$$

Cortante resistente del concreto en dos direcciones:

$$a = b = 35 \text{ cm} \quad f'_c = 21 \text{ MPa} \quad \lambda = 1 \quad \alpha_s = 40$$

$$b_o = 2 * (a + d) + 2 * (b + d) = 310,4 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{a}{b} = 1$$

$$V_{c1} = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{3} * b_o * d = 205,97 \text{ Ton}$$

$$V_{c2} = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} * \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) * b_o * d = 308,95 \text{ Ton}$$

$$V_{c3} = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{12} * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o} \right) * b_o * d = 385,66 \text{ Ton}$$

Se adopta el menor valor, entonces

$$V_c = 205,97 \text{ Ton} \quad \phi = 0,75 \quad \phi * V_c = 154,48 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 154,48 \text{ Ton} \geq V_u = 74,8 \text{ Ton}$$

f) Verificación a flexión

Diseño de la zapata para resistir momento flexionante:

$$a = b = 35 \text{ cm} \quad B = 2,35 \text{ m} \quad d = 42,6 \text{ cm} \quad q_u = 1,52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_u = \left(B * \left(\frac{B - b}{2} \right) \right) * q_u * \frac{(B - b)}{4} = 17,86 \text{ Ton.m}$$

Cálculo del área de acero requerido:

$$\phi = 0,9 \quad f'_c = 21 \text{ MPa} \quad f_y = 500 \text{ MPa} \quad B = 2,35 \text{ m} \quad d = 42,6 \text{ cm}$$

$$A_{s\text{ nec}} = 0,85 * B * d * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * B * d^2}} \right)$$

$$A_{s\text{ nec}} = 9,26 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_g = B * d = 10011 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{ min}} = \left\{ \begin{array}{ll} f_y < 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \rho = 0,0020 * A_g \\ f_y > 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \rho \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} 0,0018 * \frac{4200}{f_y} * A_g \\ 0,0014 * A_g \end{array} \right\} \end{array} \right\}$$

$$A_{s\text{ min}1} = 15,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{ min}2} = 0,0018 * A_g = 18,02 \text{ cm}^2$$

Adoptamos $A_s = 18,02 \text{ cm}^2$

Numero de barras:

$$d_b = 1,6 \text{ cm}$$

$$A_{sb} = \pi * \frac{d_b^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{A_s}{A_{sb}} = 8,96 \approx 9$$

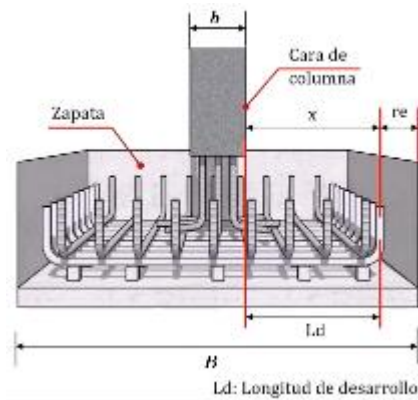
Espaciamiento:

$$N = 9 \quad A_{s\text{ real}} = N * \pi * \frac{d_b^2}{4} = 18,1 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{B - 2 * r_{mec}}{N - 1} = 27,53 \approx 27 \text{ cm}$$

g) Cálculo de la longitud de desarrollo

La longitud de desarrollo se mide desde la cara de la columna:



$$b = 35 \text{ cm} \quad r_{mec} = 7,4 \text{ cm} \quad B = 235 \text{ cm} \quad r_{geo} = 5 \text{ cm}$$

$$X = \frac{B - b}{2} - r_{geo} = 95 \text{ cm}$$

$$c_b = \min \left\{ \frac{r_{mec}}{2} \right\} = 7,4 \text{ cm}$$

$$c_b = 7,4 \text{ cm} \quad d_b = 1,6 \text{ cm} \quad k_{tr} = 0$$

$$\varphi_t = 1,3 \quad \varphi_e = 1 \quad \varphi_s = 0,8 \quad \lambda = 1 \quad f_y = 500 \text{ MPa} \quad f'_c = 21 \text{ MPa}$$

$$M_1 = \frac{c_b - k_{tr}}{d_b} = 4,63 \quad M_2 = 2,5$$

Se escoge el menor entonces $M = 2,5$

$$l_d = \frac{9 * f_y * \varphi_t * \varphi_e * \varphi_s}{10 * \lambda * \sqrt{f'_c} * M} = 65,36 \approx 66 \text{ cm}$$

h) Verificación si requiere gancho

- Si el valor de $X > L_d$ las barras de la zapata NO necesitan ganchos
- Si el valor de $X < L_d$ las barras de la zapata SI necesitan ganchos



$$X = 95 \text{ cm} > l_d = 66 \text{ cm} \text{ (No requiere gancho)}$$

	C. MANUAL	CYPECAD 2019	% VARIACIÓN
M. positivo x	Asc= 18,02 cm^2	Asc= 18,02 cm^2	+0,00 %
M. positivo y	Asc= 18,02 cm^2	Asc= 18,02 cm^2	+0,00 %

3.6. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.6.1. Especificaciones técnicas

En las especificaciones técnicas se tiene una referencia de cómo realizar cada ítem. El equipo y maquinaria por utilizar, el personal necesario para correcta realización del ítem y por último la forma de pago. (Véase anexo A-7).

3.6.2. Precios unitarios

El análisis de los precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detallado en el anexo A-5.

3.6.3. Cálculos métricos

Los cálculos métricos sirven para cuantificar la cantidad de material que va a entrar en nuestra obra de esa forma poder estimar el presupuesto total del proyecto ver Anexo A-4.

3.6.4. Presupuesto general de la obra

Se obtiene en función a los volúmenes de la obra y precios unitarios correspondiente a cada ítem. Tomando como presupuesto general la de las cantidades, llegando a un presupuesto total de la obra de 11150390,25 Bs detallado en el anexo A-5.

3.6.5. Planeamiento y cronograma

Se realizó un cronograma de actividades que se recomienda seguir en la construcción de la Unidad Educativa Ferroviario. Según el cronograma mostrado en el Anexo A-6.

4. APORTE ACADÉMICO DEL ESTUDIANTE (DISEÑO DE MÉNSULA CORTA PARA JUNTA DE DILATACIÓN)

4.1. Marco conceptual

Las ménsulas son elementos estructurales cuya relación entre el claro de cortante y el peralte es menor que uno y su comportamiento es como una armadura simple o vigas peraltadas diseñadas por cortante.

Este elemento, junto con otros que no pueden ser tampoco calculados con los métodos clásicos, está calificado por la Instrucción Española del Hormigón Estructural (EHE-08) como una Región D. La definición y características de las regiones D, o regiones de discontinuidad, están recogidas en la norma citada, pero en general son estructuras o partes de una estructura en la que no es válida la teoría general de flexión, es decir, no podemos aplicar las hipótesis de Bernoulli-Navier ni Kirchhoff.

Su uso es muy habitual en las edificaciones industriales, para el empleo de puentes grúas y se utilizan siempre en estructuras de hormigón armado prefabricado (o premoldeado).

En este proyecto se les da a las ménsulas cortas el apoyo para que trabaje como junta de dilatación, están pensadas para aquellos casos en los que se necesita, por ejemplo, suprimir un pilar doble de junta.

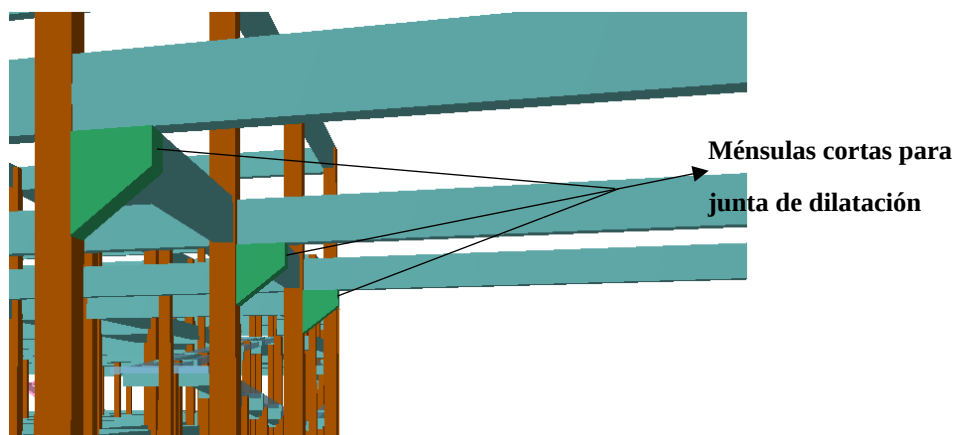


Figura 4.1 Ubicación de ménsulas cortas (Izquierda)

Fuente: Cypecad 2019

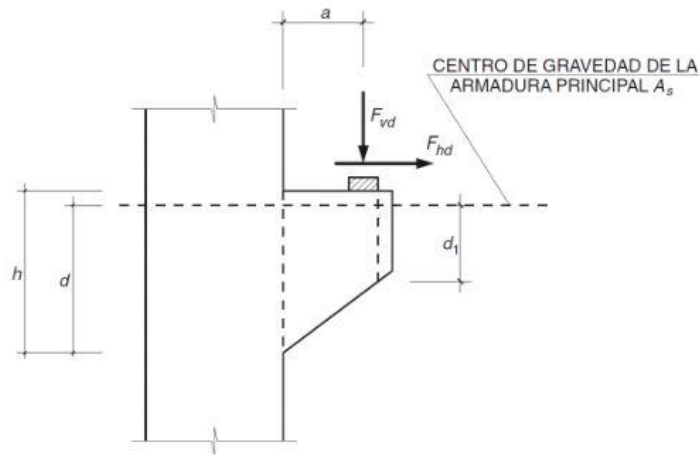


Figura 4.2 Dimensiones características de una ménsula

Fuente: F. de B. Varona Moya – L. Bañón Blázquez – J. A. López Juárez

Tipos de ménsulas

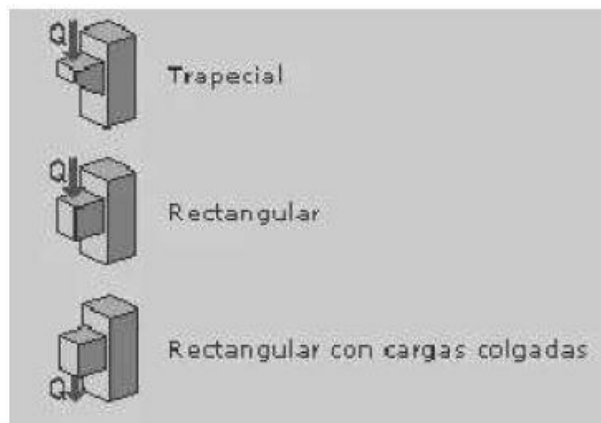


Figura 4.3 Tipos de ménsulas

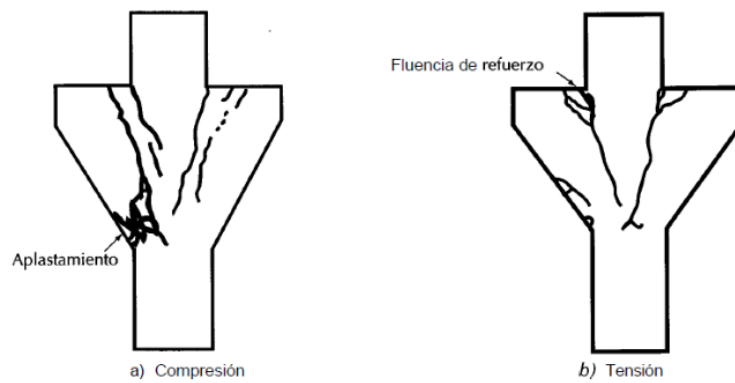
Fuente: Apuntes Hormigón Armado U.M.S.A

Comportamiento

A continuación, se describen los principales modos de falla observados en ensayos de ménsulas:

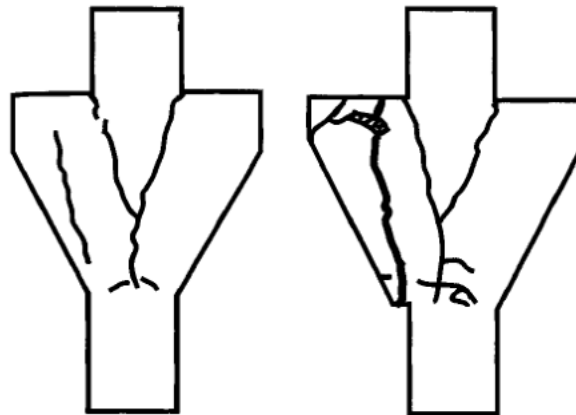
a) Falla por flexión

Falla similar al de vigas largas. Consiste en el aplastamiento por compresión del concreto, lo cual ocurre antes o después de que fluya el acero de tensión.



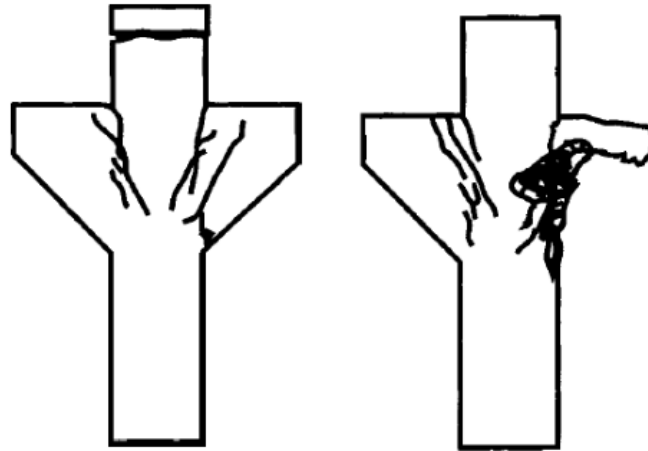
b) Falla por tensión diagonal

En este tipo de falla se forma inicialmente un agrieta de flexión, a partir de la cual se desarrolla una grieta inclinada que se extiende desde el borde de la placa de carga, en la cara superior de la ménsula, hasta la intersección de la cara inclinada de la ménsula con la columna.



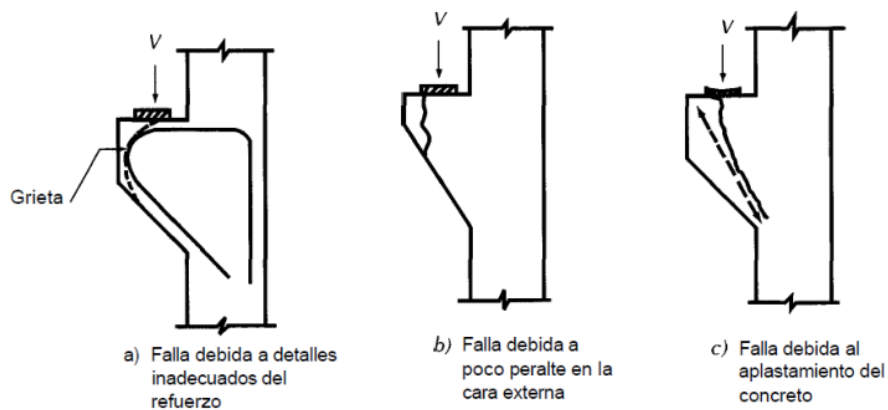
c) Falla por cortante directo

Este tipo de falla se caracteriza por el desarrollo de pequeñas grietas inclinadas en el plano de intersección de la columna y ménsula.



d) Modos secundarios de fallas

Estos modos de falla se dan por detalles inadecuados en la geometría de la ménsula o en la colocación del refuerzo. La resistencia de las ménsulas cuando se desarrollan un modo secundario de falla es menor que la correspondiente a los tipos principales de falla indicados en a, b y c, por tanto, conviene evitarlos mediante detalles adecuados en la geometría y en la colocación del acero de refuerzo.



4.2. Marco teórico

Resistencia y dimensionamiento de ménsulas

Las expresiones utilizadas para calcular la resistencia de las ménsulas son de naturaleza empírica, es decir, se han obtenido a partir de análisis estadístico de los resultados de ensayos. Se muestra a continuación lo indicado en el Reglamento del ACI 318S-14 en su sección 16.5.

La ménsula indicada en la figura 4.3, puede fallar por cortante a lo largo de la interfaz entre la columna y la ménsula, por fluencia del estribo en tracción, por aplastamiento del puntal a compresión o debido a una falla localizada o de cortante bajo la platina de carga.

El método de diseño indicado en el ACI318S-14 ha sido validado sólo para los casos en que $\frac{a_v}{d} \leq 1$. Además, es aplicable para los casos en que $N_{uc} < V_u$.

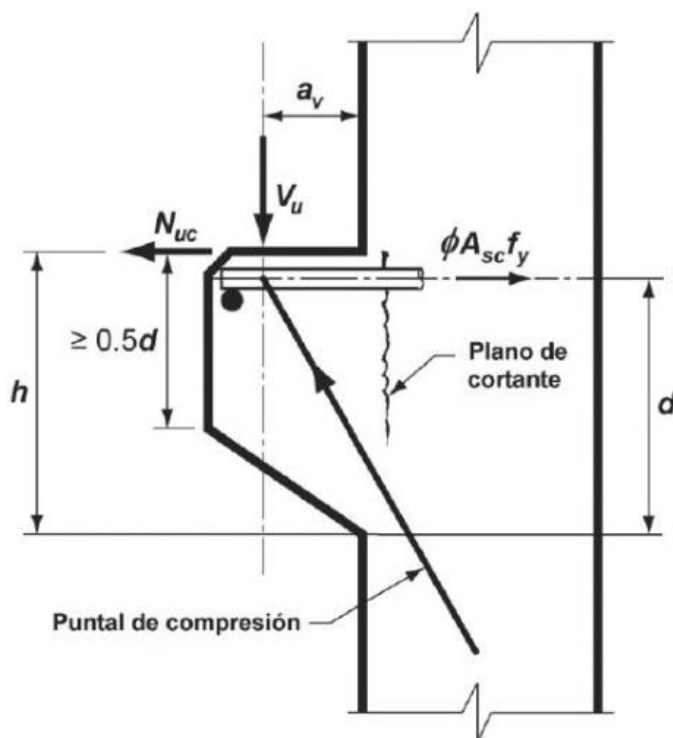


Figura 4.4 Acción estructural en una ménsula

Fuente: Apuntes Hormigón Armado UMSA

Límites dimensionales

La altura efectiva d debe medirse en la cara del apoyo, y la altura total en el borde exterior debe ser al menos $0,5 * d$.

Como recomendaciones al momento de seleccionar las dimensiones de la ménsula de pueden indicar las siguientes:

- i. El valor de a_v usado en los cálculos se debe tomar como el doble del espacio entre la viga y la columna.

- ii. La separación mínima entre la viga y la columna será de 3cm para un correcto montaje.
- iii. El ancho de la placa de apoyo se calcula en función de la resistencia al aplastamiento en el concreto.
- iv. Se recomienda usar una relación $\frac{a_v}{d}$ entre 0,15 y 0,40.

Las dimensiones de la ménsula deben seleccionarse de manera que $\frac{V_u}{\phi}$ no exceda el menor de los siguientes tres valores. En este caso se debe considerar $\phi = 0,75$.

$$\frac{V_u}{\phi} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,20 * f'_c * b_w * d \\ (34 + 0,08 * f'_c) * b_w * d \\ 110 * b_w * d \end{array} \right\}$$

Resistencia requerida

La sección en la cara del apoyo debe diseñarse para resistir simultáneamente el cortante mayorado V_u , la fuerza mayorada de tracción horizontal N_{uc} y el momento mayorado M_u dado por $(V_u * a_v + N_{uc} * (h - d))$.

La fuerza de tracción mayorada, N_{uc} , no debe ser menor que $0,20 * V_u$.

Resistencia de diseño

La resistencia de diseño en todas las secciones debe cumplir con $\phi * S_n \geq U$ para cada una de las solicitaciones, por lo que, se debe cumplir con:

$$\phi * N_n \geq N_{uc} \quad \phi * V_n \geq V_u \quad \phi * M_n \geq M_u$$

- a) La resistencia a tracción $\phi * N_n$ proporcionada por A_n

$$\phi * N_n = \phi * A_n * f_y$$

Por tanto:

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi * f_y}$$

- b) La resistencia a cortante $\phi * V_n$ proporcionada por A_{vf} , se calculan con los requisitos dados para fricción-cortante, donde A_{vf} es el área de refuerzo que cruza el plano de cortante supuesto.

$$\phi * V_n = \phi * \mu * A_{vf} * f_y$$

Por tanto:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi * \mu * f_y}$$

Dónde μ es el coeficiente de fricción de acuerdo con la siguiente tabla:

Estado de la superficie de contacto	Coeficiente de fricción μ
Concreto construido monolíticamente.	1,40
Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, e intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 6 mm.	1,00
Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, y que no se hizo intencionalmente rugoso.	0,60
Concreto construido contra acero estructural que está tal como fue laminado, sin pintar, y con el cortante transferido a través de la superficie de contacto por medio de pernos con cabeza o por medio de barras o alambres corrugados soldados.	0,70

Tabla 4.1 Coeficiente de fricción μ

Fuente: NB 1225001

c) La resistencia a flexión $\phi * M_n$ proporcionada por A_f .

$$\phi * M_n = \phi * A_f * f_y * z$$

z puede ser tomado como $0,8 * d$.

$$A_f = \frac{M_u}{\phi * f_y * z}$$

Límites del refuerzo

Una vez que se han calculado las áreas de acero A_n, A_{vf}, A_f , este acero debe distribuirse en un área de acero principal A_{sc} que se coloca en la parte superior, y un área restante A_h que se distribuye en los $2/3$ superiores del peralte, de acuerdo con la figura 4.4.

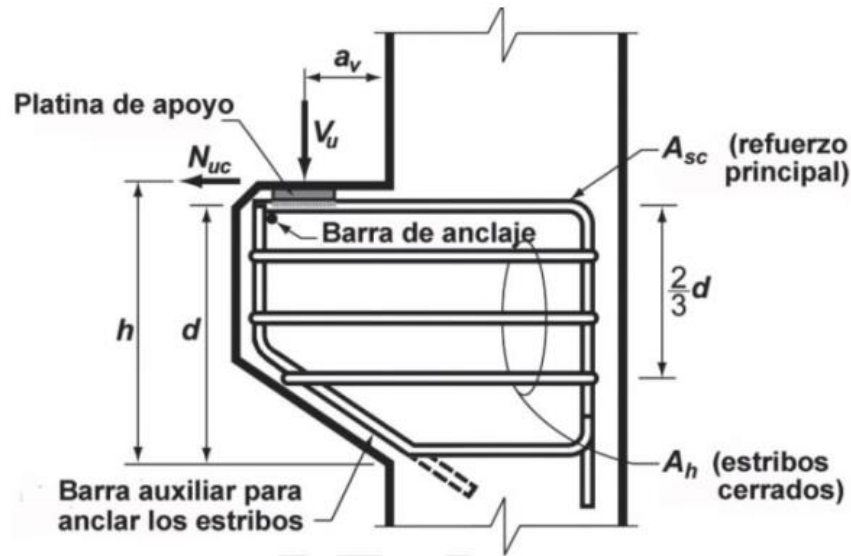


Figura 4.5 Detalle de refuerzo de una ménsula

Fuente: Apuntes Hormigón Armado UMSA

El área del refuerzo principal de tracción, A_{sc} , debe ser al menos el mayor de los siguientes valores:

$$A_{sc} = \text{mayor de} \left\{ \begin{array}{l} A_f + A_n \\ \frac{2}{3} * A_{vf} + A_n \\ 0,04 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) * (b_w * d) \end{array} \right\}$$

El área total de estribos cerrados o estribos paralelos al refuerzo principal de tracción, A_h , debe ser al menos:

$$0,5(A_{sc} - A_n)$$

El ACI indica además que el refuerzo debe anclarse adecuadamente en su extremo, esto se logra soldando un ángulo o una barra transversal del mismo diámetro.

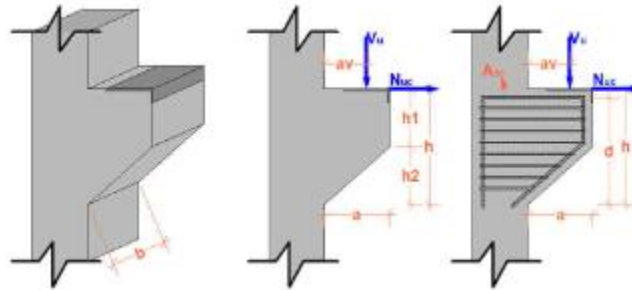
4.3. Aporte

4.3.1. Diseño de la ménsula corta

Datos:

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 50 \text{ cm} \quad a_v = 15 \text{ cm} \quad r_{mec} = 3,5 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \phi = 0,75 \quad \mu = 1,40$$



Altura útil:

$$d = h - r_{mec} = 46,5 \text{ cm}$$

$$h_1 \geq 0,5 * d = 30,2 \approx 30 \text{ cm}$$

Solicitaciones:

$$V_u = 4,11 \text{ Ton}$$

$$N_{uc} = 0,20 * V_u = 0,82 \text{ Ton}$$

Verificación de ménsula corta:

$$a_v = 15 \text{ cm} \quad d = 46,5 \text{ cm}$$

$$\frac{a_v}{d} = 0,32 \leq 1$$

Si $\frac{a_v}{d}$ es mayor a 1 y menor a 2, entonces se debe calcular con ménsula larga.

Verificación de V_u :

Para concreto de densidad normal, las dimensiones de las ménsulas o cartelas deben seleccionarse de manera que V_u no exceda el valor menor.

$$V_u \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,2 * \phi * f'_c * b * d \\ (34 + 0,08 * f'_c) * \phi * b * d \\ 110 * \phi * b * d \end{array} \right\}$$

Datos.

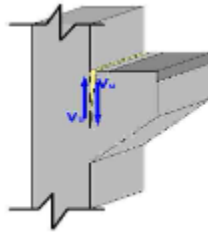
$$\phi = 0,75 \quad f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2} \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = 46,5 \text{ cm}$$

Reemplazando en las expresiones.

$$4,11 \text{ tonnef} \leq \begin{cases} 0,2 * \phi * f'_c * b * d = 43,94 \text{ Ton} \\ (34 + 0,08 * f'_c) * \phi * b * d = 53,15 \text{ Ton} \\ 110 * \phi * b * d = 115,09 \text{ Ton} \end{cases}$$

Se verifica que V_u es menor al valor menor de las expresiones.

Diseño a corte por fricción:



$$V_u = (\phi * A_{vf} * f_y) * \mu$$

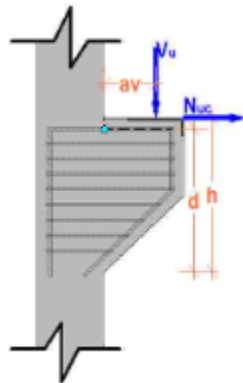
$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi * A_{vf} * f_y}$$

$$V_u = 4,11 \text{ Ton} \quad \phi = 0,75 \quad f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

Armadura necesaria para corte por fricción.

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi * A_{vf} * f_y} = 0,93 \text{ cm}^2$$

Diseño por flexión:



1. Cálculo del momento último

Datos:

$$V_u = 4,11 \text{ Ton} \quad a_v = 15 \text{ cm} \quad N_{uc} = 0,82 \text{ Ton} \quad h = 50 \text{ cm} \quad d = 46,5 \text{ cm}$$

Reemplazando en la expresión:

$$M_u = V_u * a_v + N_{uc} * (h - d) = 0,65 \text{ Ton.m}$$

2. Cálculo del momento reducido

Datos:

$$M_u = 0,65 \text{ tonnef.m} \quad \phi = 0,75 \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = 46,5 \text{ cm} \quad f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Reemplazando en la expresión:

$$\mu_u = \frac{M_u}{\phi * b * d^2 * f'_c} = 0,00632$$

Cuantía necesaria:

$$w_{s1} = 0,85 * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \mu_u}{0,85}} \right) = 0,00634$$

3. Cálculo armadura necesaria por flexión

Datos:

$$w_{s1} = 0,00634 \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = 46,5 \text{ cm} \quad f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Reemplazando en la expresión:

$$A_f = w_{s1} * \frac{b * d * f'_c}{f_y} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Diseño para resistir N_{uc} (tracción):

Datos

$$N_{uc} = 0,82 \text{ tonnef} \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Sustituyendo en la expresión:

$$\phi * A_n * f_y \geq N_{uc}$$

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi * f_y} = 0,26 \text{ cm}^2$$

a) Armadura principal de tracción

El área del refuerzo principal de tracción, A_{sc} , debe ser al menos el mayor de los siguientes valores:

$$A_{sc} = \text{mayor de} \left\{ \begin{array}{l} A_f + A_n \\ \frac{2}{3} * A_{vf} + A_n \\ 0,04 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) * (b_w * d) \end{array} \right\}$$

Datos:

$$A_f = 0,44 \text{ cm}^2 \quad A_n = 0,26 \text{ cm}^2 \quad A_{vf} = 0,93 \text{ cm}^2 \quad f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Sustituyendo en las expresiones:

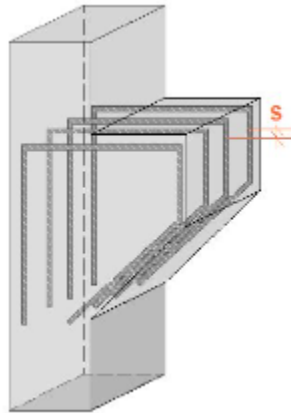
$$A_{sc} = \text{mayor de} \left\{ \begin{array}{l} A_f + A_n = 0,70 \text{ cm}^2 \\ \frac{2}{3} * A_{vf} + A_n = 0,88 \text{ cm}^2 \\ 0,04 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) * (b_w * d) = 2,8 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

Entonces la armadura necesaria $A_{sc}=2,8 \text{ cm}^2$

$$N_{b_{sc}} = 4 \quad d_{b_{sc}} = 10 \text{ mm}$$

Armadura real $A_{screal}=3,14 \text{ cm}^2$ (Usar 4 Φ 10 mm)

Espaciamiento entre barras:



Datos:

$$b = 30 \text{ cm} \quad r_{geo} = 2 \text{ cm} \quad d_{bh} = 0,8 \text{ cm} \quad N_{bsc} = 4 \quad d_{bsc} = 1 \text{ cm}$$

Sustituyendo:

$$s = \frac{b - 2 * r_{geo} - 2 * d_{bh} - N_{bsc} * d_{bsc}}{N_{bsc} - 1} = 6,8 \text{ cm}$$

b) Armadura total para los estribos

Datos:

$$A_{sc} = 2,8 \text{ cm}^2 \quad A_n = 0,26 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo en la expresión:

$$A_h \geq 0,5 * (A_{sc} - A_n) = 1,26 \text{ cm}^2$$

Armadura real para los estribos

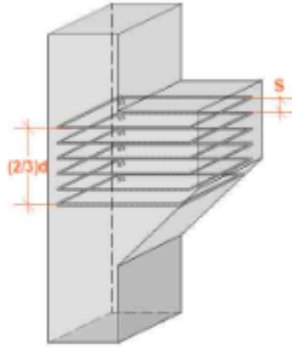
$$N_{bh} = 3 \quad d_{bh} = 8 \text{ mm}$$

Armadura real $A_{shreal} = 1,51 \text{ cm}^2$ (Usar 3 Φ 8 mm)

Espaciamiento entre estribos:

Datos:

$$d = 46,5 \text{ cm} \quad d_{bsc} = 1 \text{ cm} \quad d_{bh} = 0,8 \text{ cm} \quad N_{bh} = 4$$



Reemplazando en la expresión:

$$s = \frac{\frac{2}{3} * d - \frac{d_{bsc}}{2} - \frac{d_{bh}}{2} - (N_{bh} - 1) * d_{bh}}{N_{bh}} = 9,5 \text{ cm}$$

c) Armadura mínima

$$\frac{A_{screal}}{b * d} \geq 0,04 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

Datos:

$$A_{screal} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = 46,50 \text{ cm} \quad f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Reemplazando en la ecuación:

$$\frac{A_{screal}}{b * d} = 0,0023 \geq 0,04 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) = 0,0020$$

En la siguiente tabla se muestra el resumen de las armaduras obtenidas por el CYPECAD 2019 y la verificación manual:

	C. MANUAL	CYPECAD 2019	% VARIACIÓN
A. principal de tracción	Asc= 3,14 cm^2	Asc= 3,14 cm^2	0,00 %
A. total de estribo	Asc= 1,51 cm^2	Asc= 1,51 cm^2	0,00 %

No hay variación debido a que es un elemento pequeño y no hay diferencia en el cálculo manual con el cálculo del Cypecad.

d) Detalle de armado

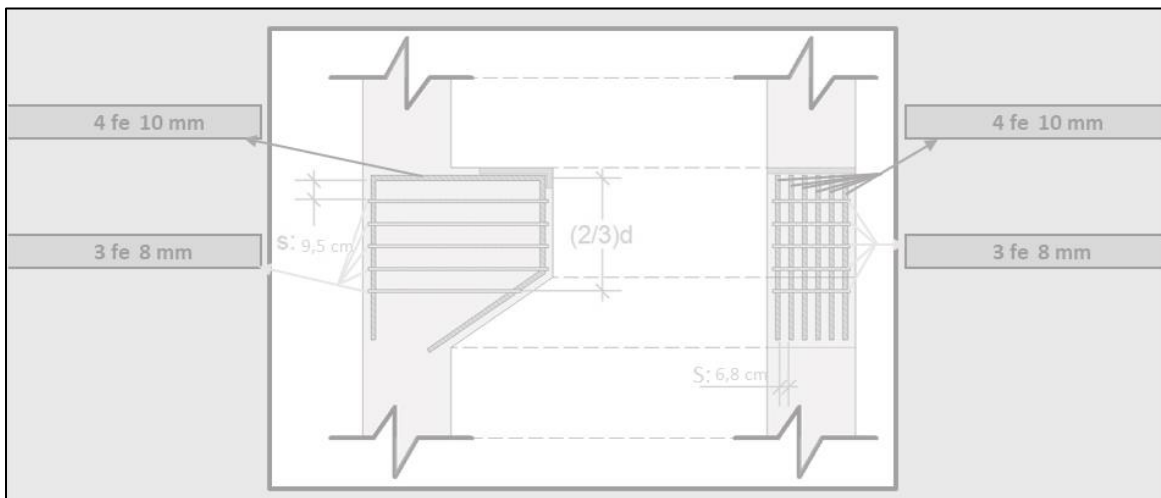


Figura 4.6 Detalle de refuerzo de ménsula

Fuente: Elaboración propia

4.3.2. Costo de ménsula corta

Cómputos métricos:

Nro. de veces	Ancho b (m)	Alto h (m)	Largo l (m)	Volumen (m³)	Volumen total (m³)
6	0,40	0,30	0,30	0,036	0,22
6	0,20	0,40	0,30	0,012	0,072
					0,30

Para realizar el costo de la ménsula corta se adopta el precio unitario de viga de encadenado.

Por lo tanto:

Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario (Bs)	Parcial (Bs)
Ménsula Corta	m³	0,30	4551,67	1365,50

El costo para realizar las ménsulas cortas asciende a los 1365,50 Bs.

4.4. Conclusiones y recomendaciones del aporte académico

Conclusiones

- Se sustituyeron las juntas de dilatación en el eje “x” del proyecto (es decir la estructura separada por columna doble), con ménsulas cortas; con la finalidad de optimizar costos.
- Las ménsulas cortas fueron diseñadas por la metodología ACI 318S-14, debido a que la norma boliviana se fundamenta en los conceptos de la norma citada.
- El costo para la construcción de las ménsulas cortas asciende a los 1365,50 Bs.
- Realizando un análisis de costo en construir una junta de dilatación separada con columna doble a una con ménsulas cortas, se tiene que en la primera se tendría un costo de 24529,70 Bs; mientras que el costo de realizar las ménsulas cortas es igual a 1365,50 Bs, esto equivale a 18 veces menos del valor anterior.

Recomendaciones

- En el diseño de la ménsula corta se debe verificar que la relación del vuelo “ a_v ” y el peralte efectivo “ d ” sea menor a 1, caso contrario la metodología que se aplicó no corresponde.
- Al momento de construir, se debe tener cuidado en generar un vaciado monolítico de las ménsulas cortas con el fin de evitar secciones frágiles y agrietamientos.
- Se recomienda estudiar el comportamiento y diseño de ménsulas cortas en edificios de varios niveles considerando las incidencias de esfuerzos cortantes.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Una vez finalizado el diseño estructural del proyecto se llegó a las siguientes conclusiones:

- Se realizó el cálculo estructural mediante el software de diseño Cypecad 2019, para una posterior verificación manual de los elementos más solicitados de la estructura conforme a la norma boliviana NB 1225001.
- Se realizó el estudio de suelos dando como resultado $1,40 \text{ kg/cm}^2$ (capacidad portante del suelo) a un nivel de 2,5 m de profundidad por debajo del terreno natural, el cual se utilizó en el cálculo estructural.
- Se realizó la verificación de la topografía, dando desniveles menores a 50 cm, se pudo considerar el terreno como plano. El desnivel que presenta la calzada respecto al punto de emplazamiento de la estructura es de 15 cm.
- Se realizó el diseño de la estructura de sustentación de la cubierta con cerchas metálicas a partir de perfiles de acero conformado en frío por la norma AISI-LFRD.
- Para el diseño de losas de entre piso se adoptó el tipo de losas casetonadas en dos direcciones de $h= 30 \text{ cm}$, debido a las grandes luces entre apoyos que presentan los ambientes.
- Respecto en cuanto al tipo de fundación más adecuada para el tipo de terreno que se presenta en el proyecto se adoptaron las zapatas aisladas, las cuales satisfacen las necesidades técnicas del proyecto.
- Los elementos estructurales se calcularon con el software de diseño Cypecad 2019, éste nos dio valores más elevados (entre 5% y 10%) con relación al cálculo manual debido a que este programa toma otros aspectos, como los constructivos y disposición de armadura, lo que no se toma en cuenta en el cálculo manual, por lo que se optimizó algunas armaduras y espaciamiento.

- El costo estimado que contempla obra gruesa y obra fina es de 11150390,25 Bs. para la ejecución del proyecto, esto equivale a 2397,93 Bs. por m² de construcción; con el plan de obra definido se podrá ejecutar en un tiempo de 479 días calendarios.
- A pesar de no contemplarse dentro de los objetivos y/o alcance del proyecto el análisis sísmico; observando el mapa probabilístico de amenaza sísmica de Bolivia, la ciudad de Villa Montes presenta una aceleración pico de suelo (PGA) máxima de 7,75%, según los rangos de aceleración pico del suelo (PGA) los valores de 0 a 8% se consideran como grado de amenaza bajo, en consecuencia, no amerita un diseño sísmo resistente.

RECOMENDACIONES

- La ejecución de la construcción debe seguir la normativa, especificaciones técnicas, control de ejecución, equipos adecuados, todo lo necesario y óptimo para un buen desarrollo del proyecto.
- Si en el momento de la ejecución se realiza algún cambio de tamaño, posición, y/o materiales diferentes a los especificados, se deberá recalcular la estructura de manera tal que se garantice su estabilidad e integridad ante los cambios.
- Se debe tener cuidado al momento de introducir las cargas en el modelo estructural generado, ya que el software Cypecad depende de estos datos para realizar un adecuado análisis y diseño de los elementos.
- Considerando que por lo general los resultados del software son sobredimensionados en las cantidades de acero recomendadas, en necesario realizar una verificación manual principalmente en los elementos más solicitados.