

CAPÍTULO I

1. OBJETO DEL PROYECTO

1.1. Problema.

Como es de conocimiento a nivel departamental, la provincia Arce en los últimos años han aumentado la cantidad de producción agrícola, frutícola y ganadera, esto debido a diferentes factores, con el transcurrir del tiempo las proyecciones quedaron sin efecto y las infraestructuras con baja capacidad para la distribución y comercio de la producción de la zona.

Debido a este problema se generó el estudio para el diseño del Mercado de Abasto para el Municipio de Padcaya.

1.1.1. Planteamiento.

De acuerdo a información recabada del Gobierno Autónomo Municipal de Padcaya y el Instituto Nacional de Estadística (INE), se llega a la conclusión de que la infraestructura existente no responde a las exigencias que tiene la población para comercializar los productos producidos en la región, trayendo consigo una migración de los productos y como consecuencia la baja en la economía de la población, además genera problemas de desarrollo ya que no es posible que todos los productores agrícolas, frutícolas y ganaderos de las zonas aledañas puedan comercializar sus productos y obtén por no otras formas de sustento económico.

La provincia Arce es la tercera provincia del Departamento con mayores unidades de producción agropecuaria, en producción agrícola es la segunda por detrás de Gran Chaco al igual que en ganadera. Estos datos reflejan que en la provincia y principalmente en la primera sección (Municipio de Padcaya) es necesario la implementación de un nuevo mercado que cumpla con las necesidades que tienen los sectores involucrados.

Tabla N° 1.1.1. Superficie total de las unidades de producción agropecuaria por provincia, según uso de la tierra, censo agropecuario 2013.

USO DE LA TIERRA	TARIJA	ANICETO ARCE	AVILÉS	BURNET O' CONNOR	CERCADO	GRAN CHACO	MÉNDEZ
TOTAL	1.350.077,1	73.184,0	28.360,0	88.351,8	45.009,4	1.089.408,4	25.763,6
Agrícola	155.211,7	24.219,3	7.780,1	16.593,0	13.069,3	81.407,8	12.142,3
Superficie cultivada en verano	123.994,4	19.507,8	6.435,2	11.249,0	10.277,4	67.019,6	9.505,4
Superficie tierras en barbecho	8.912,6	885,0	135,2	758,0	620,5	6.179,0	335,1
Superficie tierras en descanso	22.304,8	3.826,5	1.209,7	4.586,1	2.171,4	8.209,2	2.301,8
Ganadera	109.086,3	25.793,5	13.578,6	9.579,6	16.377,7	35.404,9	8.352,0
Pastos cultivados	22.381,9	108,8	0,6	1.327,9	14,5	20.924,9	5,2
Pastos naturales	86.704,4	25.684,7	13.578,0	8.251,8	16.363,3	14.480,0	8.346,8
Forestal	1.045.191,6	21.023,2	89,3	60.340,9	6.166,3	957.110,3	461,7
Plantaciones forestales	1.267,5	230,9	25,5	51,1	94,2	776,7	89,1
Bosques o montes	1.043.924,1	20.792,3	63,9	60.289,8	6.072,1	956.333,6	372,6
No agrícola	40.587,4	2.148,0	6.912,0	1.838,2	9.396,1	15.485,4	4.807,7
Otras tierras	40.587,4	2.148,0	6.912,0	1.838,2	9.396,1	15.485,4	4.807,7

((INE), 2013)

Los probables orígenes de la baja en la economía y el desarrollo del municipio se deben a:

- Dificultad para la comercialización de los productos producidos en las comunidades aledañas.
- Infraestructura actual colapsada.
- Migración de productores a otros mercados.

De mantenerse la situación actual, la migración y desistimiento de producción en los productores de la zona, los problemas se acrecentarán y como resultado se tendrán una reducción en la economía y el desarrollo de la población del municipio.

Por lo que es necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- Construcción de una infraestructura adecuada para la comercialización tanto agrícola, frutícola y ganadera del productor al consumidor, como de otros comercios.
- Incentivar a productores a mejorar la producción agrícola.
- Restricción a la migración de productores a otros mercados.

En este sentido el Gobierno Autónomo Municipal de Padcaya, en coordinación con los productores del municipio, han tomado la iniciativa de Gestionar ante el Gobierno Nacional, para que asigne recursos para el estudio de una nueva infraestructura que cuente con las condiciones apropiadas.

1.1.2. Formulación.

Con la construcción de la nueva infraestructura del Nuevo Mercado de Abasto de la Primera Sección de la Provincia Arce “Municipio de Padcaya” se podrá acoger la cantidad de productos agrícolas, frutícolas y ganaderos producidos en el municipio y dar paso a otros tipos de comercio y así generar empleos para mejorar la calidad de vida de las personas.

1.1.3. Sistematización.

Se deberá verificar que a la alternativa de solución sea la más conveniente técnica, social y económicamente a través de interrogantes sobre temas específicos, además se deberá tener en cuenta que la solución no debe afectar a ninguna de las instancias involucradas en el problema que pretendemos resolver.

El análisis de alternativas lo realizaremos con las siguientes interrogantes:

- ¿Qué tipo de estructura se utilizará en el diseño para la construcción del nuevo Mercado ?, ¿estructura a porticada o de muro portante?
- ¿De qué tipo de materiales estarán contruidos los muros o cubiertas de la infraestructura a construir?
- ¿Las instancias interesadas o involucradas cuentan con los recursos suficientes para construir una edificación de buena calidad o solo para una estructura más o menos aceptable para que pueda resolver el problema lo más pronto posible?

Con el fin de responder las interrogantes de a decidido realizar el diseño de la estructura optando por zapatas aisladas, pórticos de H°A° conformado por vigas y columnas, losa alivianada, y cubierta metálica con vigas celosía.

1.2. Objetivos.

1.2.1. General.

Realizar el diseño estructural del Nuevo Mercado de Abasto de la primera sección de la Provincia Arce “Municipio de Padcaya”, poniendo en práctica los conocimientos adquiridos durante el periodo universitario, con la finalidad de brindar a la Municipio un diseño viable para su construcción.

1.2.2. Específico.

- Analizar el levantamiento topográfico y el estudio de suelos identificando las características físico – mecánicas y de relieve del sitio de emplazamiento.
- Formular las premisas y normativas para el diseño y verificación de elementos estructurales.
- Elaborar el diseño estructural empleando los conocimientos adquiridos, con la aplicación de la normativa ACI 318-14.
- Identificar la alternativa de diseño más viable con la comparación técnica y económica de las alternativas que se presenta para el proyecto.
- Validar manualmente los datos de cálculo obtenidos por el software de diseño.
- Elaborar las especificaciones técnicas de los ítems comprendidos en el diseño estructural.
- Proponer el costo del diseño estructural elaborando los cómputos métricos, análisis de precios unitarios y presupuesto general de la obra.
- Elaborar un cronograma de ejecución de obra

1.3. Justificación.

1.3.1. Académica.

La propuesta de proyecto pretende brindar la oportunidad de graduación en Ingeniería Civil, profundizar conocimientos adquiridos durante su carrera, pudiendo desarrollar destrezas, habilidades y aplicarlos en el diseño de estructuras.

1.3.2. Técnica.

Se realizará el diseño y cálculo de la estructura con el software CYPECAD 2018 y CYPE 3D 2018 para hormigón armado y estructura metálica de cubierta respectivamente,

haciendo la verificación manual en base a los reglamentos. Para el proyecto se recibió toda la información necesaria por parte del Gobierno Autónomo Municipal de Padcaya facilitando los planos arquitectónicos, levantamiento topográfico y estudio de suelos.

El proyecto se desarrollará en base a Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14).

1.3.3. Social.

Se contribuirá en la solución a un problema fundamental con el Nuevo Mercado de Abasto “Municipio de Padcaya”, brindando a la población una mejor comercialización y por lo tanto mayor desarrollo económico en los pobladores del municipio, ya que la infraestructura contará con condiciones adecuadas para la correcta comercialización de productos agrícolas, frutícolas, ganaderos y otros. Se dará solución a la demanda de ambientes y a la exigencia de comercialización, incentivando de manera indirecta y brindando la oportunidad que los productores se sientan con la confianza de aumentar la producción agrícola.

1.3.4. Económica.

Dadas las características geoeconómicas del área de influencia del proyecto, se ha podido definir un modelo productivo tradicional, la cual se constituye en el pilar fundamental de la economía de las familias que habitan en esta zona, sobresaliendo cultivos agrícolas y frutícolas, también se tiene en pequeñas cantidades ganado bovino, porcino y aves menores que son un sustento en la alimentación para las familias.

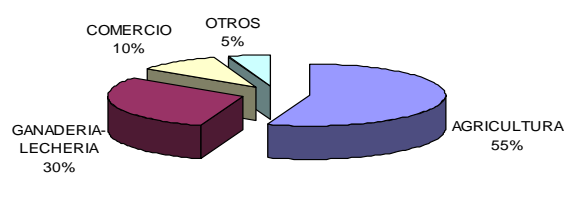


Figura 1.3.4. Principales actividades económicas de Padcaya. (Encuesta Realizada en la Comunidad por G.A.M. Padcaya).

La producción tanto agrícola como ganadera en el área de influencia del proyecto se detalla a continuación:

Tabla N° 1.3.4-1. Rendimientos de los principales cultivos, diagnóstico Municipal de Padcaya, elaboración por G.A.M. Padcaya.

Cultivo	Rendimiento Padcaya (qq/ha)	Rendimiento Tarija (qq/ha)
Papa	143	160
Maíz	35	40
Trigo	16	15,5
Maní	32	
Durazno	140	

La segunda actividad productiva es la ganadería, que tiene un manejo extensivo o tradicional. La población ganadera es variada.

Tabla N° 1.3.4-2. Grupo ganadero

Tipo de Ganado	Porcentaje
Vacuno	50%
Ovino	16%
Caprino	15%
Porcino	19%
Totales	100%
G.A.M. Padcaya en base a PDM 2008.	

En el cuadro anterior se aprecia que la ganadería predominante es el Vacuno, representando el 50% del grupo ganadero de la comunidad. El ganado menor (ovejas, cabras y puercos), representa el 35% del hato ganadero del municipio, destacándose la presencia de ovinos y caprinos.

Por otro lado, es necesario hacer la distinción entre productos agrícolas tradicionales como la papa y el maíz y los no tradicionales como las frutas y hortalizas. En este sentido, la mayor parte de la producción agrícola tradicional, entre un 70 a 90%, se destina al mercado; al igual que la producción de frutas y hortalizas se destina mayoritariamente al mercado, entre un 80 a 95%.

En cuanto a la producción ganadera, se observa que el ganado menor (chanchos, cabras y ovejas), se destina en una mayor proporción al autoconsumo; mientras que el ganado mayor (vacas), se destina a los mercados de Padcaya, Tarija y Bermejo.

1.4. Localización.

En el diseño estructural de la nueva infraestructura del Nuevo Mercado de Abasto “Municipio de Padcaya”, se encuentra ubicado en el Municipio de Padcaya, perteneciente a la Primera Sección de la Provincia Arce.



Figura 1.4-1. Localización continental y nacional. (elaboración propia)



Figura 1.4-2. Provincia Arce. (elaboración propia)

1.5. Alcance del proyecto.

El diseño estructural del mercado se realizará en base a los conceptos establecidos en “Comentario a Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318RS-14)”.

Se emplea esta normativa ya que el nuevo proyecto de normativa de diseño de hormigón armado de Bolivia la norma NB 1225001 Estructuras de hormigón estructural ha sido actualizada en base a las observaciones realizadas por profesionales estructuristas y con la

versión del código ACI 318-2014, “Requisitos de Reglamento para Hormigón estructural” de American Concrete Institute, del año 2014.

El proyecto de diseño del Mercado de Abasto Padcaya abarcara desde el cálculo estructural, estimación de costo de la obra, cronograma de ejecución y especificaciones técnicas, hasta a la etapa de obra gruesa. Esto debido que en este proyecto en específico no se realizara el cálculo hidrosanitario, instalaciones de gases e instalaciones eléctricas no siendo estas el motivo de estudio.

1.5.1. Resultados a lograr.

En el desarrollo de la propuesta Diseño Estructural del Nuevo Mercado de Abasto de la Primera Sección de la Provincia Arce “Municipio de Padcaya” que se realizará en la asignatura CIV-502, se plantean los siguientes resultados.

- Idealizar la estructura de manera que satisfaga las exigencias de la misma.
- Obtener un diseño y cálculo óptimo de la estructura con la utilización del software CYPECAD 2018.
- Realizar la comparación de los diseños estructurales escogiendo el más factible técnica y económicamente.
- Comprobar con la verificación manual que los elementos de la estructura aporticada así como de la cubierta, estén bien calculados con el software y no se allá cometido errores al momento de modelar la estructura.
- Obtener los planos estructurales a detalle de todos los elementos de la estructura.
- Efectuar las especificaciones técnicas, análisis de precios unitarios, presupuesto general y cronograma de ejecución de obra.

1.5.2. Aporte académico.

Se plantea como aporte académico la comparación técnica y económica del comportamiento de la estructura al presentar diferentes tipos de juntas de dilatación, como ser de doble columna y ménsulas cortas.

CAPÍTULO II

2. Marco teórico.

2.1. Diseño arquitectónico.

Sin un diseño arquitectónico previo, la construcción de una obra arquitectónica pierde la eficacia que debe tener en toda la amplitud de su valor con sentido estético, funcional, espacial y estructural que la caracterizan. Entre los aspectos que se toman en cuenta en el diseño arquitectónico se mencionan: la creatividad, organización, entorno de la obra, la funcionalidad de su construcción, su sistema constructivo, viabilidad económico-financiera y muy importante, la expresión plástico-estética.

2.2. Topografía del terreno.

Es el procedimiento destinado a lograr la representación gráfica del terreno, mediante el levantamiento topográfico, un topógrafo realiza la verificación de una superficie incluyendo tanto las características naturales como las superficies artificiales. Con los datos obtenidos se pueden trazar planos en los que se describen las diferencias del relieve o de los elementos que se encuentran en el lugar donde se efectúan el levantamiento y señalar la configuración del terreno para analizar la necesidad o no de hacer movimientos de tierra.

Estos planos están representados por curvas de nivel que son línea imaginaria cuyos puntos están todos a la misma altura sobre un plano de referencia. Estas curvas se utilizan para representar el terreno en planta y elevación al mismo tiempo. (FAO.ORG, 2017) (NUÑEZ, 2016)

2.3. Estudio de suelos.

Es un conjunto de actividades que nos permiten obtener información de un determinado terreno, se realiza previamente a un proyecto de edificación y tiene por objetivo determinar la naturaleza y las propiedades físicas y mecánicas del terreno, necesarias para definir el tipo y forma de las cimentaciones. Si un estudio de suelos no es ejecutado correctamente, podría hacer colapsar una estructura de edificación. (Rivas, 2016)

La capacidad resistente del suelo que es el dato más importante de un estudio de suelos para un proyecto de edificación, se determina mediante el ensayo de (S.P.T.).

2.3.1. Prueba de Penetración Estándar (S.P.T.)

El ensayo S.P.T. (Standard Penetration Test) consiste básicamente en contar el número de golpes (N) que se necesitan para introducir dentro un estrato de suelo, un toma-muestras (cuchara partida) de 30 cm. De largo, a diferentes profundidades (generalmente con variación de metro en metro). El toma-muestras es golpeado bajo energía constante, con una maza en caída libre de 140 lb. (33.5 Kg.) y una altura de caída de 30 plg. (76,2 cm.).

El resultado de la prueba de penetración estándar (SPT) es el número de golpes N (resistencia a la penetración), necesarios para penetrar un dispositivo de muestreo en el suelo o en la roca mediante el llamado Intervalo de Profundidad de penetración 0,3 m (1 ft). (NUÑEZ, 2016)

2.4. Idealización de la estructura.

El croquis de una estructura idealizada se llama diagramas de líneas. Consiste en idealizar las características de la estructura en referencia a su forma geométrica, sus conexiones, sus apoyos. Luego se aplicarán al modelo los procedimientos del análisis para determinar las solicitaciones. (TUESTA, 2011).

Se idealiza la estructura de cubierta como estructura metálica con calaminas, y entrepisos de losa alivianada con viguetas pretensadas, así como la sustentación de la edificación será de estructura a porticada que se idealiza como una formación de barras unidas entre sí por nudos rígidos, se interpreta a las barras como vigas y columnas de hormigón armado.

2.5. Diseño estructural.

El diseño estructural se realiza a partir de un adecuado balance entre las funciones propias que un material puede cumplir, a partir de sus características naturales específicas, su capacidad mecánica y el menor costo que puede conseguirse. El costo de la estructura siempre debe ser el menor, pero obteniendo el mejor resultado a partir de un análisis estructural previo.

Con base en los resultados del análisis estructural (fuerzas, momentos internos, desplazamientos, etc.) se procede con el diseño estructural, el cual consiste en satisfacer los requisitos de resistencia, funcionamiento y estabilidad, de cada uno de los elementos que conforman la estructura para evitar el fallo de la misma

La función primaria de la estructura es resistir las acciones a que ha de estar sometida, debe entenderse en sentido amplio y no restringirse solamente a la resistencia mecánica de las sollicitaciones derivadas de las acciones actuantes. En particular la resistencia a las acciones ambientales y la adecuada durabilidad durante el período de vida útil previsto en el proyecto de la estructura, son aspectos también esenciales. (MUNDO, 2017)

2.5.1. Normas de diseño.

2.5.1.1. Hormigón armado.

La norma a utilizar en el diseño de estructuras de hormigón armado será el Requisito de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14).

2.5.1.2. Estructura metálica.

La norma utilizada en el diseño de la estructura de cubierta metálica será Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcción de Acero versión en español traducida por ASOCIACIÓN LATINOAMERICANA DEL ACERO.

2.5.2. Acciones sobre la estructura.

La estructura ha de resistir acciones de muy variados tipos. Algunas son de carácter permanente y otras de carácter variable. Entre ellas, las hay que actúan en dirección vertical u horizontal y otras que pueden actuar en cualquier sentido.

En otras palabras, son las cargas que actúan sobre un edificio, el término acciones engloba no sólo fuerzas, sino también otras causas que puedan afectar a la estructura, como cambios de temperatura o asientos del terreno, las acciones pueden ser permanentes, variables o accidentales. (SEVILLA)

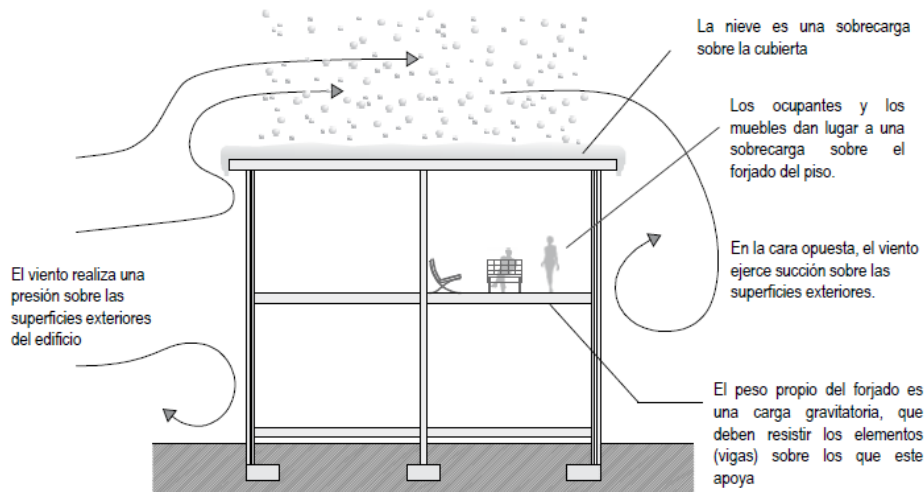


Figura 2.5.2. Acciones sobre una estructura. (Comite ACI 318, 2014)

Las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse en tres grandes categorías: cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales.

Las cargas muertas son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura. Generalmente la mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura.

Las cargas vivas consisten principalmente en cargas de ocupación en edificios y cargas de tráfico en puentes. Éstas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes, y pueden cambiar de ubicación. Su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado, y sus máximas intensidades a lo largo de la vida de la estructura no se conocen con precisión.

Las cargas ambientales consisten principalmente en cargas de nieve, presión y succión de viento, cargas sísmicas (fuerzas inerciales causadas por movimientos sísmicos), presiones de suelo en las porciones subterráneas de estructuras, cargas de posibles empozamientos de aguas lluvias sobre superficies planas y fuerzas causadas por cambios de temperatura. (NILSON ARTHUR H, 2001)

La norma (ASCE/SEI, 2016) establece cargas vivas mínimas distribuidas uniformemente. (ver anexo 4 (18) Cargas vivas mínimas distribuidas uniformemente)

2.5.3. Hipótesis de cargas.

La resistencia requerida de un elemento se expresa en términos de cargas mayoradas o de las fuerzas y momentos internos correspondientes. Las cargas mayoradas son las cargas o acciones multiplicadas por los factores de carga apropiados.

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

Estos factores de carga combinados nos dan diferentes hipótesis de carga que se muestra a continuación:

Tabla N°2.5.3. Hipótesis de carga.

Hipótesis de carga o Combinaciones de carga	
Hipótesis	Carga primaria
1.4D	D
1.2D+1.6L+0.5(Lr o S o R)	L
1.2D+1.6(Lr o S o R)+(1L o 0.5W)	Lr o S o R
1.2D+1W+1L+0.5(Lr o S o R)	W
1.2D+1E+1L+0.2S	E
0.9D+1W	W
0.9D+1E	E

Donde:

D = carga muerta L = carga viva Lr = carga viva del techo

R = carga de lluvia S = carga de nieve E = carga sísmica

W = carga de viento (Comite ACI 318, 2014)

2.5.4. Materiales.

2.5.4.1. Hormigón.

El concreto es un material semejante a la piedra que se obtiene mediante una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena y grava u otro agregado, y agua; después, esta mezcla se endurece en formaletas con la forma y dimensiones deseadas. El cuerpo del

material consiste en agregado fino y grueso. El cemento y el agua interactúan químicamente para unir las partículas de agregado y conformar una masa sólida. Es necesario agregar agua, además de aquella que se requiere para la reacción química, con el fin de darle a la mezcla la trabajabilidad adecuada que permita llenar las formaletas y rodear el acero de refuerzo embebido, antes de que inicie el endurecimiento. (NILSON ARTHUR H, 2001)

2.5.4.1.1. Propiedades mecánicas.

El comportamiento de una estructura bajo carga depende en alto grado de las relaciones esfuerzo-deformación del material con el cual está construida, para el tipo de esfuerzo al que está sometido el material dentro de la estructura. Debido a que el concreto se utiliza principalmente en compresión, resulta de interés fundamental su curva esfuerzo-deformación unitaria a la compresión. Esta curva se obtiene mediante mediciones apropiadas de la deformación unitaria en ensayos de cilindros.

2.5.4.1.2. Esfuerzo de compresión (f'_c).

El ACI 318-14 nos proporciona una tabla muy útil en el cual nos da los límites para la resistencia del concreto, según el tipo de concreto y su tipo de aplicación:

Tabla N° 2.5.4.1.2. Resistencia específica a compresión del concreto.

Aplicación	Concreto	f'_c Minimo Mpa	f'_c Maximo Mpa
General	Peso normal y liviano	17	Ninguno
Pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales	Peso normal	21	Ninguno
	Liviano	21	35(1)

[1] Este límite puede ser excedido cuando la evidencia experimental demuestre que los elementos estructurales hechos con concreto liviano proporcionan una resistencia y tenacidad iguales o mayores que las de elementos comparables hechos con concreto de peso normal de la misma resistencia.

$f'c = 21$ MPa, es el concreto más utilizado en nuestro medio. Para el diseño se utilizará concreto $f'c=25$ MPa.

2.5.4.1.3. Módulo de Elasticidad del Concreto

se define como la pendiente de la línea trazada desde un esfuerzo nulo hasta un esfuerzo de compresión de $0.45 f'c$. El módulo de elasticidad del concreto es sensible al módulo de elasticidad del agregado y la dosificación de la mezcla de concreto. Los valores medidos del módulo de elasticidad pueden variar entre el 80 y el 120 por ciento de los valores calculados. La norma ASTM C469M da un método de ensayo para determinar el módulo de elasticidad para el concreto en compresión.

Para concreto de peso normal:

$$E_c = 4700\sqrt{f'c} \text{ (en MPa)}$$

2.5.4.2. Acero.

La mayoría de las barras de acero no preesforzado presentan un comportamiento esfuerzo deformación que muestra una fluencia o cambio abrupto en la deformación unitaria para un esfuerzo aproximadamente constante (comportamiento esfuerzo deformación elastoplástico). No obstante, productos de refuerzo tales como barras de alta resistencia, alambre de acero, barras en espiral, y barras y alambres de acero inoxidable en general no muestran un punto de fluencia bien definido sino más bien fluyen gradualmente. El método utilizado para medir la resistencia de fluencia del refuerzo debe cubrir los dos tipos de relaciones esfuerzo-deformación.

2.5.4.2.1. Módulo de elasticidad.

El módulo de elasticidad, E_s , para barras y alambres no preesforzados puede tomarse como 200,000 MPa.

2.5.4.2.2. Resistencia a fluencia.

La resistencia a fluencia de barras y alambres no preesforzados para los cálculos de diseño deben basarse en el grado de refuerzo especificado y no deben exceder los valores dados en la tabla 20.2.2.4 de ACI 318-14 para las aplicaciones asociadas (Ver anexo 4, (32) Resistencia a la fluencia del acero).

2.5.5. Suposiciones de diseño.

2.5.5.1. Equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

Deben satisfacerse dos condiciones fundamentales cuando se calcula la resistencia a flexión y fuerza axial por medio del método de diseño por resistencia:

- (1) Equilibrio.
- (2) Compatibilidad de las deformaciones.

Equilibrio se refiere al balance de las fuerzas de compresión y de tracción que actúan en la sección transversal para las condiciones de resistencia nominal. La relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria del concreto y del refuerzo, para condiciones de resistencia nominal.

Numerosos ensayos han confirmado que es razonable suponer una distribución lineal de la deformación unitaria a través de una sección transversal de concreto reforzado (las secciones planas se mantienen planas), aún cerca de la resistencia nominal. La deformación unitaria tanto en el refuerzo no preesforzado como en el concreto se supone directamente proporcional a la distancia desde el eje neutro. Esta suposición es de primordial importancia en el diseño para determinar la deformación unitaria y el esfuerzo correspondiente en el refuerzo.

2.5.5.2. Suposiciones de diseño para el concreto.

La máxima deformación unitaria para aplastamiento del concreto por compresión se ha establecido, a través de numerosos ensayos de diferente naturaleza, que varía desde 0.003 hasta valores tan altos como 0.008 bajo condiciones especiales. Sin embargo, las deformaciones unitarias a las cuales se desarrolla la resistencia están usualmente entre 0.003 y 0.004 para miembros de dimensiones, materiales y resistencias normales.

La relación entre los esfuerzos de compresión y la deformación unitaria en el concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que lleve a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

La distribución real del esfuerzo de compresión del concreto dentro de una sección transversal es compleja y, por lo general, no se conoce explícitamente. Sin embargo, las investigaciones han demostrado que las propiedades importantes de la distribución de

esfuerzos en el concreto pueden aproximarse adecuadamente si se emplea cualquiera de diferentes suposiciones para la forma de la distribución de los esfuerzos.

Se debe suponer un esfuerzo de $0.85 f'_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, ubicada a una distancia a de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión, tal como se calcula con:

$$a = \beta_1 * c$$

La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro, c , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro. (Comite ACI 318, 2014)

Tabla N° 2.5.5.2. Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

(Comite ACI 318, 2014)

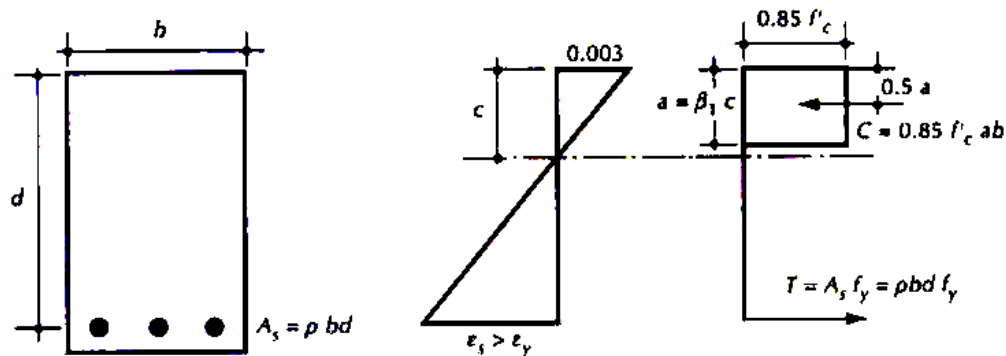


Figura 2.5.5.2. Diagrama de esfuerzos de una sección rectangular. (Juan Guillermo Rivera, 2014)

2.5.6. Método de diseño estructural.

2.5.6.1. Diseño por resistencia.

El Método de Diseño por Resistencia provee un determinado margen de seguridad estructural mediante dos recursos:

1. Disminuye la resistencia nominal mediante el uso de un factor de reducción de la resistencia ϕ
2. Aumenta la resistencia requerida usando cargas o solicitaciones mayoradas.

Este criterio se materializa en el Reglamento exigiendo que en todas las secciones se cumpla la siguiente inequación:

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

donde, a su vez:

$$\text{Resistencia de Diseño} = \text{Factor de Reducción de la Resistencia } (\phi) \times \text{Resistencia Nominal}$$

$$\text{Resistencia Requerida} = \Sigma (\text{Factores de carga} \times \text{Solicitaciones provocadas por un estado de cargas de servicio})$$

Factor ϕ : Factor menor que la unidad que reduce la resistencia para considerar las incertidumbres en los materiales y en las dimensiones

Resistencia Nominal: Resistencia de un elemento o de una sección transversal antes de aplicar cualquier factor de reducción de la resistencia.

Factor de Carga: Factor que incrementa la carga para considerar las incertidumbres en la variación de las cargas de servicio.

Carga de Servicio: Carga especificada por el reglamento de acciones correspondiente (no mayorada).

2.5.6.1.1. Resistencia nominal vs. resistencia de diseño.

Las reglas para el cálculo de la resistencia nominal se basan en los estados límites establecidos para tensión, deformación, fisuración o aplastamiento, y concuerdan con resultados experimentales para cada tipo de acción estructural. La resistencia nominal se evalúa asumiendo que la sección tendrá exactamente las dimensiones y las propiedades de los materiales supuestas en los cálculos.

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento estructural, sus uniones con otros elementos y su sección transversal, es igual a la resistencia nominal calculada de acuerdo

con las ecuaciones e hipótesis estipuladas en el Reglamento, multiplicada por un factor de reducción de la resistencia ϕ . (ver anexo 4 (20) Factores de reducción de resistencia)

Esta reducción toma en cuenta:

- La variabilidad de la resistencia de los materiales
- Los efectos de la velocidad de aplicación de cargas
- La variabilidad de la resistencia in situ vs. la resistencia de una probeta
- Los efectos de las tensiones residuales de contracción
- Las tolerancias y errores en las dimensiones de la sección transversal
- Las tolerancias y errores en la colocación de las armaduras
- Las tolerancias de fabricación y laminación de las barras de armadura
- Las hipótesis y simplificaciones usadas en las ecuaciones de diseño
- El tipo de falla que podría producirse (señales que permitan anticipar su ocurrencia, existencia de recorridos de carga alternativos, potenciales pérdidas de vidas humanas, costos sociales indirectos, importancia del elemento estructural, costo de reemplazo, etc.) (CIRSOC 201-2002, 2002)

2.5.6.2. Factor de reducción de resistencia para momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados.

Para refuerzo corrugado, ϵ_{ty} debe ser f y E_s . Para refuerzo corrugado Grado 420, se permite tomar ϵ_{ty} igual a 0.002.

La resistencia nominal de un miembro sometido a momento, fuerza axial o a una combinación de fuerza axial y momento se alcanza cuando la deformación unitaria en la fibra extrema en compresión es igual al límite de deformación unitaria supuesto de 0.003. La deformación unitaria neta a tracción, ϵ_t , es la deformación unitaria a tracción calculada en el refuerzo extremo a tracción en el estado de resistencia nominal, sin considerar las deformaciones unitarias debidas al preesforzado, flujo plástico, retracción y temperatura. La deformación unitaria neta de tracción en el refuerzo extremo a tracción se determina a partir de una distribución de deformaciones unitarias lineal en el estado de resistencia nominal, como se aprecia en la Figura N° 2.5.6.2-1. para un miembro no preesforzado.

Los miembros sometidos solamente a compresión axial se consideran controlados por compresión y los miembros sometidos solamente a tracción axial se consideran controlados por tracción.

Cuando la deformación unitaria neta a tracción del acero de refuerzo extremo a tracción es suficientemente grande (≥ 0.005), la sección se define como controlada por tracción, para la cual se puede esperar una clara advertencia previa de falla con deflexión y fisuración excesivas. El límite de 0.005 provee suficiente ductilidad en la mayoría de los casos. Una condición donde se requiere una ductilidad mayor corresponde a la redistribución de momentos en miembros continuos y pórticos. Dado que la redistribución de momentos depende de la ductilidad disponible en las zonas de articulación plástica, la redistribución de momentos se limita a secciones que tengan una deformación unitaria neta a tracción de al menos 0.0075.

Cuando la deformación unitaria neta a tracción en el acero de refuerzo extremo a tracción es pequeña ($\leq \epsilon_{ty}$), se puede esperar una condición de falla frágil, sin advertencia clara de una falla inminente. Con anterioridad el límite de deformación unitaria controlado por compresión se definía como 0.002 para refuerzo Grado 420 y todos los refuerzos preesforzados, pero no estaba definido explícitamente para otros tipos de refuerzo. En ACI 318-14, el límite de deformación unitaria controlado por compresión, ϵ_{ty} , se define para los refuerzos corrugados y preesforzados.

Normalmente las vigas y losas están controladas por tracción, en cambio las columnas generalmente están controladas por compresión. Algunos elementos, como aquellos con carga axial pequeña y momento a flexión grande, tienden a tener deformaciones unitarias netas de tracción en el refuerzo extremo a tracción dentro de los límites de ϵ_{ty} y 0.005. Estas secciones se encuentran en una región de transición entre las secciones controladas por compresión y las controladas por tracción.

Para las secciones controladas por compresión, se usa un factor ϕ menor que para las secciones controladas por tracción porque las secciones controladas por compresión tienen menor ductilidad, son más sensibles a las variaciones en la resistencia del concreto y generalmente ocurre en elementos que soportan áreas de carga mayores que los elementos

con secciones controladas por tracción, el valor de ϕ puede ser determinado por interpolación lineal, como se aprecia en la Figura N° 2.5.6.2-2. (Comite ACI 318, 2014)

En resumen, el código americano define los siguientes modos de falla:

2.5.6.2.1. Falla balanceada

Se dice que se desarrolla una falla balanceada cuando la deformación en el centroide del refuerzo a tracción alcanza la deformación a fluencia simultáneamente con la deformación en el concreto en la fibra extrema a compresión, primero alcanzando el límite de deformación a compresión $\epsilon_{cu} = 0.003$. Una falla balanceada es así caracterizada por el comienzo simultáneo de la trituración en la cara a compresión y la fluencia del refuerzo longitudinal a tensión.

2.5.6.2.2. Falla tensión-controlada

Se dice que ocurre una falla a tensión-controlada si el refuerzo en la capa extrema del acero a tensión tiene una deformación neta debido a tensión de 0.005 o más cuando las vigas alcanzan su resistencia nominal a flexión. Para el refuerzo de Grado 60 con una resistencia a fluencia $f_y=4200\text{kgf/cm}^2$, la deformación debido a la fluencia por tensión es $\epsilon_y = 0.002$.

2.5.6.2.3. Falla compresión-controlada

Se dice que ocurre falla a compresión controlada si la deformación neta en el refuerzo en la capa extrema a tensión es menor tenso que $\epsilon_y = 0.002$ a la resistencia nominal de la viga.

2.5.6.2.4. Falla transición

Se dice que ocurre falla está en transición si la deformación neta en el refuerzo en la capa extrema a tensión se encuentra entre $\epsilon_y = 0.002$ y 0.005.

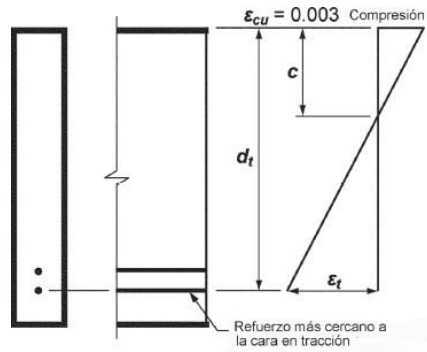


Figura 2.5.6.2-1. Distribución de la deformación unitaria y deformación neta de tracción en un elemento no preesforzado. (Comite ACI 318, 2014)

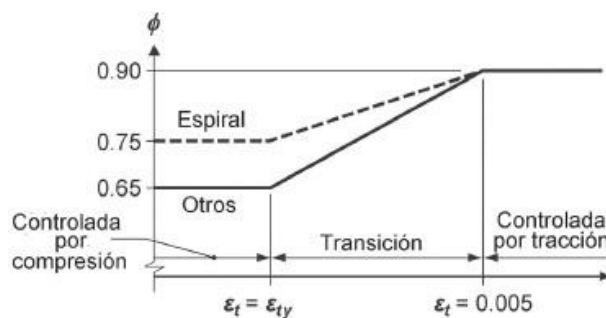


Figura 2.5.6.2-2. Variación de Φ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción. (Comite ACI 318, 2014)

2.6. Estructura metálica.

Las especificaciones empleadas para el diseño de la cubierta serán, AISC 360-10 el método adoptado para el diseño de la cubierta metálica es el método de **Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LFRD)**, que se basa en los conceptos de estados límite y pretende más que obtener soluciones más económicas el proporcionar una confiabilidad uniforme para todas las estructuras de acero.

Debido a que para el LFRD se emplea un coeficiente de seguridad o factor de carga para las sollicitaciones permanentes menores que para las demás acciones, éstas se encuentran determinadas con mayor precisión y además, las cargas que permanecen actuando sobre la estructura durante largos periodos de tiempo varían menos en magnitud que aquellas que se aplican durante periodos cortos. Igualmente, los coeficientes de seguridad aplicados a la capacidad de resistencia de los materiales son sensiblemente inferior al factor de carga. (Jack C. McCormac, 2012)

2.6.1. Combinación de cargas.

Con el método LRFD, se forman grupos posibles de cargas de servicio, y cada carga de servicio se multiplica por un factor de carga, normalmente mayor de 1.0. La magnitud del factor de carga refleja la incertidumbre de esa carga específica. La combinación lineal resultante de las cargas de servicio en un grupo, cada uno multiplicado por su respectivo factor de carga, se llama carga factorizada. Los mayores valores determinados de esta manera se usan para calcular los momentos, los cortantes y otras fuerzas en la estructura. Estos valores de control no deben ser mayores que las resistencias nominales de los miembros multiplicados por sus factores ϕ o de reducción. Entonces, los factores de seguridad han sido incorporados en los factores de carga, y podemos decir:

(Factor de reducción ϕ) (Resistencia nominal de un miembro) \geq fuerza factorizada calculada en el miembro, R_u

$$\phi R_u \geq R_u$$

La Parte 2 del Manual de AISC proporciona los siguientes factores de carga para edificios, que se basan en el ASCE 7 y que son los siguientes:

1. $U = 1.4D$
2. $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $U = 1.2D + 1.6(L \text{ o } S \text{ o } R) + (L^* \text{ o } 0.5W)$
4. $U = 1.2D + 1.0W + L^* + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $U = 1.2D + 1.0E + L^* + 0.2S$
6. $U = 0.9D + 1.0W$
7. $U = 0.9D + 1.0E$

El factor de carga para L en las combinaciones (3.), (4.) y (5.) debe tomarse como 1.0 para pisos en los lugares de reuniones públicas, para cargas vivas que sobrepasen a 100 lb/pie² y para la carga viva de los garajes de estacionamiento. Se permite que el factor de carga sea igual a 0.5 para otras cargas vivas.

Para estas combinaciones de cargas, se usan las siguientes abreviaturas:

U = carga factorizada o de diseño D = carga muerta L = carga viva debida a la ocupación Lr = carga viva del techo S = carga de nieve R = carga nominal debida a la precipitación pluvial o el hielo iniciales, independientemente de la contribución por encharcamiento W = carga de viento E = carga de sismo (ASCE/SEI, 2016)

2.6.2. Diseño de elementos sometidos a flexión.

La selección de un perfil para usarse como miembro a tensión es uno de los problemas más sencillos que se encuentran en el diseño de estructuras. Como no hay peligro de que el miembro se pandee, el proyectista sólo necesita determinar la carga que va a sustentarse. Luego se calcula el área requerida para sustentar esa carga, y finalmente se selecciona una sección de acero que proporcione el área requerida. (Jack C. McCormac, 2012)

2.6.3. Diseño de elementos sometidos a tracción.

La resistencia de diseño en tracción, $\phi_1 P_n$, o la resistencia admisible en tracción, P_n/Ω , de miembros traccionados debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en tracción calculada en la sección bruta y ruptura en tracción calculada en la sección neta. (ANSI/AISC 360, 2010)

(a) Para fluencia en tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A_g \quad \phi_1 = 0.90$$

(b) Para ruptura en tracción en la sección neta:

$$P_n = F_u A_e \quad \phi_1 = 0.75$$

Donde:

A_e = área neta efectiva, cm² (mm²). A_g = área bruta del miembro, cm² (mm²).

F_y = tensión de fluencia mínima especificada, kgf/cm² (MPa).

F_u = tensión última mínima especificada, kgf/cm² (MPa).

2.6.4. Diseño de elementos sometidos a compresión.

Existen varios tipos de miembros que trabajan a compresión, de los cuales la columna es el más conocido. Entre los otros tipos se encuentran las cuerdas superiores de armaduras y diversos miembros de arriostramiento. Además, muchos otros miembros tienen compresión en alguna de sus partes. Éstos incluyen los patines a compresión de vigas laminadas y armadas y los miembros sujetos simultáneamente a cargas de flexión y de compresión. Los miembros verticales cortos sujetos a cargas de compresión se denominan con frecuencia puntales o, simplemente, miembros a compresión; sin embargo, en las páginas siguientes los términos columna y miembro a compresión se usan indistintamente. (Jack C. McCormac, 2012)

La resistencia de diseño en compresión, $\phi_c P_n$, o la resistencia admisible en compresión, P_n/Ω_c , deben ser determinadas de la siguiente manera.

La resistencia de compresión nominal, P_n , es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites que aplican pandeo por flexión, pandeo torsional, y pandeo flexo-torsional.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (ANSI/AISC 360, 2010)}$$

2.6.5. Diseño de elementos sometidos a flexo-tracción.

Los elementos sometidos a Flexo – Tracción son los elementos estructurales sometidos a la acción simultánea de fuerzas normales de tracción y momentos flexionantes, que pueden actuar alrededor de uno de los ejes centroidales y principales de sus secciones transversales o tener componentes según los dos ejes principales. Su importancia es fundamental, ya que los elementos en compresión axial pura no existen prácticamente nunca en estructuras reales en las que, debido a, principalmente a la continuidad entre los diversos miembros que las componen, la tracción se presenta acompañada por flexión. (Jack C. McCormac, 2012)

2.6.6. Diseño de elementos sometidos a flexión Biaxial.

De la mecánica de materiales sabemos que toda sección transversal de viga tiene un par de ejes principales y ortogonales, para los cuales el producto de inercia es nulo. Si la flexión

ocurre respecto a cualquier otro eje que no sea principal se tendrá una flexión asimétrica o flexión biaxial. (Jack C. McCormac, 2012)

2.6.7. Diseño de uniones atornilladas.

Se debe tener una mayor consideración en las uniones, esto debido a que, las pruebas de laboratorio en fallas estructurales han demostrado que las fallas se originan en las conexiones y no en los miembros estructurales.

2.6.7.1. Tipos de tornillos.

Los tornillos A307 se fabrican generalmente con cabezas y tuercas cuadradas para reducir costos, pero las cabezas hexagonales se usan a veces porque tienen una apariencia un poco más atractiva, son más fáciles de manipular con las llaves mecánicas y requieren menos espacio para girarlas. Se usan principalmente en estructuras ligeras sujetas a cargas estáticas y en miembros secundarios (tales como largueros, correas, riostras, plataformas, armaduras pequeñas, etcétera).

Los tornillos de alta resistencia se hacen a base de acero al carbono mediano tratado térmicamente y aceros aleados y tienen resistencias a la tensión de dos o más veces las de los tornillos ordinarios. Existen dos tipos básicos, los tornillos A325 (hechos con acero al carbono mediano tratado térmicamente) y los tornillos A490 de mayor resistencia (también tratados térmicamente, pero hechos con acero aleado). Los tornillos de alta resistencia se pueden apretar hasta alcanzar esfuerzos muy altos de tensión, de manera que las partes conectadas quedan fuertemente afianzadas entre la tuerca del tornillo y su cabeza, lo que permite que las cargas se transfieran principalmente por fricción. (Jack C. McCormac, 2012)

2.7. Losa aliviada con vigueta pretensada.

La losa aliviada por vigueta pretensada, permite lograr una gran reducción en material y mano de obra a emplearse en la edificación, por la versatilidad del sistema constructivo y la rigidez de la prefabricación en viguetas de hormigones de alta resistencia con cable como alma estructural, es sin duda el método más factible para realizar losas.

Con luces permisibles de hasta 7 metros, la vigueta pretensada se apoya simplemente sobre las vigas de construcción, albergando piezas de poliestireno expandido para lograr que las losas sean más livianas.

Son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión. (Aldo Baselli, 2011)

La separación entre viguetas depende de las dimensiones del complemento aligerante que se utilice, normalmente oscila entre 50 y 60 cm. Medida centro a centro de viguetas, la altura del complemento aligerante depende del claro de la losa y existen desde 10 a 25 cm.

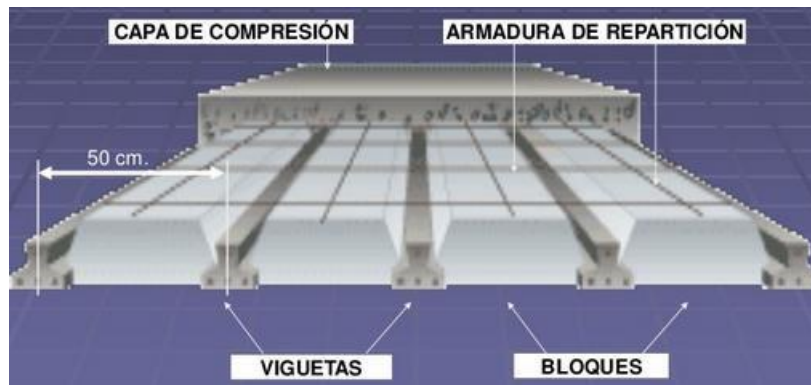


Figura 2.7. Detalle de losa alivianada con aligeramientos de poliestireno. (elaboración propia)

2.8. Vigas.

Es un elemento constructivo lineal que trabaja principalmente a flexión. En las vigas la longitud predomina sobre las otras dos dimensiones y suele ser horizontal.

El esfuerzo de flexión provoca tensiones de tracción y compresión, produciéndose las máximas en el cordón inferior y en el cordón superior respectivamente, las cuales se calculan relacionando el momento flector y el segundo momento de inercia. En las zonas cercanas a los apoyos se producen esfuerzos cortantes o punzonamiento. También pueden producirse tensiones por torsión, sobre todo en las vigas que forman el perímetro exterior de un forjado.

Las vigas están sometidas a diferentes tipos de efectos, los cuales son:

Flexión $\Phi M_n \geq M_u$ Cortante $\Phi V_n \geq V_u$

Torsión $\Phi T_n \geq T_u$ Compresión $\Phi P_n \geq P_u$

2.8.1. Límites de diseño.

2.8.1.1. Altura mínima de la viga.

Para las vigas no preesforzadas que no soporten ni estén ligadas a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, la altura total de la viga, h , no debe ser menor que los límites dados en (ver anexo 4 (19) Altura mínima para vigas no preesforzadas)

2.8.1.2. Límites de las deflexiones calculadas.

Los miembros de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión o deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura. (ver anexo 4 (22) Deflexión máxima admisible calculada)

2.8.1.3. Límite de la deformación unitaria del refuerzo en vigas no preesforzadas.

Para vigas no preesforzadas, con:

$$P_u \leq 0.10 f_c' A_g, \text{ Et debe ser al menos } 0.004$$

El efecto de esta limitación es restringir la cuantía de refuerzo en vigas no preesforzadas para mitigar el comportamiento frágil a flexión en caso de ocurrir una sobrecarga. Esta limitación no aplica a vigas preesforzadas.

2.8.2. Resistencia requerida.

La resistencia requerida U se expresa en términos de cargas mayoradas, o de los momentos y fuerzas internas correspondientes. Las cargas mayoradas son las cargas de nivel de servicio, multiplicadas por los factores de carga apropiados anteriormente mencionados.

2.8.3. Resistencia de diseño.

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento estructural, sus uniones con otros elementos y su sección transversal, en términos de flexión, carga axial, corte y torsión, es igual a la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos e hipótesis estipuladas anteriormente, multiplicada por un factor de reducción de la resistencia ϕ , que es menor que la unidad.

Las reglas para el cálculo de la resistencia nominal generalmente se basan en los estados límites elegidos de forma conservadora para tensión, deformación, fisuración o aplastamiento, y concuerdan con datos experimentales para cada tipo de acción estructural.

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

$$\Phi M_n \geq M_u \quad \Phi V_n \geq V_u \quad \Phi T_n \geq T_u \quad \Phi P_n \geq P_u$$

2.8.3.1. Diseño a flexión.

Cuando $P_u < 0.10 f_c' A_g$, se debe calcular ΦM_n como resistencia a flexión.

Cuando $P_u \geq 0.10 f_c' A_g$, se debe calcular ΦM_n como resistencia axial, resistencia a flexión y resistencia axial combinada.

En el anexo 4 (34) se muestra el diagrama de flujo para el diseño a flexión en vigas.

2.8.3.2. Diseño a cortante.

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

La resistencia al cortante proporcionada por el concreto, V_c , se supone que es la misma para vigas con y sin refuerzo para cortante, y se toma como el cortante que produce una fisuración inclinada (Joint ACI-ASCE Committee 426 1973; MacGregor and Hanson 1969; Joint ACI-ASCE Committee 326 1962). Después de la fisuración, V_c se atribuye a la trabazón de los agregados y al cortante transmitido a través de la zona en compresión

del concreto. La resistencia a cortante se basa en un esfuerzo cortante promedio sobre toda la sección transversal efectiva, bwd .

La resistencia nominal a cortante de una viga está dada por la resistencia del concreto mas la resistencia que proporciona el acero de refuerzo. (Comite ACI 318, 2014)

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c = resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto.

V_s = resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

En 22.5 de ACI 318-14 establece los parámetros para el diseño a cortante en vigas.

En el anexo 4, (35) se puede ver el diagrama de flujo para diseño a cortante en vigas.

2.8.3.3. Resistencia a torsión.

Si $T_u < \Phi T_{th}$, donde T_{th} , se pueden despreciar los efectos de la torsión.

Donde:

T_u = torsión mayorada en la sección.

T_{th} = momento de umbral de torsión.

Para miembros preesforzados y no preesforzados, T_n debe ser el menor de (a) y (b):

$$a) T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{s} * \cot \theta$$

$$b) T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_l \cdot f_{yt}}{p_h} * \cot \theta$$

donde A_o debe determinarse por análisis y θ no debe tomarse menor a 30 grados ni mayor que 60 grados. A_t es el área de una rama de estribo cerrado que resiste torsión; A_l es el área de refuerzo longitudinal que resiste torsión, y p_h es el perímetro del estribo cerrado colocado más afuera en la sección.

En las ecuaciones anteriores a) y b) se permite tomar A_o igual a $0.85A_o h$. y se permite tomar θ igual a (a) o (b):

(a) 45 grados en miembros no preesforzados o miembros con $A_{ps} f_{se} < 0.4(A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$.

(b) 37.5 grados para miembros preesforzados con $A_{ps} f_{se} \geq 0.4(A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$

2.8.4. Límites de refuerzo.

2.8.4.1. Refuerzo mínimo para flexión en vigas no preesforzadas.

Se debe colocar un área mínima de refuerzo para flexión $A_{s,min}$ en toda sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción.

$A_{s,min}$ debe ser mayor que (a) y (b), excepto en lo dispuesto en anexo 4, ((46) Casos donde no se requiere $A_{v,min}$ si $0.5\Phi V_c < V_u \leq \Phi V_c$). Para una viga estáticamente determinada con el ala en tracción, el valor de b_w debe tomarse como el menor entre b_f y $2b_w$.

$$a) \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d$$

$$b) \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

2.8.4.2. Refuerzo mínimo a cortante.

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todas las secciones donde $V_u > 0.5\Phi V_c$, excepto en los casos dados en 9.6.3.1 del CODIGO aci 318-14. (Ver anexo 4, (46) Casos donde no se requiere $A_{v,min}$ si $0.5\Phi V_c < V_u \leq \Phi V_c$).

Para estos casos se debe proporcionar al menos $A_{v,min}$ cuando $V_u > \Phi V_c$.

El refuerzo mínimo a cortante requerido $A_{v,min}$ requerido se calcula mediante la tabla 9.6.3.3 del código ACI 318-14. (Ver anexo 4, (47) $A_{v,min}$ requerido.)

2.8.4.3. Refuerzo mínimo a torsión.

Cuando se requiere refuerzo a torsión, el refuerzo transversal mínimo $(A_v + 2A_t)_{min}$ /s debe ser el mayor de (a) y (b).

$$a) 0.62 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$b) 0.35 * \frac{b_w}{f_{yt}}$$

Cuando se requiere refuerzo a torsión, el refuerzo longitudinal mínimo A_{\min} debe ser el menor entre (a) y (b).

$$\begin{aligned} \text{a) } & \frac{0.42 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) * Ph * \frac{f_{yt}}{f_y} \\ \text{b) } & \frac{0.42 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{0.175 \cdot bw}{s} \right) * Ph * \frac{f_{yt}}{f_y} \end{aligned}$$

(Comite ACI 318, 2014)

2.9. Ménsulas cortas.

Las ménsulas y cartelas son voladizos cortos que tienden a actuar como cerchas simples o vigas de gran altura más que como miembros a flexión.

Según el modelo puntal-tensor, el acero requerido se ilustra en la figura 2.9-1. Las barras principales A_s , deben anclarse con cuidado porque necesitan desarrollar su resistencia a la fluencia f_y , directamente bajo la carga V , y por esta razón se sueldan por lo general a la parte inferior del ángulo de apoyo. En el lado izquierdo se provee un gancho a 90° para lograr el anclaje. Barras en forma de aros cerrados con área A_h confinan el concreto en los dos puntales a compresión y resisten una tendencia al fracturamiento en dirección paralela a la del empuje. Las barras de borde que se indican en la figura tienen por lo general el mismo diámetro que los estribos y sirven en particular para mejorar el anclaje de éstos en la cara exterior de la ménsula.

La ménsula también puede tratarse como una viga muy corta en voladizo en la que la tensión por flexión en la cara de la columna la resisten las barras superiores A_s . Cualquiera de estos conceptos producirá aproximadamente la misma área de refuerzo principal. (NILSON ARTHUR H, 2001)

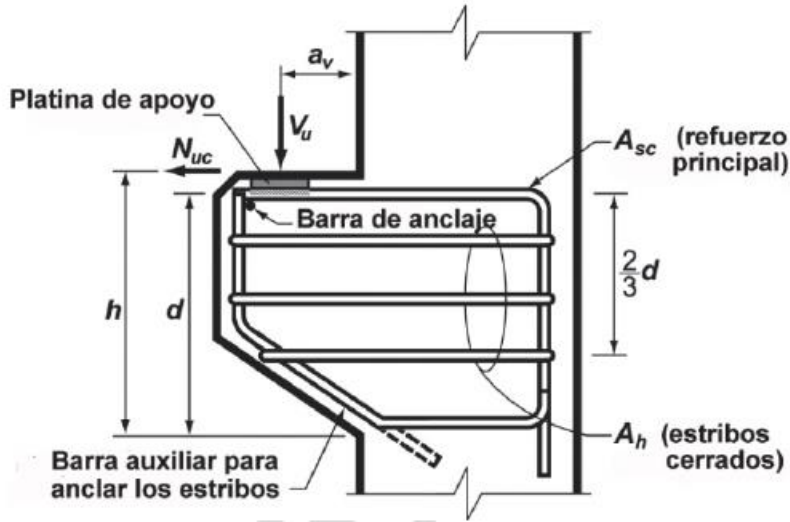


Figura 2.9. Cargas y refuerzos. (Comite ACI 318, 2014)

2.10. Columnas.

Las columnas se definen como elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal y esta acción de flexión puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal. Aun en estos casos, se hace referencia a las columnas como elementos a compresión puesto que las fuerzas de compresión dominan su comportamiento. El refuerzo principal en las columnas, es longitudinal, paralelo a la dirección de la carga. (NILSON ARTHUR H, 2001)

En algunos casos, el área bruta de una columna es mayor que la necesaria para resistir la carga mayorada. En esos casos, la cuantía de refuerzo mínimo puede calcularse con base en el área requerida más que con base en el área real, pero la cuantía de refuerzo vertical no puede ser menor a 0.5 por ciento del área de sección transversal real.

2.10.1. Esbeltez.

La esbeltez de una columna se expresa en términos de su relación de esbeltez $k\ell_u/r$, donde k es un factor de longitud efectiva (que depende de las condiciones de vínculo de los extremos de la columna), ℓ_u es la longitud de la columna entre apoyos y r es el radio de giro de la sección transversal de la columna. En general, una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en relación con su longitud.

A los fines del diseño, el término "columna corta" se usa para designar una columna que tiene una resistencia igual a la calculada para su sección transversal, usando las fuerzas y los momentos obtenidos de un análisis para combinación de flexión y carga axial.

Una "columna esbelta" se define como una columna cuya resistencia se reduce debido a las deformaciones de segundo orden (momentos de segundo orden). Según estas definiciones, una columna con una determinada relación de esbeltez se puede considerar como columna corta bajo un determinado conjunto de restricciones, y como columna esbelta bajo otro conjunto de restricciones. En consecuencia, la necesidad de contar con procedimientos de diseño confiables y racionales para las columnas esbeltas se convierte así en una consideración importante en el diseño de columnas. (NILSON ARTHUR H, 2001)

Se permite ignorar los efectos de esbeltez siempre que se cumpla (a) o (b):

(a) Para columnas no arriostradas contra desplazamientos laterales

$$\frac{Klu}{r} \leq 22$$

(b) Para columnas arriostradas contra desplazamientos laterales

$$\frac{Klu}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M1}{M2} \right)$$

$$\frac{Klu}{r} \leq 40$$

donde **M1** **M2** es negativo si la columna está en curvatura simple y positivo si está en doble curvatura.

Se puede calcular el radio de giro, **r**, usando (a), (b), o (c):

a) $r = \sqrt{\frac{I_g}{Ag}}$

b) 0.30 veces la dimensión de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para columnas rectangulares.

c) 0.25 veces el diámetro de las columnas circulares. (Comite ACI 318, 2014)

En el anexo 4, (36) se puede ver la grafica para el calculo Factor de longitud efectiva K y en anexo 4, (37) se puede ver los criterios para la consideración

2.10.2. Resistencia axial a compresión máxima.

La resistencia nominal axial a compresión, P_n , no debe ser mayor que $P_{n,max}$, como se define en la Tabla N° 2.10.2. donde P_o se calcula con la ecuación siguiente para miembros no preesforzados y compuestos de concreto y acero estructural.

Tabla N° 2.10.2. Resistencia axial máxima

Miembro	Refuerzo transversal	$P_{n,max}$	
No preesforzado	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Preesforzado	Estribos	$0.80P_o$	(c)
	Espirales	$0.85P_o$	(d)
Columnas compuestas de acero y concreto que cumplan con el Capitulo 10	Todos	$0.85P_o$	(e)

Para miembros no preesforzados y compuestos de acero y concreto, P_o debe calcularse usando:

$$P_o = 0.85f'c(Ag - Ast) + fyAst$$

donde Ast es el área total del refuerzo longitudinal no preesforzado.

2.10.3. Resistencia a cortante.

La resistencia nominal para cortante en una dirección en una sección, V_n , se debe calcular como:

$$V_n = V_c + V_s$$

Igual que en el diseño del refuerzo por corte para vigas, el corte de diseño en las columnas se basa en la resistencia nominal a la flexión proporcionada en sus extremos y no en las fuerzas de corte afectadas por factores de carga obtenidas del análisis por carga lateral. Las fuerzas de diseño por corte de la columna son determinadas partiendo de la consideración de las fuerzas máximas que se pueden desarrollar en las caras de las juntas

con las vigas, usando la resistencia máxima probable a flexión calculada para el P_u correspondiente, esto conduce a los mayores momentos posibles actuando en las caras de dichas juntas.

Para miembros no preesforzados sometidos a compresión axial, V_c debe calcularse por medio de:

$$V_c = 0.17 * \left[1 + \frac{Nu}{14Ag} \right] * \lambda * \sqrt{f'_c} * bw * d$$

El V_s para refuerzo a cortante se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

2.10.4. Disposición de armaduras.

La torsión actuante en columnas de edificaciones normalmente es despreciable y rara vez rige el diseño de columnas.

Se realiza el diseño a torsión cuando:

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

Donde: T_u = torsión mayorada en la sección. T_{th} = momento de umbral de torsión.

2.10.5. Límites de refuerzo.

2.10.5.1. Refuerzo longitudinal máximo y mínimo.

Para columnas no preesforzadas y columnas preesforzadas con $f_{pe} < 16$ MPa de valor promedio, el área de refuerzo longitudinal no debe ser menor que **0.01Ag** ni mayor que **0.08Ag**.

Refuerzo mínimo — El refuerzo es necesario para obtener la resistencia a la flexión, la cual puede existir independientemente de los resultados del análisis, y para reducir los efectos de flujo plástico y retracción del concreto bajo esfuerzos de compresión permanentes.

Refuerzo máximo. El límite de 0.08 aplica a todas las secciones de la columna, incluyendo las zonas de empalmes del refuerzo, y también puede considerarse como un

máximo práctico para el refuerzo longitudinal, en términos de economía y de requisitos de colocación. La cuantía de refuerzo longitudinal en columnas no debe, en general, exceder 4 por ciento cuando se requiera empalmar por traslapo las barras de la columna, pues la zona de empalmes por traslapo tendrá el doble de refuerzo si todos los empalmes ocurren en el mismo lugar. (Comite ACI 318, 2014)

2.10.5.2. Refuerzo mínimo para cortante.

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_v, \min , en todas las regiones donde $V_u > 0.5\Phi V_c$.

Cuando se requiere refuerzo para cortante, A_v, \min debe ser el mayor entre (a) y (b).

$$a) 0.062 * \sqrt{f'c} * \frac{bw*s}{f_{yt}}$$

$$b) 0.35 * \frac{bw*s}{f_{yt}}$$

(Comite ACI 318, 2014)

2.11. Fundaciones.

La subestructura o cimentación es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o roca subyacentes. Todos los suelos se comprimen al someterlos a cargas y causan asentamientos en la estructura soportada. Los dos requisitos esenciales en el diseño de cimentaciones son: que el asentamiento total de la estructura esté limitado a una cantidad tolerablemente pequeña y que, en lo posible, el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine.

Si existe un suelo satisfactorio inmediatamente debajo de la estructura, es suficiente distribuir la carga mediante zapatas u otros medios. Estas subestructuras se conocen como cimentaciones superficiales y es precisamente este tipo de cimentaciones el que se analizará en este capítulo. (NILSON ARTHUR H, 2001)

En el anexo 4, (48) se muestra la figura de los distintos tipos de cimentaciones superficiales.

2.11.1. Criterio de diseño

Para definir para resistencia las dimensiones de una zapata o cabezal de pilote, debe determinarse la presión de contacto con el suelo o la reacción del pilote debida a las cargas mayoradas aplicadas. Estos valores calculados para presiones de contacto con el suelo o reacciones en los pilotes se usan para determinar la resistencia de la cimentación requerida para flexión, cortante y desarrollo del refuerzo, como en cualquier otro miembro de la estructura. En el caso de cargas excéntricas, las cargas mayoradas aplicadas pueden causar distribuciones de la presión de contacto con el suelo o de la reacción del pilote diferentes a las obtenidas para las cargas no mayoradas.

Únicamente se necesita transmitir a la zapata los momentos que se calculan en la base de la columna o pedestal. Para la transmisión de fuerzas y momentos a las zapatas, no es necesario tener en cuenta el requisito de momento mínimo debido a consideraciones de esbeltez.

2.11.1.1. Secciones críticas para cimentaciones superficiales y cabezales de pilotes.

M_u en el miembro soportado se debe calcular en la sección crítica indicada en la Tabla 2.11.1.1.

Tabla N° 2.11.1.1. Localización de la sección crítica para M_u

Localización de la sección crítica	Miembro soportado
Cara de la columna o pedestal	Columna o pedestal
En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa base de acero	Columna con placa base de acero
Cara del muro	Muro de concreto
En el punto medio entre el eje y la cara del muro de albañilería	Muro de albañilería

(Comite ACI 318, 2014)

2.11.1.2. Asentamiento.

El desempeño de una cimentación bajo cargas de gravedad deberá considerar los asentamientos tanto el diferencial como el total, la capacidad portante del suelo, la capacidad estructural de los elementos de la cimentación, en anexo 4, ((38) tipos de asentamientos) se puede observar los diferentes tipos de asentamientos que nos indica (NILSON ARTHUR H, 2001).

2.11.2. Cimentaciones superficiales.

Las zapatas superficiales pueden clasificarse como zapatas para muros y zapatas para columnas. Los esquemas en planta de los tipos más comunes se presentan en el anexo 4, (48) se muestra la figura de los distintos tipos de cimentaciones superficiales.

Las zapatas individuales y las zapatas combinadas para columnas son los tipos de cimentaciones superficiales más utilizados en suelos con capacidad razonable de carga. Si el suelo es blando o las cargas de las columnas son grandes, las áreas requeridas para las zapatas son tan grandes que se convierten en antieconómicas; en este caso, a menos que las condiciones del suelo exijan una cimentación profunda, se adopta una solución consistente en una losa de cimentación o en una cimentación flotante.

2.11.2.1. Factores de diseño.

En construcciones corrientes, la carga sobre un muro o columna se transmite verticalmente a la zapata, la cual a su vez la sostiene la presión hacia arriba del suelo sobre el cual descansa.

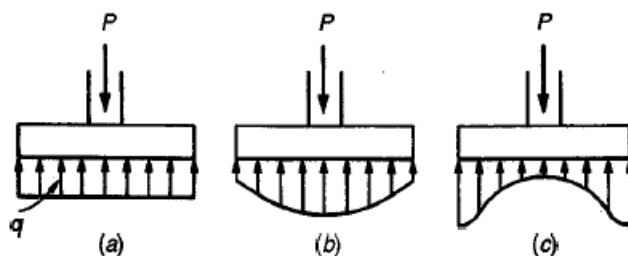


Figura 2.11.2.1. Distribución de presiones de contacto. (NILSON ARTHUR H, 2001)

a) supuesta

(b) real para suelos granulares.

(c) real para suelos cohesivos.

2.10.2.2. Cargas, presiones de contacto y dimensiones de las zapatas.

Para zapatas cargadas concéntricamente, el área requerida se determina a partir de:

$$Areq = \frac{D + L}{qa}$$

Las cargas en los numeradores de la ecuación anterior deben calcularse a nivel de la base de la zapata, es decir, en el plano de contacto entre el suelo y la zapata. Esto significa que deben incluirse el peso de la zapata y la sobrecarga (es decir, el relleno y la posible presión de fluidos sobre la parte superior de la zapata).

La variación de la presión del suelo variará linealmente bajo condiciones de carga elásticas.

Elástico sin levantamiento ($0 < e \leq B/6$): Distribución lineal de tensiones según la ley de

NAVIER:

$$ex = \frac{Mx}{p}, ey = \frac{My}{p}$$

$$q = \frac{p}{LB} \pm \frac{6Mx}{L^2B} \pm \frac{6My}{B^2L}$$

Si $e \leq \frac{L}{6}$ entonces q se calcula:

$$q = \frac{p}{LB} \pm \frac{6Mx}{L^2B}$$

Si $e \geq \frac{L}{6}$ entonces q se calcula:

$$q = \frac{2p}{3\left(\frac{L}{2} - e\right)B}$$

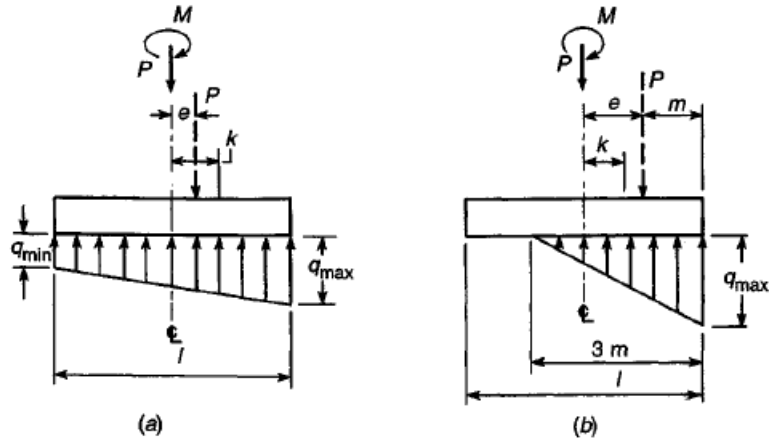


Figura 2.10.2.2-1. Presiones de contacto supuestas bajo zapatas excéntricas. (Oscar Muamar Gonzales Montufar, 2015)

Efecto de la excentricidad de la carga.

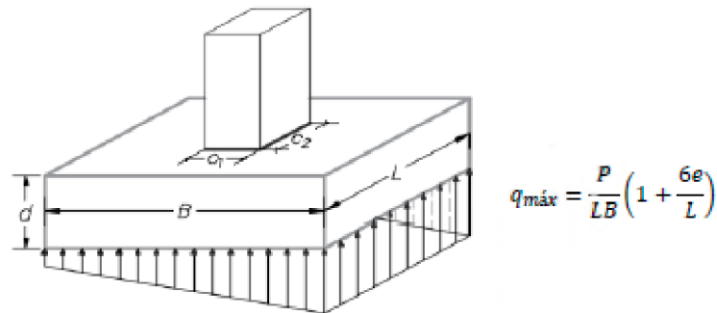


Figura 2.10.2.2-2. Presión Elástica, esfuerzo sin levantamientos. (Oscar Muamar Gonzales Montufar, 2015)

Elástico, ocurre levantamiento ($B/6 < e \leq B/2$):

Para el dimensionamiento en elevación se consideran las cargas de diseño o multiplicadas por los factores de carga.

2.11.2.2. Diseño por cortante.

El diseño de cualquier elemento en una cimentación por cortante está basado en la

resistencia de diseño por cortante $V_u \leq \Phi V_n$

Una vez determinada el área requerida de la zapata, A_{req} a partir de la presión de contacto admisible q , y de la combinación más desfavorable de cargas de servicio, incluyendo el

peso de la zapata y el relleno por encima de ésta (y todas las sobrecargas que puedan presentarse), debe determinarse la altura h de la zapata. En zapatas aisladas, la altura efectiva d es regulada principalmente por cortante. Puesto que estas zapatas se someten a una acción en dos direcciones, es decir, se flexionan en las dos direcciones principales, su comportamiento a cortante se parece al de las losas planas en inmediaciones de las columnas. Por esta razón, únicamente se analizará aquí el diseño de zapatas donde todo el cortante lo toma el concreto. (NILSON ARTHUR H, 2001)

2.11.2.3. Diseño a flexión.

Si se considera una sección vertical a través de la zapata, el momento flector producido en esta sección por la presión neta del suelo hacia arriba (es decir, la carga mayorada de la columna dividida por el área de contacto) se obtiene por simple estática. La figura 2.11.2.3, ilustra una de estas secciones cd localizada a lo largo de la cara de la columna. El momento flector con respecto a cd es el que genera la presión q , actuando hacia arriba sobre el área a un lado de la sección, es decir, el área $abcd$. En forma similar, el momento con respecto a la sección ef lo causa la presión q , que actúa sobre el área $befg$ y el refuerzo en la dirección corta, es decir, el perpendicular a ef , se calcula para este momento flector. Para zapatas que soportan columnas de concreto reforzado, estas secciones críticas a flexión se localizan en las caras de las áreas cargadas, como se indica.

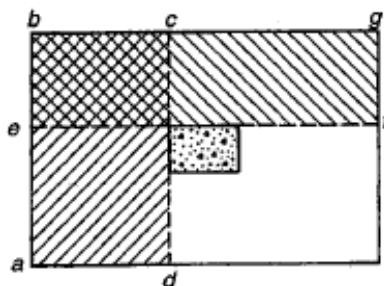


Figura 2.11.2.3. Sección crítica para flexión. (NILSON ARTHUR H, 2001)

2.12. Estrategias para la ejecución de proyectos.

2.12.1. Especificaciones técnicas.

Las especificaciones técnicas de un proyecto son los documentos en los cuales se definen las normas, exigencias y procedimientos a ser empleados y aplicados en todos los trabajos de construcción de obras, elaboración de estudios, fabricación de equipos.

Las Especificaciones Técnicas pueden dividirse en Generales y Específicas.

Las Especificaciones Técnicas Generales definen los grandes rubros de la obra, detallando la forma como se ha previsto su ejecución.

Generalmente las Especificaciones Técnicas Específicas completan y detallan las Especificaciones Técnicas Generales y cubren, como mínimo, los siguientes ítems:

- **Definición.** Donde se describe en forma concisa a que ítem de la obra o estructura se refiere.
- **Materiales y herramientas,** utilizados para ejecutar la tarea específica.
- **Procedimiento de ejecución,** donde se describe la forma en que debe ejecutarse este rubro de la obra.
- **Medición,** donde se describe con precisión como se efectuará la medición de este rubro, una vez ejecutado para proceder al pago correspondiente.
- **Forma de pago,** donde se detalla cómo será pagado y que se comprende exactamente en dicho pago.

2.12.2. Cómputos métricos.

El cómputo métrico consiste en el cálculo detallado de las cantidades de obras. Se pueden ejecutar utilizando planos marcados y planillas, generando partidas que servirán para elaborar el presupuesto de obra. Cuando el cómputo se hace en sitio, consiste en la verificación de las cantidades de obras realmente ejecutadas, llamadas también mediciones de obras.

2.12.2.1. Objeto que cumplen los cómputos métricos

- Establecer el costo de una obra o de una de sus partes.
- Determinar la cantidad de material necesario para la ejecución de una obra.
- Establecer volúmenes de obra y costos parciales con fines de pago por valuaciones de obra.

2.12.3. Análisis de precios unitarios.

Los datos y porcentajes, así como el método de cálculo, se encuentran definidos en el Formulario de Análisis de Precios Unitarios (Formulario B-2) de acuerdo al DBC

(documento base de contratación), este documento existe para distintos tipos de licitaciones.

2.12.4. Presupuesto por ítems y general de obra.

Los datos y el método de cálculo, se encuentran estandarizados en el Formulario de Presupuesto General de Obra (Formulario B-1) definido en el Documento Base de Contratación.

2.12.5. Cronograma de obra.

Plan de obra y cronograma es un diagrama que tiene la función de definir la repartición de los gastos y de las obras en el tiempo.

Simplificando, el cronograma podría realizarse mediante la elaboración de una tabla con dos columnas en las que se muestra:

- los períodos de referencia.
- los importes que se prevén asignar en el periodo correspondiente.

La forma de presentación del cronograma de obra será mediante diagramas Pert, Gantt, u otros, de acuerdo al tipo y envergadura de la obra, aplicando diferentes herramientas (software) que facilita su desarrollo y aplicación.

CAPÍTULO III

3. Ingeniería del proyecto.

3.1. Arquitectura.

El diseño arquitectónico fue elaborado por la Unidad de Proyectos Especiales UPRE, como un modelo tipo de mercado, y dicho diseño fue proporcionado por el Gobierno Autónomo Municipal de Padcaya.

El diseño cuenta con ambientes para la venta de abarrotes y carnes en toda la planta baja y la planta alta está distribuida entre venta de comidas, desayunos, tiendas y oficinas.

En el diseño arquitectónico se puede ver que la estructura es casi simétrica con una configuración rectangular y cuenta con el espacio para estacionamientos y sectores de descargas.

3.2. Topografía del terreno.

El plano del levantamiento topográfico fue otorgado por el Gobierno Autónomo Municipal de Padcaya, el desnivel en el terreno es muy pequeño debido a la superficie casi plana del mismo con un desnivel de 590.182-588.651.

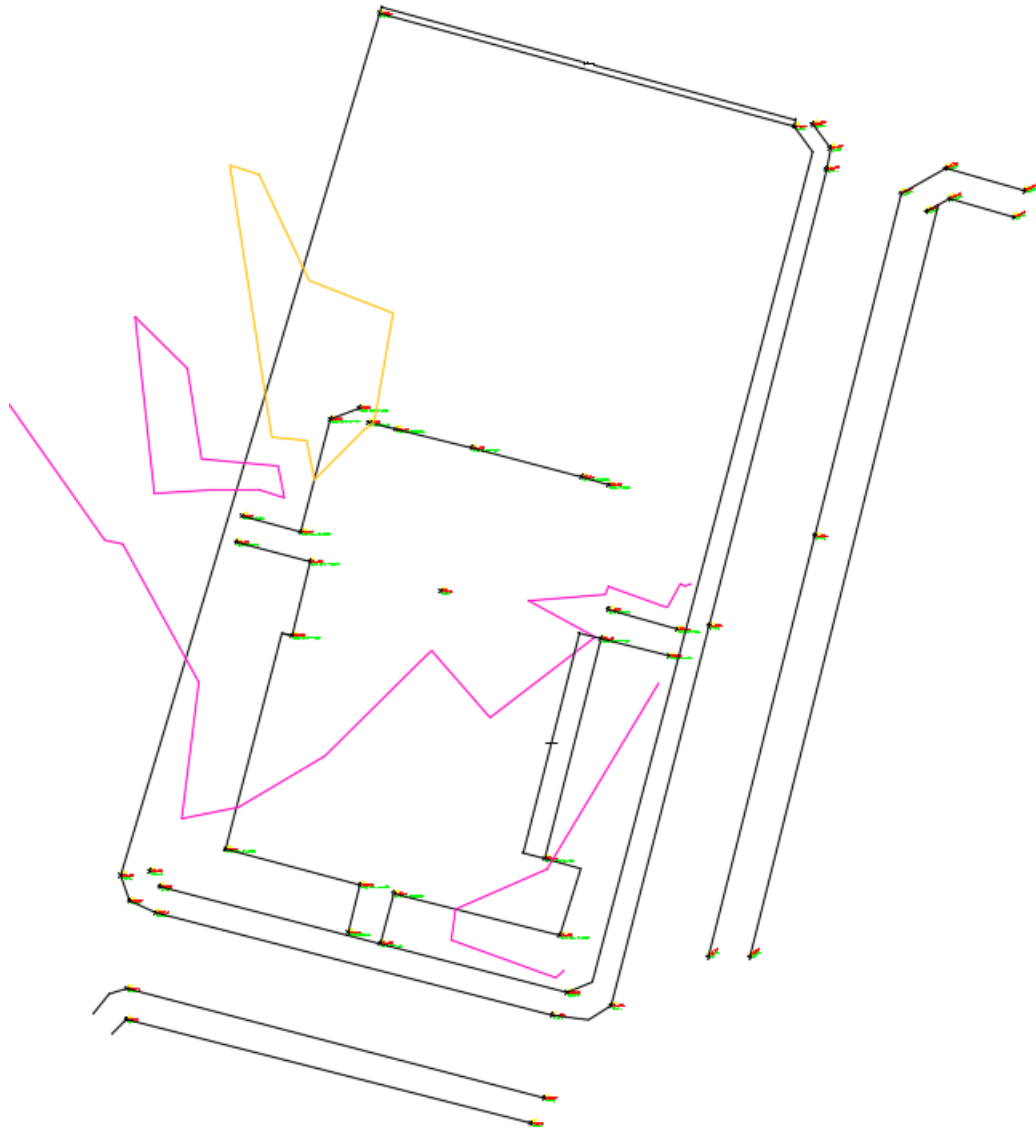


Figura 3.2. Plano topográfico del emplazamiento del proyecto.

El emplazamiento de la estructura no tiene inconveniente de relleno y corte de suelo, lo cual facilita los trabajos y el cálculo de la obra.

3.3. Análisis del estudio de suelos.

El estudio de suelos fue proporcionado por el Gobierno Autónomo Municipal de Padcaya, el mismo que fue realizado por la Empresa Consultora Colo S.R.L. mediante el ensayo de SPT (STANDARD PENETRATION TEST).

Se realizó un sondeo en 4 pozos ubicados dos de las esquinas, uno intermedio entre esquinas y otro en el centro del emplazamiento, se presenta un resumen de los sondeos.

Tabla N°3.3-1. Resumen de sondeos.

Sondeo	Pfrof. (m)	N° golpes	Resistencia kg/cm2	Resistencia adm en kg/cm2
1	2.5-2.95	20	1.75	1.45
2	1.8-2.5	12	1.2	1
3	1.4-1.85	25	3	2.5
4	1.10-1.55	30	3.35	2.8

Del análisis de suelos cabe recalcar que es un lugar ligeramente plano con una primera capa de material limoso arenoso, semi seco, de textura moderada fina, color marrón y consistencia suelta; seguidamente en profundidad se encuentra una capa de material limo arenoso, semi seco, de textura moderadamente fina, color marrón y consistencia media; finalmente en la profundidad y lugar de sondeos se encuentra una capa de material limo arcilloso (poso 1 y 2) y arcilloso (poso 3 y 4), seco, de textura fina, color marrón claro y consistencia firme.

En conclusión, los sondeos presentan de regular a buena capacidad portante, determinándose como tensión admisible los valores de 1.45 kg/cm², 1kg/cm², 2.5 kg/cm² y 2.8 kg/cm² para el diseño de la estructura de fundación.

Cabe recalcar que, al momento de avanzar con la ejecución del proyecto, se debe realizar el estudio de suelos a profundidades más altas, Braja M. Das en su libro Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, en el Capítulo 2 Depósitos naturales de suelo y exploración del subsuelo, presenta la siguiente tabla de profundidad de excavación para un edificio con un edificio de ancho 30 m será aproximadamente la siguiente.

Tabla N°3.3-2. Profundidad de perforación.

Núm. de pisos	Profundidad de perforación
1	3.5 m
2	6 m
3	10 m
4	16 m
5	24 m

No existen reglas fijas ni simples para determinar el espaciamiento de las perforaciones. En la tabla 3.3-3 se indican algunas directrices generales.

Tabla N°3.3-3. Espaciamiento aproximado de las perforaciones.

Tipo de proyecto	Espaciamiento (m)
Edificios de muchos pisos	10 a 30
Plantas industriales de un piso	20-60
Carreteras	250- 500
Subdivisión residencial	250-500
Presas y diques	40-80

(Braja M. Das, Séptima edición)

3.3.1. Verificación rápida del estudio de suelos

Para dar validez y verificar que el estudio de suelos fue realizado correctamente se realizará una verificación manual rápida con las fórmulas de Terzaghi, CTE y Meyerhof, sacando un promedio de las tres formulas y realizando la comparación con los valores del estudio de suelos.

Tabla N° 3.3-4. Verificación capacidad portante del suelo.

Capacidad portante del terreno con respecto a N					
Sondeo	Numero de golpes N	Formula de CTE	Formula de Terzaghi	Formula Meyerhof	σ_N Media kg/cm ²
1.00	20.00	2.22	2.50	3.31	2.68
2.00	12.00	1.33	1.50	1.98	1.61
3.00	25.00	2.78	3.13	4.13	3.35
4.00	30.00	3.33	3.75	4.96	4.01

Tabla N° 3.3-5. Comparación verificación manual con estudio de suelos realizado por laboratorio.

σ_{adm} kg/cm ²	σ_{adm} Estudio de suelos kg/cm ²
2.2	1.45
1.3	1
2.8	2.5
3.3	2.8

Con la verificación rápida se puede observar que el estudio de suelos otorgado por el G.A.M.P. esta con cierto margen de seguridad a favor lo que da a conocer que se tiene un estudio de suelos confiable para el diseño.

3.4. Idealización de la estructura.

Se idealiza una estructura a porticada de hormigón armado que contiene columnas, vigas, losas alivianadas, escaleras, rampas, juntas de dilatación y zapatas aisladas.

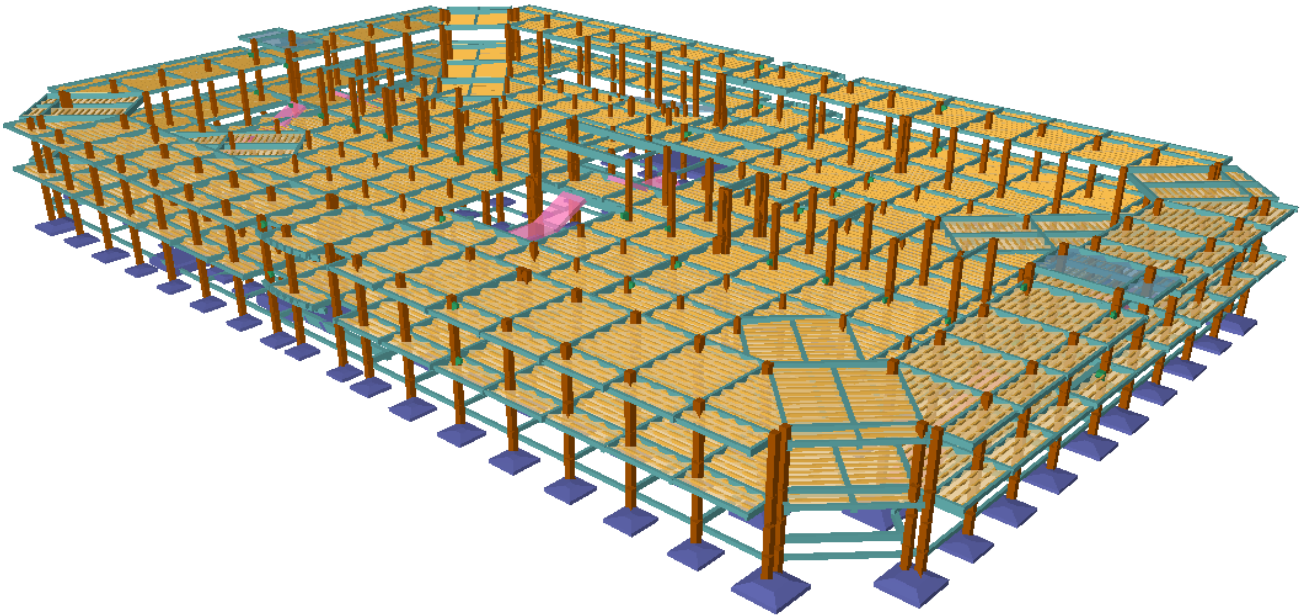


Figura 3.4. Modelo estructural del mercado. (elaboración propia)

3.5. Diseño de la estructura metálica.

Como se puede apreciar en los planos arquitectónicos, la estructura de sustentación de cubierta se basa en cerchas metálicas de perfiles de acero laminados en caliente.

El diseño geométrico de la estructura metálica es de $L=70$ m y $a=44$ m, las cerchas tienen las siguientes propiedades geométricas. longitud $L= 44.03$ m, Pendiente $S= 7.7\%$, longitud Inclinada $L_f= 22.11$ m, Angulo $\alpha = 4.42^\circ$ y la separación entre Cerchas $b = 4.38$ m.

La presión de velocidad a una altura z q_z es igual a:

$$q_z = 0.613 * K_z * K_{zt} * K_d * K_e * V^2 \left(\frac{N}{m^2} \right)$$

Donde:

K_d = factor de direccionalidad del viento. K_e = factor de elevación del suelo.

K_h = coeficiente de exposición a la presión de velocidad evaluado en altura $z = h$.

K_z = coeficiente de exposición a la presión de velocidad evaluado en altura z .

K_{zt} = factor topográfico.

El factor K_d depende del tipo de la estructura se asume 0.85 (ver anexo 4, (8) Factor de direccionalidad del viento K_d).

La categoría de exposición de nuestra estructura correspondo a la categoría B para edificios u otras estructuras con techo medio altura menor o igual a 9.1 m,

El factor K_e que depende de la altura a nivel en la que se encuentra el proyecto se asume 0.7039 interpolando de la tabla que ser muestra (ver anexo 4, (9) Factor de elevación del suelo K_e) pero en ASCE-SEI 7 capítulo 26, tabla 26.9.1 indica que en todos los casos K_e puede ser igual a 1.

El factor K_z , varía en función a la categoría de exposición de la estructura y a la altura con respecto al suelo se asume 0.765 interpolando con la altura hasta el centro de la cubierta que es $z=11.23m$ (ver anexo 4, (10) Coeficiente de exposición a la presión de velocidad K_h y K_z). También se puede calcular K_z con la siguiente fórmula:

$$4.6m \leq z \leq z_g \text{ entonces } K_z = 2.01 * \left(\frac{z}{z_g} \right)^{2/\alpha}$$

Donde z_g y α dependen de la categoría de exposición de la estructura siendo $z_g=365.76$ y $\alpha=7$ (ver anexo 4, (11) Constantes de exposición al terreno), entonces:

$$K_z = 2.01 * \left(\frac{11.63}{365.6} \right)^{\frac{2}{7}} = 0.766$$

El factor Kz que depende de los defectos topográficos se puede asumir kz=1 ya que el terreno de emplazamiento de la estructura no presenta defectos topográficos.

$$qz = 0.613 * 0.766 * 1 * 0.85 * 1 * 20^2 \left(\frac{N}{m^2} \right) = 211.14 \left(\frac{N}{m^2} \right)$$

Este valor de qz es para el centro de la cubierta, para la cumbrera o base de la cubierta se presenta una tabla con los valores de qz para diferentes alturas Kz.

Tabla N° 3.5.1.3-1. Valores de qz para diferentes alturas.

altura m	kz	qz
8.48	0.68	187.43
8.97	0.70	192.12
11.23	0.76	211.14
13.98	0.79	218.85

Presiones de viento de diseño para el SPRFV (sistema principal resistente a la fuerza del viento).

Las presiones de viento de diseño se determinan usando la expresión:

$$p = q G C_p - q_i (G C_{pi})$$

siendo:

q = qz para muros de barlovento evaluados a una altura z por encima del suelo.

q = qh para paredes de sotavento, paredes laterales y techos evaluados en altura h.

qi = qh para paredes de barlovento, paredes laterales, paredes de sotavento y techos de edificios cerrados y para interiores negativos.

qi = qz para evaluación de presión interna positiva en parte edificios cerrados donde la altura z se define como el nivel de la abertura más alta del edificio que podría afectar La presión interna positiva.

G = factor de efecto de ráfaga. Cp = coeficiente de presión externa.

(GCpi) = coeficiente de presión interna.

El factor de efecto de ráfaga para un edificio rígido u otra estructura se puede tomar como **G = 0.85**.

El coeficiente de presión interna $G_{C_{pi}}$ depende de la cuan abierto o cerrado es el edificio, para edificios cerrados **$G_{C_{pi}} = \pm 0.18$** (ver anexo 4, (12) Coeficientes de presión interna, ($G_{C_{pi}}$), para Edificios cerrados, parcialmente cerrados, parcialmente abiertos y abiertos (paredes y techo)

El coeficiente de presión externa C_p para paredes depende de la relación lado corto/lado largo de la estructura, altura/lado corto de la estructura y del ángulo de inclinación de la cubierta, este coeficiente es para presiones SPRFV tanto normal a la cubierta como paralelo. (ver anexo 4, (13) Coeficientes de presión de pared, C_p)

Con los valores de $L/B = 0,62$ y para $h/L = 0.23$, se puede obtener los valores de C_p que se reflejan en la tabla 3.5.1.3-2 y 3.5.1.3-3.

Reemplazando los datos en **$p = q G_{C_p} - q_i (G_{C_{pi}})$** , se obtiene los valores en la tabla 3.5.1.3-2 y tabla 3.5.1.3-3 para presiones SPRFV, tanto para paredes como para cubiertas para normal y paralelo.

Tabla N°3.5.1.3-2. Presiones sobre SPRFV viento normal a la cubierta.

Presiones sobre SPRFV viento normal a la cubierta					
superficie	z(m)	q(N/m ²)	C _p	(+G _{cpi})N/m ²	(-G _{cpi})N/m ²
Pared a barlovento	7.48	187.43	0.80	89.45	165.46
	8.97	192.12	0.80	92.63	168.65
pared a sotavento		211.14	-0.50	-127.74	-51.73
	todas				
pared lateral	todas	211.14	-0.70	-163.63	-87.62
Cubierta a barlovento	11.23	211.14	-0.50	-127.74	-51.73
	11.23	211.14	-0.18	-70.31	5.70
Cubierta a sotavento	11.23	211.14	-0.38	-105.49	-29.48

Tabla N°3.5.1.3-3. Presiones sobre SPRFV viento paralelo a la cubierta.

Presiones sobre SPRFV viento paralelo a la cubierta					
superficie	z(m)	q(N/m2)	Cp	(+Gcpi)N/m2	(-Gcpi)N/m2
Pared a	7.48	187.43	0.8	89.45	165.46
barlovento	8.97	192.12	0.8	92.63	168.65
pared a	todas	211.14	-	-104.41	-28.40
sotavento			0.37		
pared lateral	todas	211.14	-0.7	-163.63	-87.62
Cubierta a	0-h	211.14	-0.9	-199.53	-123.52
barlovento	h-2h	211.14	-0.5	-127.74	-51.73
Cubierta a	2h-adelante	211.14	-0.3	-91.85	-15.84
sotavento					

Tenemos dos casos de carga sobre la cubierta a barlovento y dos presiones internas esto da cuatro casos de carga tanto para presiones normal y paralela a la cubierta dando en total ocho casos de carga (ver anexo 4, (2-3-4-5) Presiones de Diseño Netas para el SPRFV)

3.5.1.4. Carga de nieve (S).

La carga por hielo que predomina en Tarija es el granizo y en estos últimos años la de nieve, en el medio lamentablemente no se cuenta con datos precisos para evaluar una carga por nieve aceptable, ya que el fenómeno es nuevo en el municipio de Padcaya como en la ciudad de Tarija en el SENAMHI existen registros sobre las nevadas ocurridas en la zona alta de la ciudad; pero estos datos están enfocados al campo agronómico y son evaluados de acuerdo al daño ocasionado a los cultivos y no así al espesor o la carga que este proporciona, por esta razón y con el dato de la nevada ocurrida en el invierno del año 2019.

Ante estas circunstancias y buscando no omitir esta importante carga accidental; pero tampoco sobredimensionar la estructura, se realiza el cálculo de la carga de nieve ps, con la metodología planteada en la norma ASCE-SEI7 2016, CAPITULO 7.

$$P_f = 0.7 * C_e * C_t * I_s * P \quad \text{y} \quad P_s = C_s * P_f$$

Donde:

Ce= factor de exposición. Cs= Factor de pendiente. Ct= Factor térmico.

Is= Factor de importancia. Pg= Carga de nieve en el suelo. Pf= Carga de nieve en cubiertas planas pendiente $\leq 5^\circ$. Ps= Carga de nieve kN/m².

El factor Ce que depende del tipo de exposición de la estructura, para la estructura con exposición B y completamente expuesta se determina un Ce=0.9. (ver anexo 4, (14) Factor de exposición, Ce.)

El factor Ct que depende de la condición térmica de la estructura, para estructuras al aire libre sin calefacción el factor Ct=1.2. (Ver anexo 4, (15) Factor térmico, CT.)

El factor de importancia Is que depende de Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para Inundaciones, viento, nieve, terremotos y cargas de hielo, la estructura correspondo a una categoría de riesgo III dando como factor Is=1.10. (Ver anexo 4, (16) Factor de importancia, Is.)

La carga de nieve en el suelo Pg se obtiene de la multiplicación de la altura de nieve por la densidad de la misma, en Tarija la última nevada tuvo una acumulación de nieve de 15 cm, asumiendo la densidad de la nieve $\gamma=3\text{KN/m}^3$ se obtiene que $Pg=4.5\text{kN/m}^2$.

El factor de pendiente Cs se determina a partir de la pendiente de la estructura, como esta presenta una pendiente $s \leq 5^\circ$ el factor Cs=1. Entonces reemplazado los datos obtenemos los valores de la carga de nieve en la cubierta en KN/m².

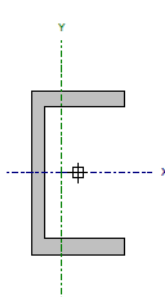
$$Pf = 0.7 * Ce * Ct * Is * Pg = 0.7 * 0.9 * 1.2 * 1.1 * 4.5 = \mathbf{0.374 \frac{KN}{m^2}}$$

$$Ps = Cs * Pg = 1 * 0.374 = \mathbf{0.374 \frac{KN}{m^2}}$$

3.5.2. Diseño de elementos sometidos a flexión.

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán los de la Especificación ANSI/AISC 360-10 para construcción de acero para flexión (ver Capetillo E). En la tabla 3.5.2-1. Se presenta las características geométricas del perfil seleccionado.

Tabla N°3.5.2. Características geométricas del perfil seleccionado para correas.

Perfil: UPN 80 Material: Acero (A36)									
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _x ⁽²⁾ (cm ⁴)	x _g ⁽³⁾ (mm)	y _g ⁽³⁾ (mm)
	N156	N103	4.380	11.00	106.00	19.40	2.20	-8.00	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	4.380	4.380	0.000	0.000	
				C _b	-		1.000		
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _x : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico									

3.5.2.1. Diseño a flexión en el eje X.

La resistencia nominal de flexión, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral-torsional.

La resistencia de diseño en flexión, $\Phi_b M_n$, deben ser determinados de la siguiente manera:

$$\Phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)}$$

1. Fluencia.

$$M_c = \Phi_b * M_n \quad M_n = M_p = F_y * Z_x$$

Donde

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, (MPa)

Z_x = módulo de sección plástico en torno al eje x, cm³ (mm³)

$$M_n = 250 \left(\frac{N}{mm^2} \right) * 32300(mm^3) = 8.075KN * m$$

$$M_c = 0.9 * 8.075 = 7.26KN * m$$

2. Pandeo lateral.

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 13.28 * \sqrt{\frac{200000}{250}} = 661.09 \text{ mm}$$

$$L_b \leq L_p \text{ entonces } 0 \text{ m} \leq 0.661 \text{ m}$$

Demanda de la Combinación de Cargas: $M_{u \text{ solicitacion}} = 5.92 \text{ KN} * \text{ m}$

Para que el elemento cumpla frente a flexión, $M_u \leq \Phi M_n$ entonces:

$$6.55 \text{ KN} * \text{ m} \leq 7.26 \text{ KN} * \text{ m} \text{ (CUMPLE!!!!)}$$

3.5.2.2. Diseño a cortante eje Y.

La resistencia de corte de diseño, $\Phi_v V_n$, deben ser determinados de la siguiente manera:

$$\Phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

Resistencia de Corte

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v$$

$$\text{Cuando } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 * \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} \quad C_v = 1$$

$$\text{Cuando } 1.1 * \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1.37 * \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} \quad C_v = \frac{1.1 * \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

$$\text{Cuando } \frac{h}{t_w} > 1.37 * \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} \quad C_v = \frac{1.51 * E * K_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 * F_y}$$

Donde A_w = área del alma, la altura total multiplicada por el espesor del alma, $d * t_w$, (mm^2).

$$d = 80 \text{ mm}, t_w = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_w = 80 * 6 = 480 \text{ mm}^2$$

El coeficiente de pandeo por corte del alma, K_v , Para almas sin atiesadores transversales y con $h/t_w \leq 260$, $K_v = 5$.

$H = 64 \text{ mm}$ y $t_w = 6 \text{ mm}$ entonces $h/t_w = 10.667$, $K = 5$.

$$\frac{h}{tw} \leq 1.1 * \sqrt{\frac{Kv * E}{Fy}} \Rightarrow \frac{64}{6} \leq 1.1 * \sqrt{\frac{5 * 200000}{250}} \Rightarrow 10.667 \leq 69.57 \text{ OK, entonces:}$$

$$Vn = 0.6 * Fy * Aw * Cv \Rightarrow Vn = 0.6 * 250 * 480 * 1 = 72,000 \text{ N} \Rightarrow \mathbf{Vn = 72 \text{ KN}}$$

De la combinación de cargas el cortante Vu=5.98 KN

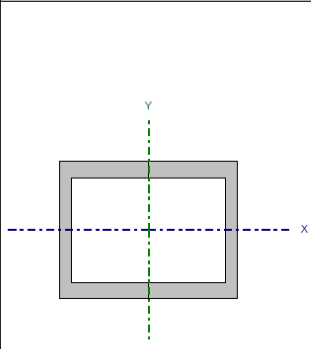
$$Vr \leq \Phi Vc \Rightarrow 5.98 \leq 0.9 * 72 \quad \mathbf{5.98 \text{ KN} \leq 64.8 \text{ KN (CUMPLE!!!!)}}$$

En anexo 4, (39) se muestra la correa de verificación que es también la más solicitada.

3.5.3. Diseño de elemento sometido a compresión (cuerda superior).

Tabla 3.5.3. Características geométricas de perfil seleccionado para cordón superior.

Barra N168/N165

Perfil: UPN 65, Doble en cajón soldado (Cordón discontinuo) Material: Acero (A36)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N168	N165	1.956	18.06	115.00	167.77	3.22
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo		Pandeo lateral				
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
β	1.00	1.00	0.00	0.00			
L _K	1.956	1.956	0.000	0.000			
C _b	-		1.000				
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico							

La resistencia de diseño en compresión, $\Phi_c P_n$, deben ser determinadas de la siguiente manera.

$$\Phi_c = 0,90 \text{ (LRFD)}$$

3.5.3.1. Límite de esbeltez para compresión.

$$\lambda \leq 200 \text{ siendo } \lambda = \frac{KL}{r}$$

Donde:

L: Longitud de la barra L: 1956 mm

K: Factor de longitud efectiva. K: 1.00

El capítulo C3 del reglamentó nos dice “El factor de longitud efectiva, K, deberá ser tomado con un valor unitario a menos que un valor menor pueda ser justificado mediante un análisis racional).

rx: Radio de giro respecto al eje X rx= 2.53 cm

$$\lambda = \frac{1 \cdot 195.6}{2.53} = 77.31 < 200 \text{ OK.}$$

3.5.3.2. Resistencia a compresión.

$$P_c = \Phi P_n \quad P_c \geq P_r \quad P_n = F_{cr} * A_g$$

La tensión de pandeo por flexión, se determina como:

a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ o $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$

$$F_{cr} = 0.877 * F_e$$

Donde

F_e = tensión de pandeo elástico, (MPa).

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

a) $F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 200000}{\left(\frac{195.6}{25.3}\right)^2} = 330.24 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \Rightarrow \frac{250 \text{ N/mm}^2}{330.24 \text{ N/mm}^2} \leq 2.25 \Rightarrow \mathbf{0.757 \leq 2.25 \text{ OK}}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \Rightarrow \frac{\left[\frac{250N}{mm^2} \right.}{\frac{330.24N}{mm^2}} \left. \right] 250N \Rightarrow F_{cr} = 182.109N/mm^2$$

$$P_n = F_{cr} * A_g = \frac{182.109N}{mm^2} * 903mm^2 \Rightarrow P_n = 164,445.22N = 164.44KN$$

$$\phi P_n \geq P_r = 0.9 * 164.44 \geq 133.69KN \Rightarrow 148KN \geq 133.69KN \text{ (CUMPLE!!!!)}$$

3.5.3.3. Diseño de elementos para solicitaciones combinadas y torsión.

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right] \leq 1$$

Donde

P_r = resistencia de compresión axial requerida, usando combinaciones de carga LRFD, kgf (kN)

P_c = resistencia de compresión axial disponible, kgf (kN)

M_r = resistencia de flexión requerida, usando combinaciones de carga LRFD, $M_r=0.08$ KN*m

M_c = resistencia de flexión disponible, kgf-m (N-mm)

x = subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte

y = subíndice que indica flexión en torno al eje débil

Flexión Para el eje X.

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad M_{cy} = \phi M_n$$

Para eje x $Z_x=21.7cm^3$

$$M_n = F_y Z_x = 250N/mm^2 * 21,700mm^3 = 5,425,000N*mm = 5.425KN*m$$

$$M_{cx} = 0.9 * 5.425 = 4.88 \text{ KN*m}$$

Flexión Para el eje Y.

Para eje x $Z_y=8.11\text{cm}^3$

$$M_n = F_y Z_y = 250\text{N/mm}^2 * 8,110\text{mm}^3 = 2,027,500\text{N*mm} = 2.027\text{KN*m}$$

$$M_{cy} = 0.9 * 2.027 = \mathbf{1.824\text{ KN*m}}$$

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right] \leq 1$$

$$\frac{133.69\text{ KN}}{148\text{KN}} + \frac{8}{9} \left[\frac{0.04\text{ KN * m}}{4.88\text{ KN * m}} + \frac{0}{1.825\text{ KN * m}} \right] \leq 1$$

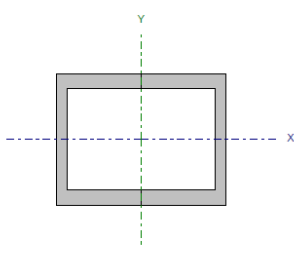
$$\mathbf{0.91 \leq 1\text{ OK CUMPLE}}$$

En anexo 4, (40) se muestra la cuerda superior de verificación que es el elemento a compresión más solicitado.

3.5.4. Diseño de elemento a tracción (cuerda inferior).

Tabla 3.5.4. Características geométricas de perfil seleccionado para cordón inferior.

Barra N77/N79

Perfil: UPN 65, Doble en cajón soldado (Cordón discontinuo) Material: Acero (A36)							
Nudos	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N77	N79	1.956	18.06	115.00	167.77	3.22	
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
		Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.		
	β	1.00	1.00	0.00	0.00		
	L _k	1.956	1.956	0.000	0.000		
	C _b	-			1.000		
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico							

La resistencia de diseño en compresión, $\Phi_c P_n$, deben ser determinadas de la siguiente manera.

3.5.4.1. Resistencia a tracción.

$$\Phi_c = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad P_c = \Phi P_n \quad P_c \geq Pr$$

$$Pr = 173.02KN \quad Pn = Fy * Ag$$

$$Pn = Fy * Ag = 250 * 903 \Rightarrow Pn = 225,750N = 225KN$$

$$\phi Pn \geq Pr = 0.9 * 225 \geq 173.02 \Rightarrow 203.17KN \geq 173.02KN \text{ (CUMPLE!!!!)}$$

3.5.4.2. Diseño de elementos para solicitaciones combinadas y torsión.

Cuando $\frac{Pr}{Pc} \geq 0.2$

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left[\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right] \leq 1$$

$$Mr=0.068KN*m$$

Flexión Para el eje X.

$$Mn = Mp = FyZx \quad Mcy = \phi Mn$$

Para eje x $Zx=21.7cm^3$

$$Mn = FyZx = 250MPa * 21,700mm^3 = 5,425,000N*mm = 5.425KN*m$$

$$Mcx = 0.9 * 5.425 = 4.88KN*m$$

Flexión Para el eje Y.

Para eje x $Zy=29.69cm^3$

$$Mn = FyZx = 250MPa * 29,690mm^3 = 7,422,500N*mm = 7.42N*m$$

$$Mcy = 0.9 * 7.42 = 6.68KN*m$$

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left[\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right] \leq 1$$

$$\frac{173 KN}{203.17 KN} + \frac{8}{9} \left[\frac{0.068 KN * m}{4.88 KN * m} + \frac{0}{6.67 KN * m} \right] \leq 1$$

$$0.858 \leq 1 \text{ (CUMPLE!!!!)}$$

En anexo 4, (40) se muestra la cuerda inferior de verificación que es el elemento a tracción más solicitado.

3.5.5. Diseño de uniones emperradas y placas de apoyo.

La placa base es de acero A-36, cuando las barras de acero se apoyan en la columna es necesario que la carga puntual se distribuya en el área suficiente para evitar que exista un sobreesfuerzo en el hormigón.

$$P_u = R_y = 8.292 \text{ tn} = 81.32 \text{ KN} \quad F_c = 25 \text{ MPa} \quad \phi_c = 0.65$$

3.5.5.1. Área de la placa.

$$P_u = 0.85 * f'_c * A \quad A = \frac{P_u(\text{solicitado})}{\phi * 0.85 * f'_c} \quad A = \frac{81,320 \text{ N}}{0.65 * 0.85 * 25 \text{ MPa}}$$

$$A = 5,887.42 \text{ mm}^2 = 58.87 \text{ cm}^2$$

Área adoptada

$$N = 20 \text{ cm}$$

$$B = 20 \text{ cm}$$

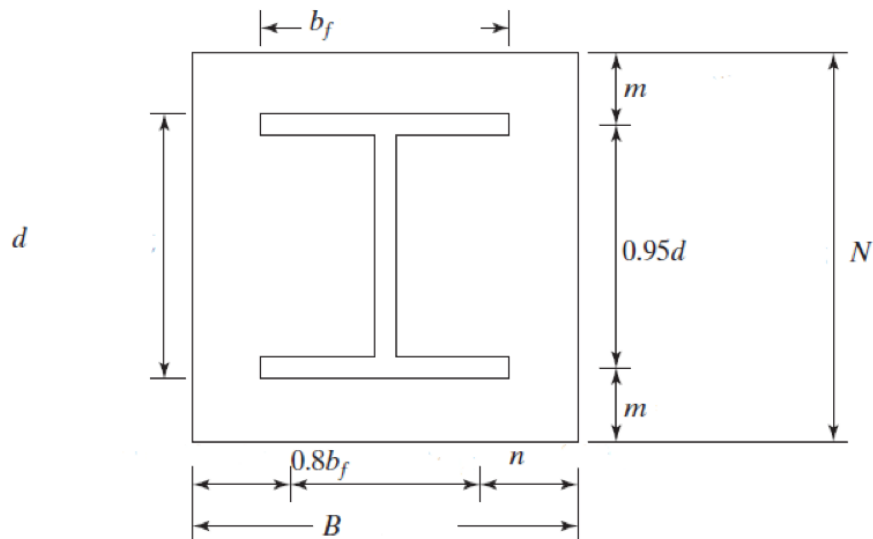


Figura 3.5.5.1. Forma de placa y distribución de pernos

3.5.5.2. Espesor de la placa.

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{N - 0.95 * d}{2} = \frac{200 - 0.95 * 65}{2} = 69.125 \text{ mm}$$

$$n = \frac{B - 0.8 * b_f}{2} = \frac{200 - 0.8 * 84}{2} = 66.4 \text{ mm}$$

$$n' = \frac{\sqrt{d * bf}}{4} = \frac{\sqrt{65 * 84}}{4} = 18.74mm$$

l= es el máximo entre m, n y n'. l=69.125mm.

Debido a que la placa será cuadrada se asume n = m = 3 cm.

$$treq = l * \sqrt{\frac{2Pu}{0.9 * Fy * B * N}} = 66.125 * \sqrt{\frac{2 * 81,320N}{0.9 * 250MPa * 200 * 200}} = 9.29mm$$

El espesor de la placa de apoyo será de 10mm.

3.5.5.3. Pernos de anclaje.

Los pernos de anclaje se deben diseñar para resistir las cargas que la estructura transmite a las columnas.

Área adoptada.

$$\Phi=0.75 \quad Fv= 120 \text{ ksi} = 8436 \text{ kgf/cm}^2 = 227.29\text{MPa}$$

$$Ag = \frac{Pu_{(solicitado)}/4}{\Phi * 0.85 * fv} = \frac{94,046/4}{0.75 * 0.85 * 227.29} = 162mm^2 = 1.62cm^2$$

$$Ag = \frac{\pi d^2}{4} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{Ag * 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{1.62 * 4}{\pi}} = 1.43cm$$

Se adopta 4 pernos de alta resistencia según ASTM A325, de diámetro 12mm dado a que no se permite utilizar pernos de menor diámetro para conexiones.

Longitud del perno.

De libro diseño de estructuras de acero Jack C. McCormac, y según el tipo da cero utilizado nos proporciona una tabla de distancia mínima de anclaje.

Tabla N° 3.5.5.3. Distancia mínima de anclaje.

Tipo de perno material	Longitud mínima incrustada	Distancia mínima de borde incrustado
------------------------	----------------------------	--------------------------------------

A307. A36	12d	5d > 4 in
A325. A449	17d	7d > 4 in

Para tipo de acero A325 las mínimas distancias que se deben anclar son:

Lbf es el largo libre del perno Lbf = 8d Lbe es el largo embebido efectivo

Lbe = 17d Lb es el largo efectivo. Lb = Lbf+Lbe

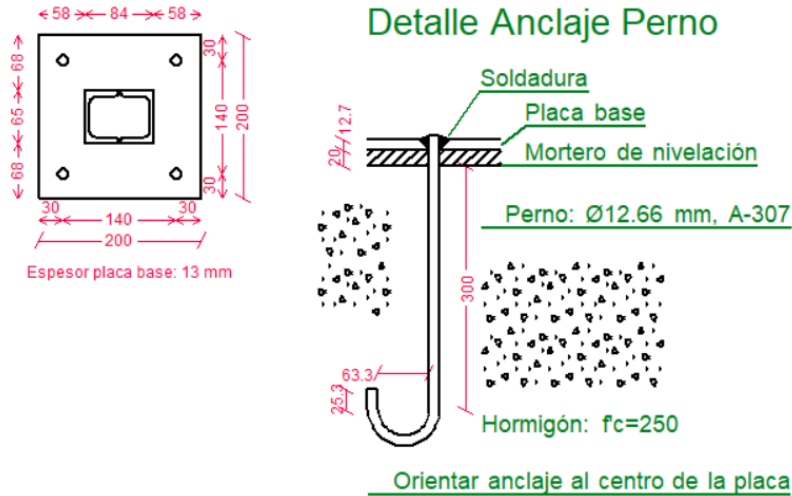


Figura 3.5.5.3. Detalle de la unión empernada calculada por Cype-3D.

$$Lbf = 8d = 8 \cdot 12\text{mm} = 96\text{mm} \quad Lbe = 17d = 17 \cdot 12\text{mm} = 204\text{mm}$$

$$Lb = Lbf + Lbe = 96 + 204 = 300\text{mm} = 30\text{cm}$$

Diseño por aplastamiento de la placa.

$$\phi R_n > Pu/4 \quad \phi R_n = \phi \cdot 2.4 \cdot d \cdot t \cdot fu$$

Donde:

F_u = resistencia última mínima especificada del material conectado, kgf/cm² (MPa)

d = diámetro nominal del perno, cm (mm)

l_c = distancia libre, en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde del perforación adyacente o borde del material, cm (mm)

t = espesor del material conectado, cm (mm)

$$\emptyset R_n = \emptyset * 2.4 * d * t * f_u = 0.75 * 2.4 * 12 * 3 * 400 = 25,920 \text{ N/tor} = 25.920 \text{ N/tor}$$

$$25.920 \text{ KN} > \frac{81.32 \text{ KN}}{4} \Rightarrow \mathbf{25.902 > 20.33 (CUMPLE!!!!)}$$

Tabla 3.5.5.3. Comparación de cálculo manual vs Cype-3D en placa de anclaje.

	Calculo manual	Calculo Cype 3D
Geometría de la placa	20cmx20cm	20cmx20cm
Espesor	10mm	13mm
Diámetro pernos	12mm	12mm
Longitud de anclaje	30cm	30cm

3.6. Cargas consideradas para el diseño de la estructura de sustentación.

3.6.1. Cargas muertas.

Carpeta de nivelación.

Mortero de cemento y arena = 2,100 Kg/m³ Según la Tabla 3.2 (Ver Anexo 4, (1) peso específico de morteros)

Peso de la carpeta de nivelación: 2,100 Kg/m³*0.02 m = **42 Kg/m²**

Mortero cola.

Peso específico del Mortero = 2,100 Kg/m³ Altura de mortero = 1cm

Carga permanente del mortero será 2,100 Kg/m³*0.01 m = **21 Kg/m²**

Cerámica se toma 18Kn/m² Según la tabla 3.6.1-1.

Cielo falso.

Para el cielo falso se utilizará una carga de **20 Kg/m²** correspondiente a Sistema de placas prefabricadas.

Para el cálculo en el programa se utilizará la carga muerta de **CM =100 Kg/m²**

Tabla N°3.6.1-1. Carga muerta superficial considerada.

Tipo de Carga	Carga Superficial [Kg/m ²]
Carpeta de Nivelación	42
Mortero	21
Baldosa Cerámica	18
Cielo falso	20

Muro de ladrillo e = 18cm.

En anexo 4, (45) se puede ver las características geométricas de ladrillo.

Junta Vertical = 1 cm.

Junta Horizontal = 1 cm.

Peso ladrillo = 3,6 kg (unidad)

Peso específico de mortero: $\gamma_{mort} = 2,100 \text{ kg/m}^3$

Peso específico del mortero de yeso: $\gamma_{mort} = 1,000 \text{ kg/m}^3$

$N^\circ \text{ lad por m}^2 \text{ de muro} = N^\circ \text{ lad horizontal} * N^\circ \text{ lad vertical}$

$$N^\circ \text{ lad fila horizontal} = \frac{100}{24 + 1} = 4 \text{ pzas/m}$$

$$N^\circ \text{ lad fila vertical} = \frac{100}{12 + 1} = 7.69 \text{ pzas/m}$$

$$N^\circ \text{ lad por m}^2 \text{ de muro} = 4 \times 7.69 = 30.77 \text{ pzas/m}^2$$

Volumen de Mortero

Volumen unitario de ladrillo = $0.12 * 0.18 * 0.24 = 0.0052 \text{ m}^3/\text{pza}$

Volumen de ladrillo para $1 \text{ m}^2 = 0.0052 \text{ m}^3/\text{pza} * 30.77 \text{ pzas/m}^2 = 0.16 \text{ m}^3/\text{m}^2$

Volumen de 1 m^2 de muro = $1 * 1 * 0.18 = 0.18 \text{ m}^3/\text{m}^2$

Volumen de mortero = $0.18 - 0.16 = 0.0205 \text{ m}^3/\text{m}^2$

Total, mortero = $0.0205 \text{ m}^3/\text{m}^2$

Volumen revoque de yeso y cemento = $1\text{m} * 1\text{m} * 0.01\text{m} = 0.01\text{m}^3/\text{m}^2$

Peso de muero exterior

$P_{\text{total}} = 1(\text{peso lad}) + 1(\text{peso mortero}) + 2(\text{peso revoq cemento}) + 2(\text{peso revoq yeso})$

$$31 \frac{\text{pzas}}{\text{m}^2} * 3.6 \frac{\text{Kg}}{\text{pza}} + 0.0205 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * 2100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} + 2 \left(0.01 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * 2100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right) + 2 \left(0.01 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * 1000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right) = 216.65 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Muro de ladrillo e = 12cm.

Nº lad por m^2 de muro = Nº lad horizontal * Nº lad vertical

$$\text{Nº lad fila horizontal} = \frac{100}{18 + 1} = 5.26 \text{ pzas/m}$$

$$\text{Nº lad fila vertical} = \frac{100}{24 + 1} = 4 \text{ pzas/m}$$

$$\text{Nº lad por } \text{m}^2 \text{ de muro} = 4 \times 5.26 = 21.05 \text{ pzas/m}^2 =$$

Volumen de Mortero

Volumen unitario de ladrillo = $0.12 * 0.18 * 0.24 = 0.0052 \text{ m}^3/\text{pza}$

Volumen de ladrillo para $1 \text{ m}^2 = 0.0052 \text{ m}^3/\text{pza} * 21 \text{ pzas/m}^2 = 0.1092 \text{ m}^3/\text{m}^2$

Volumen de 1 m^2 de muro = $1 * 1 * 0.18 = 0.12 \text{ m}^3/\text{m}^2$

Volumen de mortero = $0.12 - 0.1092 = 0.0109 \text{ m}^3/\text{m}^2$

Total, mortero = $0.0109 \text{ m}^3/\text{m}^2$

Volumen revoque de yeso y cemento = $1\text{m} * 1\text{m} * 0.01\text{m} = 0.01\text{m}^3/\text{m}^2$

Peso de muero exterior

$P_{\text{total}} = 1(\text{peso lad}) + 1(\text{peso mortero}) + 2(\text{peso revoq cemento}) + 2(\text{peso revoq yeso})$

$$21 \frac{\text{pzas}}{\text{m}^2} * 3.6 \frac{\text{Kg}}{\text{pza}} + 0.0109 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * 2100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} + 2 \left(0.01 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * 2100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right) + 2 \left(0.01 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * 1000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right) = 160.5 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Peso de barandado.

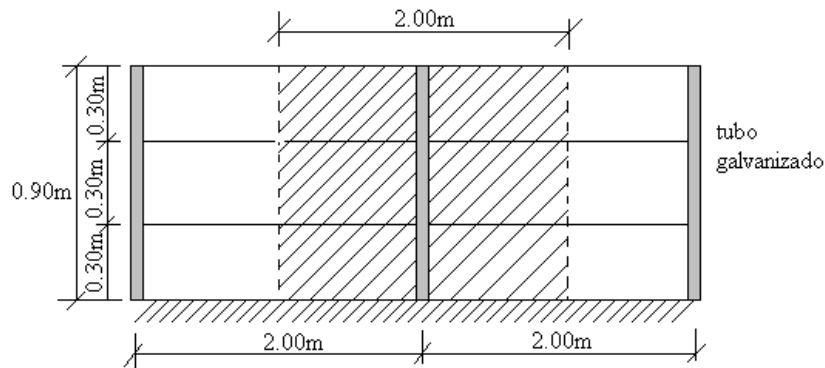


Figura 3.6.1-3. Detalle de barandado de tubo galvanizado. (elaboración propia)

Pasamanos de tubo galvanizado

Diámetro externo $d_1 = 2 \text{ plg}$

Diámetro interno $d_2 = 1,6 \text{ plg}$

Espesor = 1 cm

Peso específico = 7,8 ton/m³

Altura del pasamanos = 0,9 m.

$$\text{Área externa: } \frac{\pi * d_1^2}{4} = 19.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área interna: } \frac{\pi * d_2^2}{4} = 12.57 \text{ cm}^2$$

Área total = Área externa - Área interna

$$\text{Área total} = 7,06 \text{ cm}^2$$

Carga de los tubos horizontales de la baranda (q_1)

$$q_1 = \text{Área total} * \text{Longitud de influencia} * \gamma_{\text{galvanizado}} * N^{\circ} \text{ de barras}$$

$$q_1 = 33,04 \text{ Kg.}$$

Carga de los tubos verticales de la baranda (q_2)

$$q_2 = \text{Área total} * \text{Altura de la barra} * \gamma \text{ galvanizado}$$

$$q_2 = 4,96 \text{ Kg}$$

Carga total del barandado.

$$Q_b = q_1 + q_2 \quad Q_b = 33,04 \text{ Kg} + 4,96 \text{ Kg} = 38 \text{ Kg}$$

Carga del barandado en una longitud de influencia de 2 m.

$$CM = 38 \text{ Kg/m}$$

Tabla N°3.6.1-2. Carga muerta lineal considerada.

Tipo de Carga	Altura [m]	Carga Lineal [Kg/m]
Muro Exterior + Revoque	3.74	820
Muro Interior + Revoque	3.74	600
Barandado	0.9	38

3.6.2. Cargas vivas mínimas distribuidas uniformemente.

El ASCE/SE 7-16, establece valores mínimos de carga viva. La tabla 3.6.2-1, se puede ver las cargas vivas mínimas.

Tabla 3.6.2. Valores de cargas vivas mininas ASCE/SEI.

USO	ASCE/SEI(kg/m ²)
Tiendas	488
Galerías comerciales, escaleras y accesos.	488
Balcones	488
Accesibles para mantenimiento	100
Accesibles para privados	Según uso

La sobrecarga para planta baja y primer piso es de 488 kg/m^2 , al igual que las escaleras y rampas. Para niveles superiores la sobrecarga es de 100 kg/m^2 . Ver (anexo 4, (18) cargas vivas mínimas distribuidas uniformemente.)

3.7. Diseño de losa alivianada.

La losa se diseña en base a viguetas pretensadas CONCRETEC y aligeramientos de plastoformo, la separación entre viguetas es de 50cm. (ver anexo 4, (17) especificaciones viguetas y aligeramientos Concretec)

3.7.1. Altura mínima de la capa de compresión.

En la normativa **ACI 318 Capítulo 9.8.2.** establece un espesor mínimo de losa sobre los aligeramientos, este no debe ser menor a:

a) $1/12$ de la distancia libre entre viguetas.

b) 50mm

La altura de los aligeramientos de la losa es de 15 cm, añadiendo la altura de la capa de compresión tenemos que la altura de la losa es de 20cm.

3.7.2. Diseño de vigaleta pretensada.

Las viguetas como son pretensadas tienen diferentes propiedades mecánicas que un hormigón armado normal, esto lleva a que se realice un análisis diferente en $t=0$ cuando la vigaleta esta sin ninguna carga más que su peso y en $t=\infty$ cuando se toma en cuenta la vigaleta más la losa y con todas las cargas actuando sobre ella, en ese análisis tenemos dos diferentes tipos de hormigones los cuales debemos homogeneizar para poder realizar los cálculos, las propiedades para $t=0$ de la vigaleta son:

Resistencia del hormigón pretensado f'_c : 350 kg/cm^2

Tensión última del acero pretensado f_y : $18,000 \text{ kg/cm}^2$

En anexo 4, (43 y 43) muestra las secciones de viguetas en tiempo cero e infinito para el cálculo de las mismas.

Los datos necesarios para el diseño de la vigaleta pretensada son:

Resistencia característica del hormigón armado ($f_c (A^\circ)$) = 250 kg/cm^2

Coeficiente de reducción por tesado en tiempo cero (k_i) = 0.7

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo cero (f_{ci}') = $(f_c') * k_i = 245 \text{ kg/cm}^2$

Índice de eficiencia (η) = 0.9

Canto total de la pieza (h) = 11.4cm

Longitud de cálculo (L_v) = 4.20 m

Diámetro de los torones (ϕ) = 4 mm

Peso unitario del hormigón (γ) = 2,400 kg/m³

Carga muerta de la losa (D) = 50 kg/m

Carga viva (L) = 200 kg/m

3.7.2.1. Diseño en t=0.

1) Propiedades geométricas de la sección en t=0.

Área de la sección transversal de la vigueta $A_c = 72.35 \text{ cm}^2$

Centroide de hormigón (\check{Y}_0) = 4.76cm

Brazo mecánico superior $C_1 = 6.727 \text{ cm}$

Brazo mecánico inferior $C_2 = 4.673 \text{ cm}$

Momento de inercia respecto al eje x $I_{xc} = 892.97 \text{ cm}^4$

Centroide de los refuerzos de pretensado $\check{Y} = 3.158 \text{ cm}$

2) Análisis de cargas.

Momento producido por el peso propio.

$$\text{Peso propio} \Rightarrow q_0 = A_0 * \gamma_H = 72.35 \text{ cm}^2 * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * \frac{1 \text{ m}^2}{(100 \text{ cm})^2} = 17.36 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_o = \frac{q_0 * l^2}{8} = \frac{17.36 * 4.20^2}{8} = 38.29 \text{ kg} * \text{m}$$

3) Cálculo de esfuerzos admisibles.

Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo cero

$$f'_{ti} = 0,8 * \sqrt{f'_{ci}} = 12.522 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo cero

$$f'_{ci} = -(0,60 * f'_{ci}) = -147.00 \text{ kg/cm}^2$$

4) Cálculo de la fuerza de pretensado.

$$e_0 = \bar{y}_{pieza} - \bar{y}_{refuerzo} = 4.76 - 3.158 = 1.515 \text{ cm}$$

$$P = k_1 * f_{pu} * a_T * n$$

$$P = 0.74 * 18000 * 5 * \frac{\pi * (0.4 \text{ cm})^2}{4} * 0.9 = 7552.44$$

5) Verificación de esfuerzos.

Fibra traccionada:

$$-\frac{M_o * c_{10}}{I_o} + \frac{P_o * e_o * c_{10}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \leq f_{ti}$$

$$-\frac{3828.76 * 6.727}{892.96} + \frac{7552.44 * 1.515 * 6.727}{892.96} - \frac{7552.44}{72.35} \leq 12.522 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$-47.034 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 12.522 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK CUMPLE}$$

Fibra comprimida:

$$+\frac{M_o * c_{20}}{I_o} - \frac{P_o * e_o * c_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \geq f_{ci}$$

$$\frac{3828.76 * 4.673}{892.96} - \frac{7552.44 * 1.515 * 4.673}{892.96} - \frac{7552.44}{72.35} \geq -147 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$-144.22 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq -147.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK CUMPLE}$$

3.7.2.2. Diseño en $t=\infty$.

1) Propiedades geométricas de la sección en $t=0$.

Área de la sección transversal de la vigueta $A_c = 324.78 \text{ cm}^2$

Centroide de hormigón (\check{Y}_0) = 14.03 cm

Brazo mecánico superior $C_1 = 5.971 \text{ cm}$

Brazo mecánico inferior $C_2 = 14.03 \text{ cm}$

Momento de inercia respecto al eje x $I_{xc} = 15,411.47 \text{ cm}^4$

Centroide de los refuerzos de pretensado $\check{Y} = 3.158 \text{ cm}$

Para homogeneizar la sección, se emplea la relación entre los módulos de deformación longitudinal correspondiente a cada tipo de hormigón.

$$n = \frac{E_{25}}{E_{35}} = \frac{15,200 * \sqrt{250}}{15,200 * \sqrt{350}} = 0.845$$

$$b_h = b * n = 50 \text{ cm} * 0.845 = 42.26 \text{ cm}$$

2) Análisis de cargas.

Momento producido por el peso propio.

$$\text{Peso propio} \Rightarrow q_\infty = A_\infty * \gamma_H = 324.78 \text{ cm}^2 * 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * \frac{1 \text{ m}^2}{(100 \text{ cm})^2} = 77.9472 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_\infty = \frac{q_\infty * l^2}{8} = \frac{77.9472 * 4.20^2}{8} = 171.873 \text{ kg} * \text{m}$$

Carga Muerta

$$q_D = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 0.50 \text{ m} = 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_D = \frac{q_D * l^2}{8} = \frac{50 * 4.20^2}{8} = 110.25 \text{ kg} * \text{m}$$

Carga Viva

$$q_L = 400 \frac{kg}{m^2} * 0.50 m = 200 \frac{kg}{m}$$

$$M_L = \frac{q_L * l^2}{8} = \frac{200 * 4.2^2}{8} = 441 kg * m$$

Momento Total

$$M_T = M_\infty + M_D + M_L = 723.123 kg * m$$

3) Cálculo de esfuerzos admisibles.

Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo cero

$$f'_{ts} = 1,6 * \sqrt{f'_c} = 29.933 kg/cm^2$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo cero

$$f'_{cs} = -(0,45 * f'_{cs}) = -157.50 kg/cm^2$$

4) Cálculo de la fuerza de pretensado.

$$e_0 = \bar{y}_{pieza} - \bar{y}_{refuerzo} = 14.03 - 3.158 = 10.871 cm$$

$$P = k_1 * f_{pu} * a_T * n = 0.74 * 18,000 * 5 * \frac{\pi * (0.4cm)^2}{4} * 0.9 = 7552.44 kg$$

5) Verificación de esfuerzos.

Fibra traccionada:

$$+ \frac{M_T * c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{P_f * e_\infty * c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{P_f}{A_\infty} \leq f_{ts}$$

$$\frac{72,312.3 * 14.029}{15,411.47} - \frac{7,552.44 * 10.871 * 14.029}{15,411.47} - \frac{7,552.44}{324.78} \geq -147 \frac{kg}{cm^2}$$

$$-22.37 \frac{kg}{cm^2} \leq 29.933 \frac{kg}{cm^2} \text{ OK CUMPLE}$$

Fibra comprimida:

$$- \frac{M_T * c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{P_f * e_\infty * c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{P_f}{A_\infty} \geq f_{cs}$$

$$-\frac{72,312.3 * 5.971}{15,411.47} + \frac{7,552.44 * 10.871 * 5.971}{15,411.47} - \frac{7,552.44}{324.78} \leq 29.933 \frac{kg}{cm^2}$$

$$-20.32 \frac{kg}{cm^2} \geq -157.50 \frac{kg}{cm^2} \text{ OK CUMPLE}$$

3.7.2.3. Comprobación de la flecha.

Aun cuando en ciertos casos la deflexión para estados intermedios puede ser importante, los estados a considerarse normalmente son el estado inicial, cuando a la viga se le aplica la fuerza pretensora inicial P_i y su peso propio, y una o más combinaciones de carga de servicio, cuando la fuerza pretensora es reducida por las pérdidas hasta P_e y cuando las deflexiones son modificadas por el flujo plástico del concreto sujeto a cargas sostenidas.

3.7.2.3.1. Cálculo de la flecha en $t=0$

Por lo general, Δ_i es hacia arriba, y para condiciones normales, el peso propio del miembro se superpone inmediatamente después del presfuerzo. La deflexión inmediata Δ_o hacia abajo debida al peso propio, el cual por lo general es uniformemente distribuido, se halla fácilmente por los métodos convencionales.

La deflexión neta después del presfuerzo es:

$$\Delta = -\Delta_{pe} + \Delta_o$$

Según la variación de los perfiles del tendón se tienen varias ecuaciones para encontrar Δ , para el perfil presentado en la vigueta se tiene:

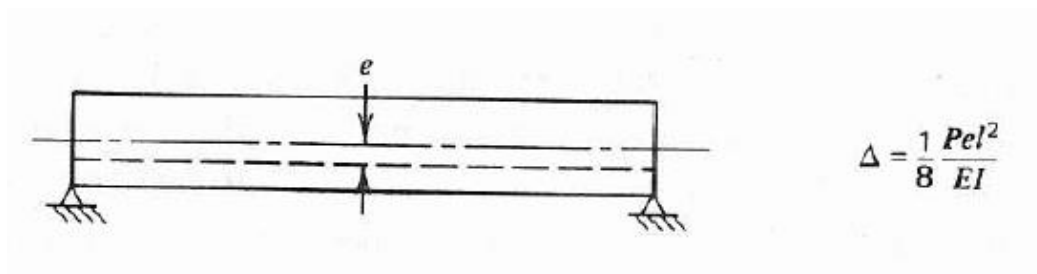


Figura 3.7.2.3. Deflexión para tendón horizontal.

$$w = \frac{8pe}{l^2} \Rightarrow pe = \frac{wl^2}{8}$$

$$\Delta = \frac{pel^2}{8EI} = \frac{l^2}{8EI} * \frac{wl^2}{8} = \frac{wl^4}{64EI}$$

$$\Delta_{pi} = \frac{pi * eo * l^2}{8EI} = \frac{7,552.44 * 1.515 * 420^2}{8 * (15,200 * \sqrt{350}) * 892.96} = 0.9935cm$$

Asumiendo un 10% de perdida de pretensada $pe=6797.16kg$

$$\Delta_{pe} = \frac{pe * eo * l^2}{8EI} = \frac{6,797.16 * 1.515 * 420^2}{8 * (15,200 * \sqrt{350}) * 892.96} = 0.8942cm$$

$$\Delta_o = \frac{wl^4}{64EI} = \frac{0.1736 * 420^4}{64 * 284,365.96 * 892.96} = 0.33cm$$

$$\Delta = -0.9935 + 0.33 = -0.6635cm$$

3.7.2.3.2. Cálculo de la flecha en $t=\infty$

$$\Delta = -\Delta_{pe} + \Delta t$$

$$\Delta t = \frac{pel^2}{8EI} = \frac{l^2}{8EI} * \frac{wl^2}{8} = \frac{wl^4}{64EI}$$

El valor de momento w corresponde a la carga total generada para el tiempo infinito analizado anteriormente:

$w=3.279469kg/cm$

$$\Delta t = \frac{3.279469 * 420^4}{64(15,200 * \sqrt{350}) * 3,412.92} = 1.6429cm$$

$$\Delta f = -0.8942 + 1.6429 = 0.74cm$$

$$\Delta f \leq \frac{L_v}{480} = \frac{420}{480}$$

$$0.74 \leq 0.875 \text{ OK}$$

3.7.2.4. La cuantía mínima de refuerzo a retracción y temperatura

En la norma ACI-318.14, en el capítulo 24.4.3. establece valores mínimos de cuantía a retracción y temperatura en base al área bruta de hormigón.

Tabla 3.7.2.4. Cuantías mínimas de refuerzo corrugado de retracción y temperatura calculadas sobre el área bruta de concreto.

Tipo de refuerzo	f_y , MPa	Cuantía mínima de refuerzo	
Barras corrugadas	< 420	0.0020	
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	≥ 420	Mayor de:	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y}$
			0.0014

$$p = \frac{0.0018 * 420}{420} = 0.0018$$

$$A_{smin} = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 20 * 100 = 3.6cm^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{A_s * 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{36 * 4}{\pi}} = 6.78mm \Rightarrow \text{assume } \phi = \mathbf{8mm}$$

El espaciamiento del refuerzo corrugado de retracción y temperatura no debe exceder el menor de **5h** y 450 mm.

$$5h = 5 * 50 = 250mm < 450mm$$

$\phi 8c/25cm$

3.8. Diseño de vigas.

Los datos para el cálculo serán obtenidos del programa CYPECAD, considerando los esfuerzos correspondientes a la hipótesis de carga más desfavorable que produce las mayores tensiones y/o deformaciones (envolvente de diseño). Para su verificación se selecciona el elemento más solicitado, que corresponde a la viga V-3097 del pórtico 24, entre los pilares p196-p197, en el primer piso.

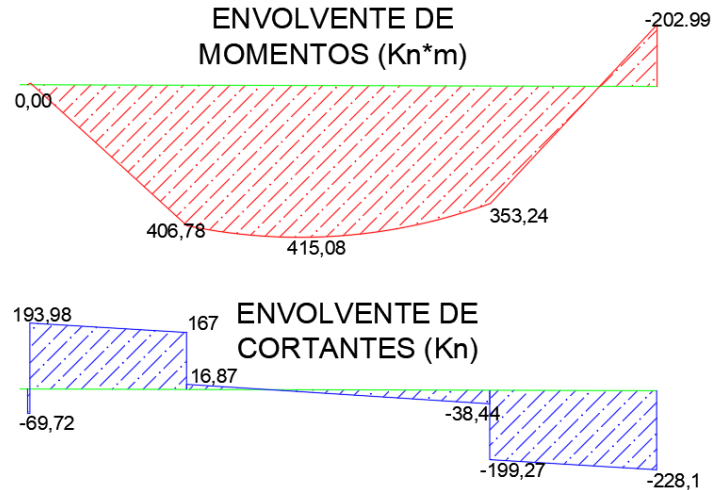


Figura 3.8. Envolventes para la viga en diseño en KN*m y KN. (elaboración propia)

3.8.1. Predimensionamiento.

De ACI-138.14, capítulo 9.3.1.1, tenemos la altura mínima en vigas. (ver anexo 4, (19) Altura mínima para vigas no preesforzadas.) La viga en diseño tiene los apoyos uno apoyado y el otro continuo, entonces la altura mínima es igual a:

$$h \geq \frac{l}{18.5} = \frac{920}{18.5} = 49.7cm$$

$$b = 0.3 * h \text{ a } 0.5 * h = 0.5 * 50 = 25cm$$

Asumo viga de 0.35*0.70cm

3.8.2. Diseño a flexión.

Para el diseño a flexión la norma ACI-318.14, nos dice que para el diseño por resistencia se debe cumplir los fundamentos de equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones y asume que la deformación es lineal en la pieza, asimismo establece que los esfuerzos en el concreto se puede asumir un diagrama rectangular.

Datos geométricos, esfuerzos máximos y características mecánicas de los materiales:

Base de la viga: $b = 0.35 \text{ m}$

Altura de la viga: $h = 0.70 \text{ m}$

Recubrimiento: $r = 0.04 \text{ m}$

Momento flector positivo: $M_{\max} = 415.08 \text{ KN}\cdot\text{m}$ (en el medio)

Momento flector negativo lado P96: $M_{\max} = 0.00 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Momento flector negativo lado P97: $M_{\max} = -162.50 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f'_c = 25 \text{ Mpa}$

Resistencia de cálculo del acero: $f_y = 500 \text{ Mpa}$

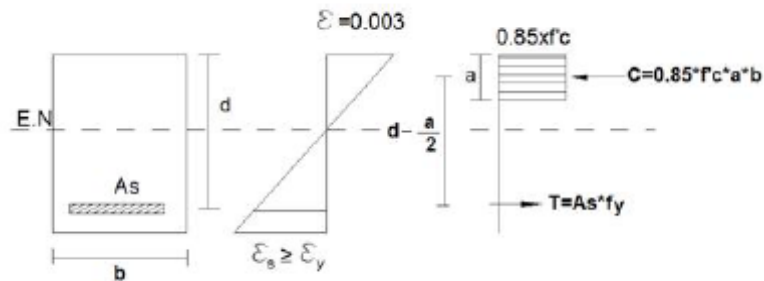


Figura 3.8.2. Diagrama esfuerzo deformación. (Oscar Muamar Gonzales Montufar, 2015)

Del diagrama de deformaciones y esfuerzos de una viga se obtiene las ecuaciones para el cálculo de la misma.

3.8.2.1. Diseño a flexión para máximo momento positivo.

$$T = As * fy \quad C = 0.85 * f'_c * a * b \quad C = T$$

$$0.85 * f'_c * a * b = As * fy$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'_c * b}$$

$$Mu \leq \Phi Mn$$

$$Mn = C * d - \frac{a}{2}$$

$$Mu = \Phi \left[(0.85 * f'_c * a * b) * d - \frac{a}{2} \right]$$

$$Mn = T * d - \frac{a}{2}$$

$$Mu = \Phi \left[(As * fy) * d - \frac{a}{2} \right]$$

$$p = \frac{As}{b * d}$$

$$As = p * d * b$$

Remplazando p en la ecuación de a.

$$a = \frac{p * d * fy}{0.85 * f'c}$$

Remplazando a y As en la ecuación de Mu respecto de la fuerza de tracción T.

$$Mu = \Phi \left[(p * d * b * fy) * d - \frac{p * d * fy}{0.85 * f'c} \right]$$

Como se tiene todos los datos excepto p, se trabaja esta última ecuación colocando todo con respecto a p.

$$p = \left(\frac{0.85 * f'c}{fy} \right) * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\Phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right]$$

Teniendo todos los datos de puede calcular la cuantía. ACI-318.14 en 21.2(ver anexo 4, (20) Factores de reducción de resistencia.) establece los factores de reducción de resistencia, que elementos a flexión $\Phi=0.9$.

$$p = \left(\frac{0.85 * 25}{500} \right) * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * (1,000,000 * 415.01)N * mm}{0.9 * 0.85 * 25 * 350 * 660^2}} \right]$$

$$p = 0.00655$$

Con la cuantía calculada calculamos el área necesaria para resistir el momento ultimo.

$$As = 0.00655 * 350 * 660 = 1,514.09mm^2 = 15.14cm^2$$

Esta área calculada deberá ser mayor a el Asmin que establece ACI-318.14 en 9.6.1.2 que Asmin es la mayor de las siguientes expresiones.

$$A_{smin1} = \frac{0.25 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin1} = \frac{0.25 * \sqrt{25}}{500} * 350 * 660 = 577.5mm^2 = 5.775cm^2$$

$$A_{smin2} = \frac{1.4}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin2} = \frac{1.4}{500} * 350 * 660 = 646.8mm^2 = 6.47cm^2$$

Como A_s es mayor a A_{smin} , se elige un área de refuerzo proporcionado por el número de barras a colocar de un respectivo diámetro, asumo $6\phi 20mm$ dando $A_s=18.85cm^2$.

Calculamos la altura del bloque de esfuerzos en compresión.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} = \frac{1,884.96 * 500}{0.85 * 25 * 350} = 126.72mm$$

Calculamos la altura c , donde el valor de β_1 es 0.85 para concreto con $f'c$ menor a 28 MPa.

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{126.72}{0.85} = 149.08mm$$

En el reglamento ACI-318.14, establece que para que un elemento este controlado por compresión ϵ_y debe ser mayor a 0.005, según esto verificamos que nuestra escalera este controlada por tracción.

Por relación de triángulos y conociendo los valores de c y $\epsilon_{cu}=0.003$ calculamos ϵ_y .

$$\epsilon_y = \frac{0.003 * (d - c)}{c} = \frac{0.003 * (660 - 149.08)}{149.08} = 0.00987$$

La sección está controlada por tracción. Procedemos a calcular la resistencia nominal a flexión.

$$\begin{aligned} M_n &= (A_s * f_y) * d - \frac{a}{2} = (1,884.96 * 500) * 660 - \frac{126.72}{2} \\ &= 622,036,736.6(N * mm) = 622.036(KN * m) \end{aligned}$$

$$415.08 \leq 0.9 * 622.036$$

$$415.08 \text{ KN} * m \leq 559.83 \text{ KN} * m \text{ (CUMPLE!!!!)}$$

Determinación de la separación de las barras dentro de la pieza.

$$s = \frac{b_w - N^{\circ} \text{ de barras} * \phi - 2 * r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{35\text{cm} - 6 * 2\text{cm} - 2 * 4\text{cm}}{6 - 1} = 3\text{cm}$$

El reglamento ACI-138.14, establece que la separación entre barras de refuerzo longitudinal no debe ser mayor a 25mm tamaño del mayor diámetro nominal del agregado.

Por lo tanto, para momento positivo máximo de la viga se usará 6φ20mm.

3.8.2.2. Diseño a flexión para máximo momento negativo.

$$p = \left(\frac{0.85 * f'c}{fy} \right) * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\Phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right]$$

Teniendo todos los datos de puede calcular la cuantía. ACI-318.14 en 21.2 establece los factores de reducción de resistencia, que elementos a flexión $\Phi=0.9$.

$$p = \left(\frac{0.85 * 25}{500} \right) * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * (202997655)N * mm}{0.9 * 0.85 * 25 * 350 * 660^2}} \right]$$

$$p = 0.003069$$

Con la cuantía calculada calculamos el área necesaria para resistir el momento último.

$$As = 0.003069 * 350 * 660 = 709.1024 \text{ mm}^2 = 7.09 \text{ cm}^2$$

Esta área calculada deberá ser mayor a el A_{smin} que establece ACI-318.14 en 9.6.1.2 que A_{smin} es la mayor de las siguientes expresiones.

$$A_{smin1} = \frac{0.25 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d = \frac{0.25 * \sqrt{25}}{500} * 350 * 660 = 577.5\text{mm}^2 = 5.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin2} = \frac{1.4}{fy} * b * d = \frac{1.4}{500} * 350 * 660 = 646.8 \text{ mm}^2 = 6.47 \text{ cm}^2$$

Como A_s es mayor a A_{smin} , se elige un área de refuerzo proporcionado por el número de barras a colocar de un respectivo diámetro, asumo $4\phi 16mm$ dando $A_s=8.042 \text{ cm}^2$.

Calculamos la altura del bloque de esfuerzos en compresión.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{804.25 * 500}{0.85 * 25 * 350} = 54.067 \text{ mm}$$

Calculamos la altura c , donde el valor de β_1 es 0.85 para concreto con f'_c menor a 28 MPa.

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{54.067}{0.85} = 63.6 \text{ mm}$$

En el reglamento ACI-318.14, establece que para que un elemento este controlado por compresión ϵ_y debe ser mayor a 0.005, según esto verificamos que nuestra viga este controlada por tracción.

Por relación de triángulos y conociendo los valores de c y $\epsilon_{cu}=0.003$ calculamos ϵ_y .

$$\epsilon_y = \frac{0.003 * (d - c)}{c} = \frac{0.003 * (660 - 63.6)}{63.6} = 0.028$$

La sección está controlada por tracción. Procedemos a calcular la resistencia nominal a flexión.

$$\begin{aligned} Mn &= (A_s * f_y) * d - \frac{a}{2} = (804.25 * 500) * 660 - \frac{54.067}{2} = 265,402,473 \text{ N} * \text{mm} \\ &= 265.40 \text{ KN} * \text{m} \end{aligned}$$

$$162.5 \leq 0.9 * 265.4$$

$$\mathbf{202.99 \text{ KN} * \text{m} \leq 238.86 \text{ kN} * \text{m} \text{ (CUMPLE!!!!)}}$$

Determinación de la separación de las barras dentro de la pieza.

$$\begin{aligned} s &= \frac{b_w - N^{\circ} \text{ de barras} * \phi - 2 * r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1} \\ s &= \frac{35\text{cm} - 2 * 1\text{cm} - 2 * 4\text{cm}}{2 - 1} = 25\text{cm} \end{aligned}$$

El reglamento ACI-138.14, establece que la separación entre barras de refuerzo longitudinal no debe ser mayor a 25mm tamaño del mayor diámetro nominal del agregado.

Por lo tanto, para momento negativo máximo de la viga se usará 2φ16mm en primera capa y 2φ16mm en segunda capa.

Dado que el otro lado de la viga está apoyado sobre una ménsula corta no existe momento en esos apoyos.

3.8.2.3. Longitud de desarrollo

Para barras corrugadas y alambres corrugados l_d debe ser:

$$l_d = \left[\frac{f_y * \Psi_t * \Psi_e * \Psi_s}{1.1 * \lambda * \sqrt{f'_c} * \left[\frac{C_b * K_{tr}}{d_b} \right]} \right] * d_b$$

c_b = la menor de: (a) la distancia medida del centro de una barra o alambre a la superficie más cercana del concreto, o (b) la mitad de la separación centro a centro de las barras o alambres que se desarrollan, mm

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

K_{tr} = índice de refuerzo transversal, mm

en donde el término de confinamiento $(c_b + K_{tr}) / d_b$ no debe tomarse mayor a 2.5 y

$$K_{tr} = \frac{40 * A_{tr}}{s_n}$$

Se puede usar $K_{tr} = 0$ como una simplificación de diseño aún si hay refuerzo transversal presente.

$$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \leq 2.5 \quad \frac{62.5+0}{25} \leq 2.5 \quad 2.5 \leq 2.5$$

Factores de modificación $\lambda=1$, $\Psi_e=1$, $\Psi_s=0.8$, $\Psi_t=1$.

$$l_d = \left[\frac{420 * 1 * 1 * 0.8}{1.1 * 1 * \sqrt{25} * [2.5]} \right] * 25 = 610.9mm$$

3.8.3. Diseño a cortante.

La resistencia a cortante de diseño para tres zonas de confinamiento según ACI-318, que recomienda que sea $2h$ para extremos y $4h$ para centro, dado a las características de envolventes de la viga en diseño la distancia de confinamiento a los lados será de $2.50m$ y para el centro $4.23m$.

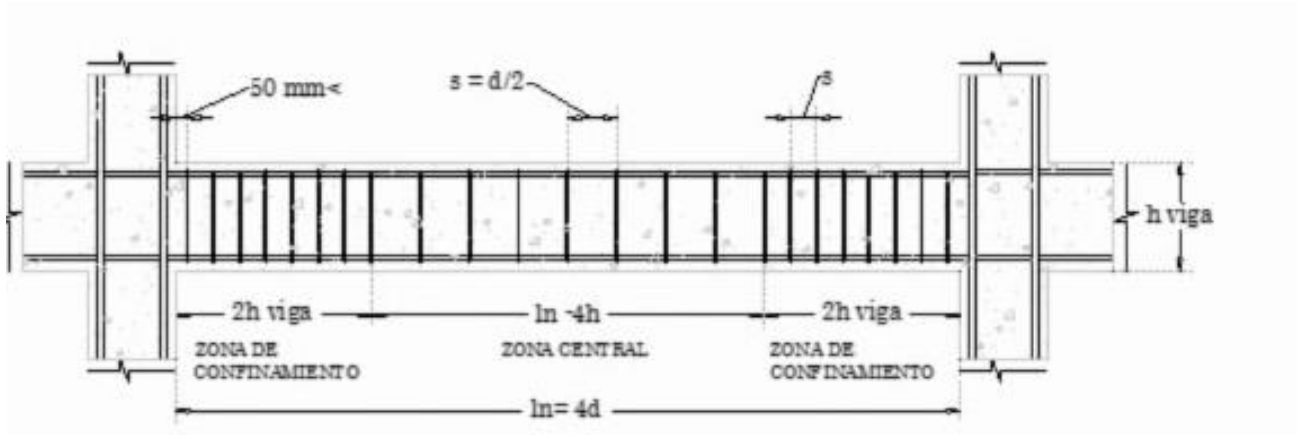


Figura 3.8.3. Zonas de confinamiento en vigas. (NILSON ARTHUR H, 2001)

$$Vu = \phi Vn \quad Vn = Vc + Vs$$

Para miembros no preesforzados sin fuerza axial, Vc debe calcularse por medio de la siguiente expresión siempre que $\sqrt{f'c} \leq 8.3Mpa$:

$$Vc = 0.17\lambda\sqrt{f'c} * b * d \text{ en MPA} \quad \sqrt{f'c} = 5Mpa < 8.3Mpa$$

λ se considera 1 para concreto normal, entonces

$$Vc = 0.17 * \sqrt{25} * 350 * 660 = 196,350 \text{ N} = 196.35 \text{ KN}$$

3.8.3.1. Diseño de armadura transversal para lado p197.

Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con

$$Vu \leq \phi(Vc + 0.66\sqrt{f'c}bd) \quad Vu \leq 0.75(196,350 + 0.66 * \sqrt{25} * 350 * 660)$$

$$228,100 \text{ N} \leq 718,987.5 \text{ N}$$

Las dimensiones de la sección cumplen.

La resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo transversal se calcula de la siguiente manera.

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

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{228,100 - 0.75 * 196,350}{0.75} = 107,783.33 \text{ N} = 107.78 \text{ KN}$$

La separación máxima para el refuerzo transversal se establece en 9.7.6.2.2 de ACI-318.14 (ver anexo 4, (21) Separación máxima para el refuerzo transversal.)

$$V_s \leq 0.33\sqrt{f'c}bd \quad 107,783.33 \leq 381,150$$

Entonces la separación máxima S es el menor valor entre

$$\frac{d}{2} = 30.5 \text{ cm y } 60 \text{ cm}$$

Se asume que la separación máxima S=30cm

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

$$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d} = \frac{107,783.33 * 305}{500 * 660} = 99.62 \text{ mm}^2 = 0.996 \text{ cm}^2$$

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todas las secciones donde $V_u \geq 0.5\phi V_c$

$$V_u > 0.5 * \phi * V_c \Rightarrow V_u > 0.5 * 0.75 * 196,350 \quad 228,100 \text{ N} > 73,631.25 \text{ N}$$

Como $V_u > 0.5 * \phi * V_c$, entonces la sección requiere de por lo menos A_{vmin} , siendo $s=305\text{mm}$

$$A_{vmin} = 0.062 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y} = 0.062 * \sqrt{25} * \frac{350 * 305}{500} = 66.185 \text{ mm}^2$$

$$A_{vmin} = 0.35 * \frac{b * s}{f_y} = 0.35 * \frac{350 * 305}{500} = 74.725 \text{ mm}^2$$

Como A_v es mayor que A_{vmin} entonces nos resulta un diámetro de 10mm, por razones constructivas es conveniente que los estribos sean de 8mm por lo cual se calculara la separación requerida para estribos de $\phi=8mm$.

Con el cocimiento de los diámetros utilizados para el refuerzo longitudinal como transversal se calcula es canto útil d .

$$d = h - \left(r + \phi t + \frac{\phi l}{2} \right) = 700 - (40 + 8 + 10) = 642 \text{ mm}$$

$$S = \frac{50.26 * 500 * 642}{107,783.3} = 173.88 \text{ mm} \approx 17 \text{ cm}$$

El refuerzo transversal será de $\phi 8$ C/17.

Número de estribos.

$$N^{\circ}_{estribos} = \frac{x}{S} = \frac{250}{15} = 16.67 = 17$$

3.8.3.2. Diseño de armadura transversal para lado p196.

Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con

$$Vu \leq \phi(Vc + 0.66\sqrt{f'c}bd) \quad Vu \leq 0.75(196,350 + 0.66 * \sqrt{25} * 350 * 660)$$

$$193,980 \leq 571,872.26$$

Las dimensiones de la sección cumplen.

La resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo transversal se calcula de la siguiente manera.

$$Vu = \phi Vc + \phi Vs$$

$$Vs = \frac{Vu - \phi Vc}{\phi} = \frac{193,980 - 0.75 * 196,350}{0.75} = 62,290 \text{ N} = 62.29 \text{ KN}$$

$$Vs \leq 0.33\sqrt{f'c}bd \quad 62,290 \text{ N} \leq 381,150 \text{ N}$$

La separación máxima para el refuerzo transversal se establece en 9.7.6.2.2 de ACI-318.14.

Entonces la separación máxima S es el menor valor entre

$$\frac{d}{2} = 29.6cm \text{ y } 60cm$$

Se asume que la separación máxima S=29cm

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \Rightarrow A_v = \frac{V_s * S}{f_y * d} = \frac{62,290 * 296}{500 * 660} = 55.87 \text{ mm}^2$$

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todas las secciones donde $V_u \geq 0.5\phi V_c$

$$V_u > 0.5 * \phi * V_c \Rightarrow V_u > 0.5 * 0.75 * 196,350 \quad 193,980 \text{ N} > 73,631.25 \text{ N}$$

Como $V_u > 0.5 * \phi * V_c$, entonces la sección requiere de por lo menos A_{vmin} , siendo $s=296\text{mm}$

$$A_{vmin} = 0.062 * \sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{f_y} = 0.062 * \sqrt{25} * \frac{350 * 296}{500} = 64.232 \text{ mm}^2$$

$$A_{vmin} = 0.35 * \frac{b * s}{f_y} = 0.35 * \frac{350 * 296}{500} = 72.5 \text{ mm}^2$$

Como A_v es menor que A_{vmin} entonces nos resulta un diámetro de 10mm, por razones constructivas es conveniente que los estribos sean de 8mm por lo cual se calculara la separación requerida para estribos de $\phi=8\text{mm}$.

Con el cocimiento de los diámetros utilizados para el refuerzo longitudinal como transversal se calcula es canto útil d.

$$d = h - \left(r + \phi t + \frac{\phi l}{2} \right) = 700 - (40 + 8 + 8) = 644 \text{ mm}$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{50.26 * 500 * 644}{62,290} = 259.81 \text{ mm} \approx 26 \text{ cm}$$

Como la separación calculada es mayor a la separación máxima, el refuerzo transversal será de $\phi 8 \text{ C}/26$.

Número de estribos.

$$N^{\circ}_{estribos} = \frac{x}{s} = \frac{240}{26} = 9.23$$

3.8.3.3. Diseño de armadura transversal para centro.

Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con

$$Vu \leq \phi(Vc + 0.66\sqrt{f'c}bd) \quad Vu \leq 0.75(196,350 + 0.66 * \sqrt{25} * 350 * 660)$$

$$34,874.05 N \leq 718,987.5 N$$

Las dimensiones de la sección cumplen.

La resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo transversal se calcula de la siguiente manera.

$$Vu = \phi Vc + \phi Vs \Rightarrow Vs = \frac{Vu - \phi Vc}{\phi} = \frac{34,874.05 - 0.75 * 196,350}{0.75} = -149,851.27N$$

La sección resiste todo el cortante con el hormigón.

La separación máxima para el refuerzo transversal se establece en 9.7.6.2.2 de ACI-318.14.

$$Vs \leq 0.33\sqrt{f'c}bd \quad -134,976.27 N \leq 381,150N$$

Entonces la separación máxima es el menor valor entre

$$\frac{d}{2} = 29.6cm \text{ y } 60cm$$

Como la sección no debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todas las secciones donde $Vu \geq 0.5\phi Vc$

$$Vu > 0.5 * \phi * Vc \Rightarrow Vu > 0.5 * 0.75 * 196,350$$

$$34,874.05 N > 73.631 N \text{ (NO CUMPLE!!!)}$$

Como $Vu < 0.5 * \phi * Vc$, entonces la sección no requiere de A_{vmin} , la norma ACI-318.14 en 9.6.3.1. establece que aun cuando $Vu < 0.5 * \phi * Vc$, es recomendable el empleo de algún refuerzo en toda el alma, este refuerzo será el menor que es $\phi 8c/30cm$.

El refuerzo transversal será de $\phi 8 C/30$.

Número de estribos.

$$N^{\circ}_{estribos} = \frac{x}{S} = \frac{430}{30} = 14.33 \approx 15$$

Tabla N° 3.8.3.3. Comparación de refuerzo Calculo manual Vs CYPECAD en elemento viga.

Elemento Viga	Diseño Manual	Diseño con el Programa
Armadura Longitudinal para el Momento Flector [+]	18.84cm ² 6φ20mm	21.11cm ² 6φ20mm y 1φ10mm
Armadura Longitudinal para el Momento Flector [-] P197	8.042cm ² 4φ16mm	8.82cm ² 4φ16mm Y 1φ10mm
Armadura Transversal para el Cortante P197	φ 8mm c/17cm	φ 8mm c/18cm
Armadura Transversal para el Cortante P196	φ 8mm c/26cm	φ 8mm c/30cm
Armadura Transversal para el Cortante centro luz	φ 8mm c/30cm	

3.8.4. Cálculo de deflexiones.

Los elementos estructurales sometido a flexión deben diseñarse con una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión o deformación que afecte el funcionamiento de la estructura.

3.8.4.1. Cálculo de deflexiones inmediatas.

Propiedades geométricas de la viga.

$$b=0.35 \text{ m}, \quad h=0.7 \text{ m}, \quad r=0.04 \text{ m}, \quad d=0.592 \text{ m}, \quad d'=0.058 \text{ m}, \quad L=9.23\text{m}$$

$$A_s=18.84 \text{ cm}^2, \quad A'_s=8.042 \text{ cm}^2$$

Propiedades de los materiales.

$$f'_c=25\text{Mpa}, \quad f_y=500\text{Mpa}, \quad E_s=200,000\text{Mpa}, \quad E_c=4,700\sqrt{f'_c},$$

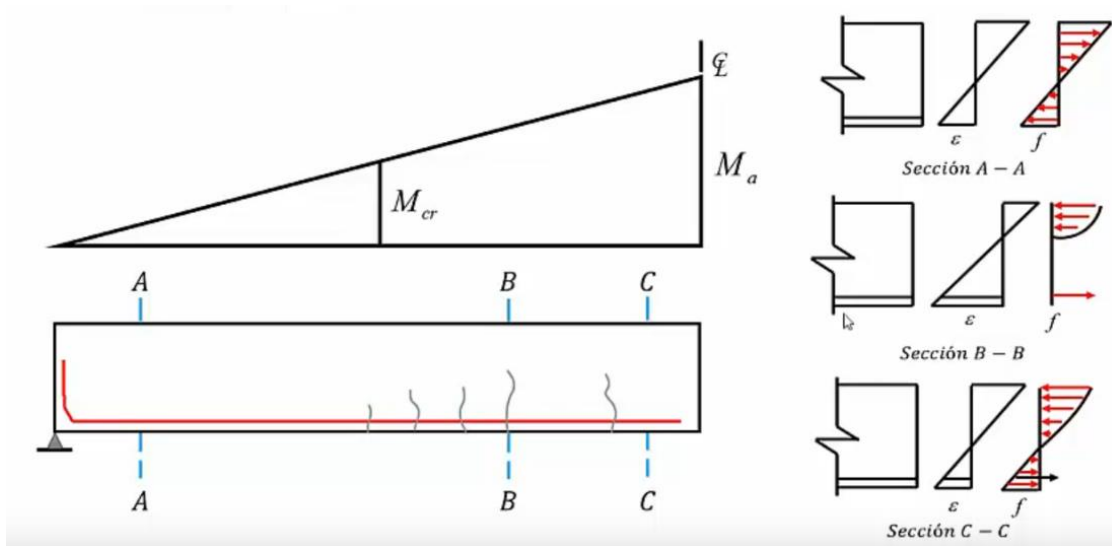


Figura 3.8.4.1-1. Diagrama de agrietamiento, deformaciones unitarias y esfuerzos en una viga bajo cargas de servicio. (Sismica Adiestramiento, 2019)

Cargas aplicadas en la viga.

$$Q_{pp} = \gamma * b * h = 2400 * 0.35 * 0.7 = 546 \text{ kg/m} = 5.3544 \text{ KN/m}$$

$$Q_{cm} = 100 * 0.35 = 35 \text{ kg/m} = 0.3432 \text{ KN/m}$$

$$Q_L = 400 * 0.35 = 140 \text{ kg/m} = 1.3729 \text{ KN/m}$$

$$Q_D = Q_{pp} + Q_{cm} = 581 \text{ kg/m} = 5.6976 \text{ KN/m}$$

$$Q_{DL} = Q_D + Q_L = 721 \text{ kg/m} = 7.0705 \text{ KN/m}$$

$$Q_{CS} = Q_D + 0.3 * Q_L = 623 \text{ kg/m} = 6.1095 \text{ KN/m}$$

Solicitaciones.

$$M_D = 171.26 \text{ KN}\cdot\text{m}, \quad M_L = 87.19 \text{ KN}\cdot\text{m}, \quad M_{CS} = M_D + 0.3 M_L = 197.42 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

En 9.3.1.1. de ACI-138.14 nos proporciona una tabla de altura mínima en vigas para no tener que verificar las deflexiones, en el caso de la viga en estudio que corresponde a condición de apoyo con un extremo continuo h se define. (ver anexo 4, (19) Altura mínima para vigas no preesforzadas.)

$$h_{min} = \frac{l}{18.5} = 49.89 \text{ cm} \leq 70 \text{ cm}$$

Entonces no se debería verificar deflexiones en la viga, a manera de demostrar el procedimiento de cálculo se verificará las deflexiones tanto inmediatas como a largo plazo de la viga.

Características de la sección no agrietada.

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{35 * 70^3}{12} = 800,989.58 \text{ cm}^4 = 0.0080098958 \text{ m}^4$$

La relación modular es

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{200,000}{4,700\sqrt{25}} = 8.51$$

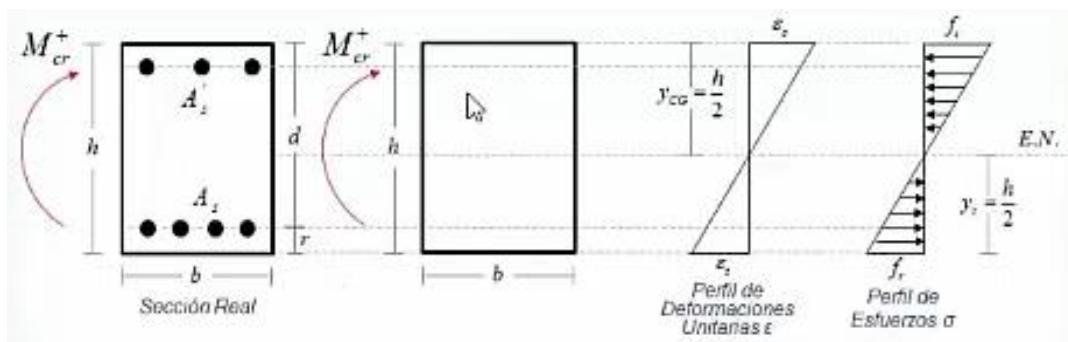


Figura 8.3.4.1-2. Diagrama de esfuerzo y deformación de sección no fisurada. (Sismica Adiestramiento, 2019)

Cálculo del momento de agrietamiento.

El módulo de ruptura, \$f_r\$, para concreto se calcula con:

$$f_r = 0.62\sqrt{f'_c} = 0.62 * \sqrt{25} = 3.1 \text{ Mpa} = 3,100 \text{ KN/m}^2$$

\$f_r\$ es el módulo de ruptura del hormigón

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t} = \frac{3,100 * 0.0080098958}{0.650/2} = 76.402 \text{ KN} * \text{m}$$

Si \$M_{cr}=76.402\text{KN}\cdot\text{m}\$ es mayor a \$M_{ca}=87.19\text{KN}\cdot\text{m}\$ (momento debido a cargas de servicio) la viga no toma en cuenta con zonas de agrietamiento, como este no es el caso se calcula la sección agrietada.

Características de la sección agrietada.

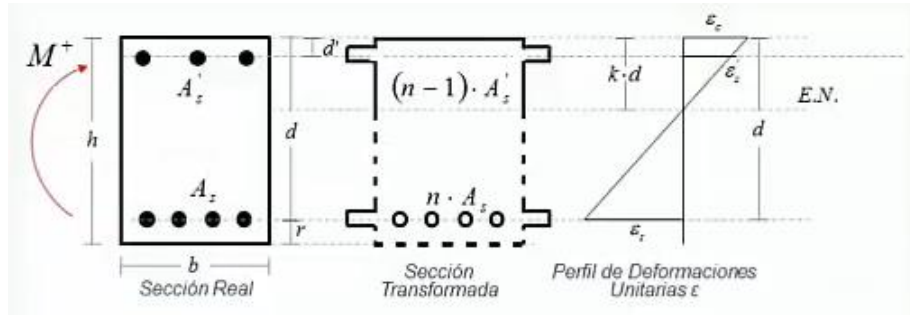


Figura 3.8.4.1-3. Diagrama de deformación de sección fisurada. (Sismica Adiestramiento, 2019)

Realizando los procedimientos en base al momento estático igualando la tracción con la compresión, se obtiene la ecuación de 2do grado para el cálculo de la altura de hormigón no fisurado kd.

$$\frac{b}{2} * (kd)^2 + [(n - 1) * A's + n * As] * kd - n * As * d - (n - 1) * A's * d' = 0$$

$$\frac{35}{2} * (kd)^2 + [(8.51 - 1) * 8.042 + 8.51 * 18.84] * kd - 8.51 * 18.84 * 64.2 - (8.51 - 1) * 8.042 * 5.8 = 0$$

De donde trabajando la ecuación de 2do grado obtenemos el valor de kd=18.661cm = 0.18661m.

La inercia fisurada se calculó mediante el teorema de Steiner tomando en cuenta solo la traslación para las áreas equivalentes del acero, esto debido a que la diferencia con el área de hormigón es muy grande.

$$I_{cr} = \frac{b * kd^3}{3} + n * As * (d - kd)^2 + (n - 1) * A's * (kd - d')^2 = 3591580811mm^4$$

$$= 359,158.0811cm^4 = 0.00359m^4$$

$$I_{cr} = \frac{35 * 18.661^3}{3} + 8.51 * 19.6349 * (59.2 - 18.661)^2 + (8.51 - 1) * 7.037 * (18.661 - 5.8)^2 = 359,158.0811 cm^4 = 0.003591580811 m^4$$

Momento de inercia efectivo.

$$I_e = \left[\frac{M_{cr}}{M_a} \right]^3 * I_g + \left[1 - \left[\frac{M_{cr}}{M_a} \right]^3 \right] * I_{cr}$$

En donde I_e debe ser menor a I_g , en caso contrario se utiliza I_g .

Inercia efectiva para acción permanente I_{Ed}

$$I_{eD} = \left[\frac{Mcr}{MD} \right]^3 * I_g + \left[1 - \left[\frac{Mcr}{MD} \right]^3 \right] * I_{cr}$$

$$I_{eD} = \left[\frac{76.402 \text{ KN} * \text{ m}}{171.26 \text{ KN} * \text{ m}} \right]^3 * \left(\frac{0.35 * 0.65^3}{12} \right) + \left[1 - \left[\frac{76.402 \text{ KN} * \text{ m}}{171.26 \text{ KN} * \text{ m}} \right]^3 \right] * 0.003591580811 = 0.00398387 \text{ m}^4$$

Inercia efectiva para acción permanente más variable I_{eDL}

$$I_{eDL} = \left[\frac{Mcr}{MD + ML} \right]^3 * I_g + \left[1 - \left[\frac{Mcr}{MD + ML} \right]^3 \right] * I_{cr} = 0.00370572 \text{ m}^4$$

Inercia efectiva para acción permanente más carga sostenida I_{Ecs} .

$$I_{ecs} = \left[\frac{Mcr}{Mcs} \right]^3 * I_g + \left[1 - \left[\frac{Mcr}{cs} \right]^3 \right] * I_{cr} = 0.00384767 \text{ m}^4$$

Cálculo de deflexiones inmediatas.

Para viga empotrada-apoyada las deflexiones se calculan de la siguiente manera.

$$Y_{MAX} = \frac{qL^4}{185EI} = 0,005 \frac{qL^4}{EI}$$

Figura 8.3.4-1. Fórmulas de cálculo para viga apoyada-empotrada. (vaxasoftware.com, 2019)

Para acciones permanentes

$$\Delta iD = \frac{QD * L^2}{185 * Ec * I_{eD}} = \frac{5.6976 \text{ KN/m} * (9.23\text{m})^2}{185 * 23500000 \text{ KN/m}^2 * 0.00398387 \text{ m}^4} = 0.2387 \text{ cm}$$

Para acciones permanente más acciones variables.

$$\Delta iDL = \frac{QDL * L^2}{185 * Ec * I_{eDL}} = 0.3185 \text{ cm}$$

entonces la deflexión instantánea por carga variable es.

$$\Delta iL = \Delta i(D + L) - \Delta iD = 0.3185 - 0.2387 = 0.0798cm$$

Para verificar ACI-318.14 en 24.2.2. proporciona una tabla de deflexiones máximas calculadas para deflexiones inmediatas y deflexiones totales, para deflexiones inmediatas debido a L y para entrepisos. (ver anexo 4, (22) Deflexión máxima admisible calculada.)

$$\Delta max = \frac{l}{360} = \frac{923}{360} = 2.5638cm$$

Como 0.0798cm es mucho menor a 2.5638cm la sección cumple a deflexiones inmediatas.

Deflexión calculada por la carga sostenida.

$$\Delta iD = \frac{Qcs * x^2}{48 * Ec * Iecs} * (3 * L^2 - 5 * L * X + 2 * x^2)$$

$$\Delta iCS = \frac{QCS * L^2}{185 * Ec * Ie} = 0.265cm$$

3.8.4.2. Cálculo de deflexiones a largo plazo.

La deflexión a largo plazo debe determinarse multiplicando la deflexión inmediata causada por la carga sostenida por el factor $\lambda\Delta$.

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50p'}$$

Donde ξ es el factor dependiente del tiempo para cargas sostenida, en 24.2.4.1.3. de ACI-318.14, os proporciona los datos para varias duraciones de carga en meses, para un tiempo de 3 meses $\xi=1$, y para 5 años $\xi=2$. (ver anexo 4, (23) Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas.)

p' es la cuantía mecánica a compresión en este caso $p'=0.002869$

Deflexión para plazo de 3 meses.

$$\lambda\Delta = \frac{1}{1 + 50 * 0.002869} = 0.8745$$

$$\Delta LP CS = \Delta iCS * \lambda\Delta = 0.265 * 0.8745 = 0.2317425cm$$

Entonces la deflexión total es.

$$\Delta LPCS + \Delta iL = 0.2317 + 0.034 = 0.2657cm$$

Deflexión para plazo de 3 meses.

$$\lambda\Delta = \frac{2}{1 + 50 * 0.0009062} = 1.74$$

$$\Delta LPCS = \Delta iCS * \lambda\Delta = 0.265 * 1.74 = 0.4635cm$$

Entonces la deflexión total es.

$$\Delta LPCS + \Delta iL = 0.4635 * 0.034 = 0.4975cm$$

3.8.5. Diseño a torsión.

Si $T_u < \phi T_{th}$, se pueden despreciar los efectos de la torsión, en estructuras de concreto reforzado se pueden identificar dos condiciones de torsión, a) en que los momentos torsionales no pueden ser reducidos por redistribución de las fuerzas internas esto se llama torsión en equilibrio, b) en que los momentos torsionales si pueden ser reducidos por la redistribución de las fuerzas internas después de la fisuración y se identifica como torsión de compatibilidad.



Figura 3.8.5-1 a). El torque de diseño no puede ser reducido. (Comite ACI 318, 2014)

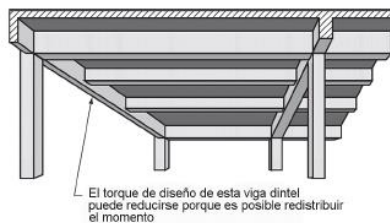


Figura 3.8.5-2 b). El torque de diseño puede ser reducido (Comite ACI 318, 2014)

La norma ACI-138.14 en 22.7.4.1 nos dice que el umbral de torsión T_{th} para secciones transversales sólidas y miembros no prees forzados se calcula de la siguiente manera. (ver anexo 4, (24) Umbral de torsión.)

$$T_{th} = 0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left[\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right]$$

Donde A_{cp} es área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto, mm^2 , y P_{cp} es el perímetro exterior de la sección transversal de concreto, mm

$$A_{cp} = b * h = 35 * 70 = 2,450cm^2 = 0.2450m^2$$

$$P_{cp} = 2(b + h) = 2(35 + 70) = 210cm = 2.1m$$

$$T_{th} = 0.083 * 1 * \sqrt{25} \left[\frac{245,000^2}{2,100} \right] = 11,862,083.33 N * mm = 11.86 KN * m$$

La torsión mayorada en a la sección es de $T_u=0.04 (T_n*m)$ que es igual a $0.3558(KN*m)$ y el factor de reducción ϕ para torsión en 21.2.1. de ACI-318.14 nos indica que es $\phi=0.75$.

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

$$0.3558KN * m \leq 0.75 * 11.86 KN * m$$

$$0.3558KN * m \leq 8.89KN * m \text{ (CUMPLE!!!!)}$$

La norma ACI-318.14 nos permite despreciar los efectos de torsión en la pieza.

3.9. Diseño de columnas.

Las columnas son elementos que sostienen principalmente cargas a compresión, pero en general también soportan momentos y estos momentos producen fuerzas de tensión sobre una o ambas partes de la sección transversa, es por esta razón que una columna se diseña para resistir resistencia axial y a flexión combinadas.

La columna a diseñar es la columna P-126 del nivel 0.00-3.74 que está comprendida entre los niveles de planta baja y primer piso.

Las resistencias del acero y concreto son las especificadas para concreto normal $f_y=500MPa$ y $f'_c=25MPa$.

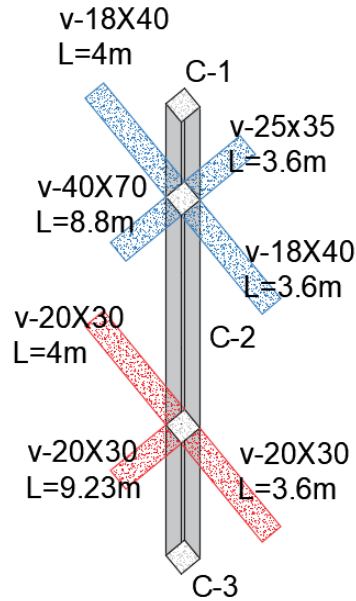


Figura 3.9-1. Columna C-126 primer piso.

3.9.1. Predimensionamiento de la columna.

El código ACI-318.14, en 22.4.2.1 establece la resistencia axial a compresión máxima de una columna, donde para miembros no prees forzados y armado con estribos P_n es igual a. (ver anexo 4, (25) Resistencia axial máxima.)

$$P_n = 0.8 * P_o = 0.8 * (0.85 * f'_c(A_g - A_{st}) + f_y * A_{st})$$

Donde A_{st} es el área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

Para el predimensionamiento asumimos una columna cuadrada de $B*B$ y con la cuantía mínima $p=0.01A_g$, podemos cambiar la ecuación con respecto al lado no conocido que es B .

$$P_n = 0.8 * (0.85 * f'_c(B^2 - p * B^2) + f_y * p * B^2)$$

$$\Phi P_n \geq P_u$$

$$P_u = \Phi * 0.8 * (0.85 * f'_c(B^2 - 0.01 * B^2) + f_y * 0.01 * B^2)$$

$$222,512.89 \text{ N} = 0.65 * 0.8 * (0.85 * 25 \text{ N/mm}^2(B^2 - 0.01 * B^2) + 500 \text{ N/mm}^2 * 0.01 * B^2)$$

De la ecuación tenemos que B, por tanteo y siguiendo la recomendación que nos da ACI 318-14 que las columnas no deben ser menor a 30cm de lado, asumimos una sección de 40x40cm.

3.9.2. Verificación de la esbeltez.

Estudios realizados sobre estructuras existentes llevados a cabo por ACI y ASCE demuestran que la mayor parte de las columnas en los edificios reales son suficientemente robustas, de manera que los efectos de esbeltez reducen su capacidad apenas en un pequeño porcentaje. El arriostramiento lateral de una estructura lo proveen los muros de cortante, escaleras u otros elementos para los cuales la resistencia a deflexiones laterales es mucho mayor que para las columnas. (NILSON ARTHUR H, 2001)

En la normativa ACI-318.14, en 6.2.5. establece los límites para tomar en cuenta o no los efectos de la esbeltez.

La estructura en estudio se considera arriostrada contra desplazamientos laterales debido a que cuenta con varios núcleos de escaleras y ramplas, al igual que su composición geométrica es simétrica con una relación de altura, lado más largo muy inferior a la unidad.

Para columnas arriostradas contra desplazamientos laterales.

$$\frac{klu}{r} \leq 40 \text{ donde } r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

Donde k es el factor de longitud efectiva se calcula por medio de nomograma presentado en 2.10.1.

Las propiedades geométricas de las vigas y columnas por arriba y debajo de C-2, están en la figura 3.9-1.

$$\Psi = \frac{\Sigma(EI/l) \text{ de columnas}}{\Sigma(EI/l) \text{ de vigas}}$$

$$\Psi_A = \frac{\frac{I_{c1}}{L_{c1}} + \frac{I_{c2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{vx+}}{L_{vx+}} + \frac{I_{vx-}}{L_{vx-}} + \frac{I_{vy+}}{L_{vy+}} + \frac{I_{vy-}}{L_{vy-}}}$$

$$\Psi_A = 0.68$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{Ic1}{Lc1} + \frac{Ic3}{Lc3}}{\frac{Ivx -}{Lvx -} + \frac{Ivy +}{Lvy +} + \frac{Ivy -}{Lvy -}}$$

$$\Psi_B = 4.86$$

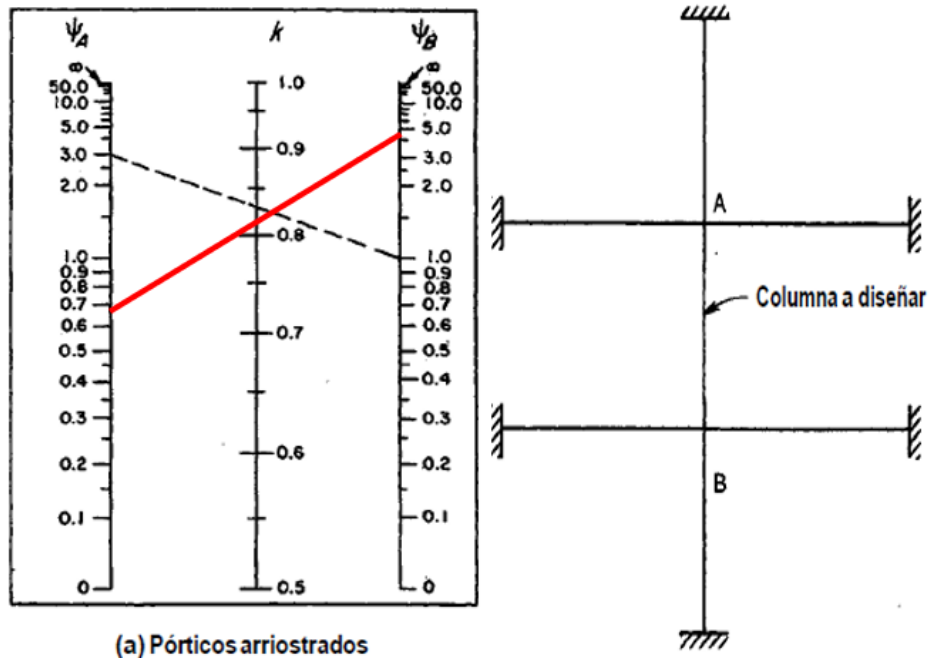


Figura 3.9.2. Monograma con K de la columna (elaboración propia).

Del monograma obtenemos el valor de $K=0.82$.

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = \sqrt{\frac{213,333.33}{1,600}} = 11.547$$

$$\frac{klu}{r} \leq 40 \Rightarrow \frac{0.82 * 304}{11.547} \leq 40 \Rightarrow 21.588 \leq 40$$

No se consideran los efectos de esbeltez en la columna, como el presente documento es con fines académicos se realizará el procedimiento de columna esbelta.

Cálculo de columna esbelta.

$$EI = \frac{0.4 * E_c * I_g}{1 + \beta_{dns}}$$

3.9.2.1. Método de magnificación de momentos para efectos de esbeltez.

El reglamento ACI-318.14 en 6.6.4.5 nos proporciona la metodología de cálculo de momento mayorado para columnas arriostradas contra desplazamiento lateral.

$$M_c = \delta * M_2$$

$$\delta = \frac{cm}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1 \Rightarrow cm = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \Rightarrow P_c = \frac{\pi^2 * EI}{(K * lu)^2} \Rightarrow EI = \frac{0.4 * E_c * I_g}{1 + \beta_{dns}}$$

M_1 = el menor momento mayorado de uno de los extremos de un miembro en compresión, debe tomarse como positivo si el miembro presenta curvatura simple y negativo si tiene curvatura doble, N·mm, $M_1 = -63.876 \text{KN} \cdot \text{m}$.

M_2 = el mayor momento mayorado en los extremos de un miembro en compresión. Si existe carga transversal entre los apoyos, M_2 debe tomarse como el mayor momento que ocurre en el miembro. El valor M_2 es siempre positivo, N·mm $M_2 = 126.0626 \text{KN} \cdot \text{m}$.

P_u = fuerza axial mayorada; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción. $P_u = 567.237 \text{KN}$.

β_{dns} = es la relación entre la máxima carga axial sostenida mayorada dentro de un piso y la máxima carga axial mayorada asociada con la misma combinación de carga. $\beta_{dns} = 515.10406 / 567.237$.

δ = factor de magnificación de momento para tener en cuenta los efectos de la curvatura entre los extremos del miembro en compresión.

$$EI = \frac{0.4 * (4,700 * \sqrt{25 \text{MPa}} * 1,000) * \frac{0.4 * 0.4^3}{12}}{1 + \frac{515.10406 \text{KN}}{567.237 \text{KN}}} = 10,509.62 \text{KN} * \text{m}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * 10,509.62}{(0.82 * 3.04)^2} = 11,223.79 \text{Kn}$$

$$cm = 0.6 - 0.4 \frac{-63.876}{126.0626} = 0.8026$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{567.237Kn}{0.75 * 11,223.79Kn}} \geq 1$$

$$\delta = 1.07225 \geq 1$$

$$M_c = 1.07225 * 126.0626 = 135.17Kn * m$$

3.9.2.2. Cálculo de resistencia axial y flexión nominal.

Para el cálculo de la resistencia nominal de la columna, el reglamento ACI-318.14 para el método de diseño debe cumplir dos condiciones fundamentales, el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones. El reglamento permite suponer una deformación lineal de deformaciones unitarias a través de una sección transversal del concreto, donde la máxima deformación unitaria en la fibra extrema a compresión del concreto debe ser 0.003.

Resistencia axial a compresión.

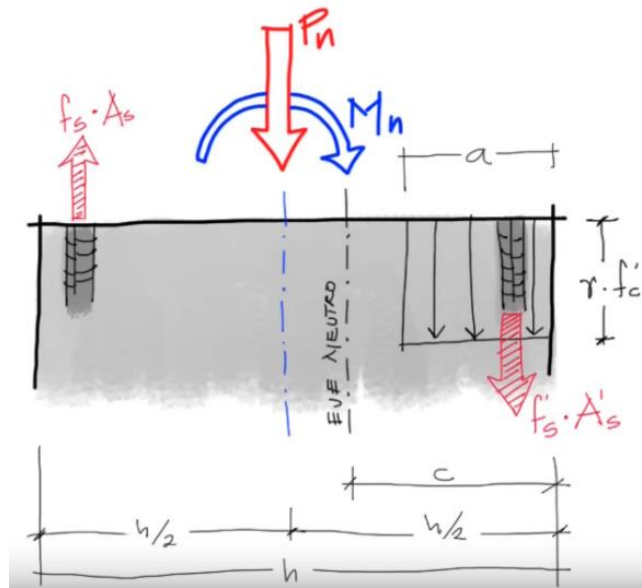


Figura 3.9.3.2-1. Diagrama de resistencia axial a compresión (Pardo, s.f.)

De donde obtenemos que P_n es.

$$P_n = \gamma f'_c * a * b + f'_s * A'_s - f_s * A_s$$

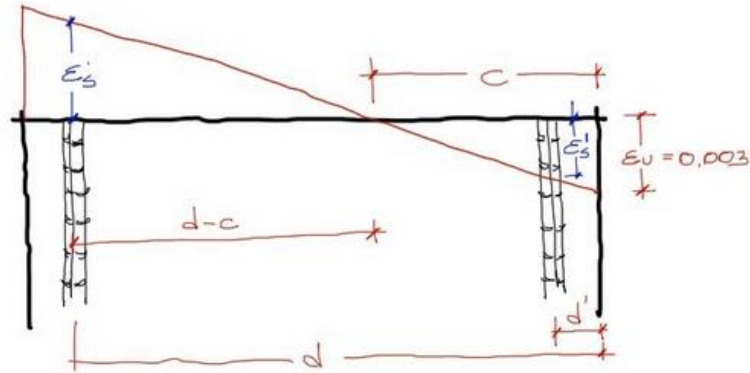


Figura 3.9.3.2-2. Diagrama de deformación con el hormigón al límite de compresión (Pardo, s.f.)

En 21.2.2.1 de ACI-318.14 establece que $\epsilon_s = f_y / E_s$ y para acero de grado 420 $\epsilon_s = 0.002$.

Por relación de triángulos se obtiene.

$$\frac{\epsilon_s + \epsilon_u}{d} = \frac{\epsilon_u}{c} \Rightarrow c = \left(\frac{\epsilon_u * d}{\epsilon_s + \epsilon_u} \right) = \left(\frac{0.003 * 347}{0.002 + 0.003} \right) = 208.2 \text{ mm}$$

$$\frac{\epsilon'_s}{c - d'} = \frac{\epsilon_u}{c} \Rightarrow \epsilon'_s = \epsilon_u \left(\frac{c - d'}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{208.2 - 53}{208.2} \right) = 0.0029236$$

De la fórmula de esfuerzo donde

$$\sigma = E * \epsilon \Rightarrow f_s = E_s * \epsilon_s \Rightarrow f'_s = E_s * \epsilon'_s$$

$$f'_s = E_s * \epsilon'_s = 200,000 * 0.0029236 = 584.72 \text{ MPa}$$

$$f_s = E_s * \epsilon_s = 200,000 * 0.002 = 400 \text{ MPa}$$

$$a = \beta_1 * c = 176.97 \text{ mm}$$

Para el cálculo de la resistencia nominal axial de la columna asumimos que la columna tiene un refuerzo longitudinal de 4Φ20mm en las esquinas y 4Φ12mm intermedios, distribuido en todo el perímetro.

Todos los datos son conocidos a excepción del valor de P_n , pero ΦP_n no debe ser menor que P_u y para Φ en 21.2 de ACI-318.14. nos establece valores en función a ϵ_t y ϵ_{ty} , como estos valores son iguales $\Phi = 0.65$. (ver anexo 4, (26) Factor de reducción de resistencia para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial.)

$$P_n = \gamma f'_c * a * b + f'_s * A'_s - f_s * A_s$$

$$Mn = 0.85 * 0.85 * 25 * 176.97 * 400 \left(\frac{400}{2} - \frac{176.97}{2} \right) + 584.72 * 741.42 \left(\frac{400}{2} - 53 \right) \\ + 400 * 804.24 \left(347 - \frac{400}{2} \right) = 249,907,391.1 N * mm = 249.91 KN * m$$

$$\phi Mn \geq Mc \Rightarrow 0.65 * 249.91 \geq 135.17 KN * m$$

$$165.44 \geq 135.17 \text{ (CUMPLE!!!)}$$

Para la columna se utilizará refuerzo longitudinal 4ø20 en las esquinas y 4ø12 intermedios a las esquinas de la columna.

3.9.3. Diseño a cortante.

El reglamento ACI-318.14, en 9.7.6.4. y 25.2. establece parámetros para el área de refuerzo a cortante el diámetro mínimo y la separación máx-min respectivamente, debe ser de ø=10mm por razones constructivas se utilizará ø=8mm, y la separación máxima debe ser el menor de.

$$s = 16d_{long} = 256mm \quad s = 48d_{trans} = 480mm \quad s = lado\ menor = 400mm$$

La separación mínima debe ser la mayor de.

$$s = 1.5d_{long} = 24mm \quad s = 40mm = 40mm \quad s = 1.33 * d_{ag} = 33.25mm$$

Para las zonas de confinamiento a l_o que es longitud, medida desde la cara del nudo a lo largo del eje del miembro, dentro de la cual debe colocarse refuerzo transversal especial, se colocara los estribos que estén más cerca de la separación mínima $s_o=60$ mm.

El área mínima requerida para resistencia a cortante es igual.

$$A_{vmin} = 0.062 * \sqrt{25} * \frac{bw * s}{f_y}$$

Donde el área A_{vmin} la conocemos que es ø=8mm, entonces calculamos el espaciamiento al que se colocaran los estribos.

$$s = \frac{f_y * A_{vmin}}{0.062 * \sqrt{f'_c} * bw} = \frac{500 * \frac{\pi * 8^2}{4}}{0.062 * \sqrt{25} * 400} = 202.68mm = 20.27cm$$

El valor de s calculado es mayor al mínimo y mayor al máximo por lo cual se utilizará $s=20\text{cm}$, este valor de separación es el que se utilizara para el centro de la columna en zona no confinada l_u .

La resistencia a cortante $V_n=V_c$ que es la resistencia a cortante del concreto

Cálculo de resistencia a cortante V_c para el eje X.

En 22.5.6.1, de ACI-318.14, establece el cálculo de la resistencia a cortante en dos direcciones proporcionada por el concreto donde V_c debe ser, para el método detallado (ver anexo 4, (27) Método detallado para el cálculo de V_c en miembros no preesforzados con compresión axial.)

$$V_c = \left[0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \right] * b * d$$

$$V_c = \left[0.17 \left(1 + \frac{201,682.37}{14 * 400 * 400} \right) 1\sqrt{25} \right] * 400 * 347 = 128,602.53N = 128.602KN$$

Para cortante el factor de reducción de resistencia es $\Phi=0.75$.

$$V_n = V_c \Rightarrow \Phi V_c \geq V_u \quad 0.75 * 128.602 \geq 62.45 \quad \mathbf{96.45KN \geq 62.45KN OK}$$

$$V_u \leq \Phi [V_c + (0.66 * \sqrt{f'_c} * b_w * d)]$$

$$V_u \leq 0.75 [128,602.53 + (0.66 * \sqrt{25} * 400 * 347)]$$

$$\mathbf{62.45KN \leq 439.98KN (CUMPLE!!!)}$$

El cortante para el eje Y, al ser una columna simétrica y siendo el eje más desfavorable el X, se asume que la resistencia a cortante en el eje Y está más que cubierta.

Para la columna se utilizará estribos $\phi 8\text{mm}$ c/20cm.

3.9.4. Diagrama de interacción.

Con el cálculo del diagrama de interacción de la columna figura 3.9.5-1, podemos evidenciar que tanto las dimensiones como el refuerzo elegido para la columna soportan las solicitaciones más desfavorables calculadas mediante el programa CYPECAD.

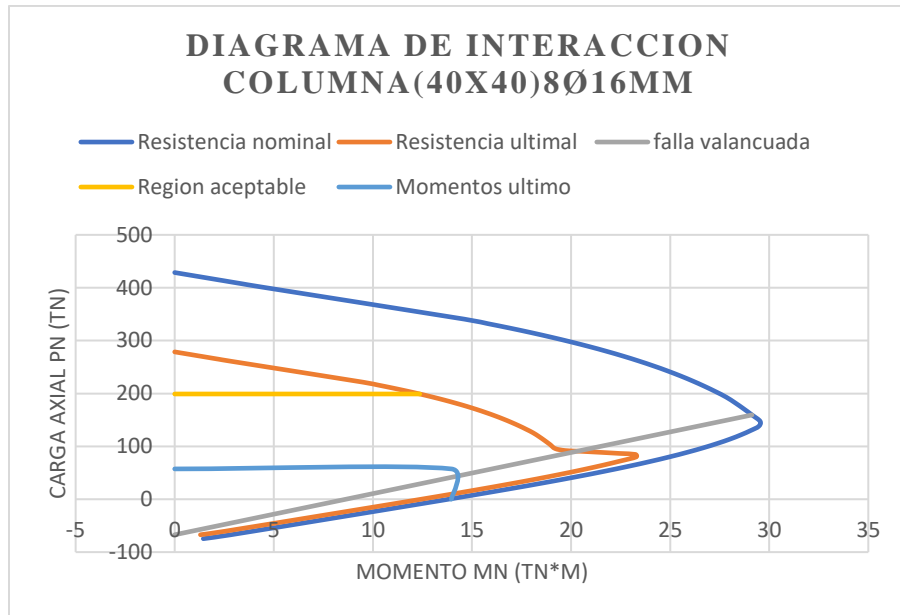


Figura 3.9.5. Diagrama de interacción de la columna. (elaboración propia)

Como se muestra en el diagrama la columna se encuentra controlada por compresión en un límite muy cercano a la falla balanceada, y lo más importante se encuentra dentro de la región aceptable lo que significa que la columna aguanta las solicitaciones.

La tabla para factores de resistencia Φ (ver en anexo 4, (26) Factor de reducción de resistencia para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial.)

- 1) Para el cálculo del diagrama de interacción de la columna (ver anexo 4, (28 y 29) Datos y fórmulas para el cálculo de diagrama de interacción de columna).

Tabla N° 3.9.5-1. Comparación calculo Manual vs CYPECAD.

Elemento Columna	Diseño Manual	Diseño con el Programa
Armadura Longitudinal	4 ϕ 20mm	4 ϕ 20mm
	4 ϕ 12mm	4 ϕ 12mm
	17.09cm ²	17.09cm ²
Armadura Transversal confinada	ϕ 8mm c/6cm	ϕ 8mm c/6cm
Armadura Transversal no confinada	ϕ 8mm c/20cm	ϕ 8mm c/15cm

3.10. Diseño de zapatas aisladas.

Para limitar los asentamientos en una estructura es necesario transmitir la carga de la estructura a un estrato de suelo que tenga la resistencia suficiente para resistirla, y distribuir la carga en un área suficientemente grande de este estrato para minimizar las presiones de contacto.

3.10.1. Predimensionamiento.

Donde para el primer tanteo se toma P como la carga no mayorada.

$P=476.42 \text{ KN}$; $q_a=127.49 \text{ KN/m}^2$; $\gamma_{\text{suelo}}=23.5359 \text{ KN/m}^3$; $D_f=1.9\text{m}$

$$A = \frac{FS * P}{q_a} = \frac{1.1 * 476.42}{127.49} = 4.110612 \text{ m}^2$$

Como la zapata es cuadrada

$$B = L = \sqrt{A} = \sqrt{41,106.13} = 202.746\text{cm}$$

Se asume una zapata de $210 \times 210 \text{cm}^2$.

Excentricidad.

$$e \leq \frac{L}{6} = \frac{2.10}{6} = 0.35\text{m}$$

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{32.11 \text{ KN} * \text{m}}{567.237 \text{ KN}} = 0.0566\text{m}$$

$$0.056 \leq 35$$

Debido a que la excentricidad es menor que $L/6$, se presenta un régimen de esfuerzos de compresión, con una distribución trapezoidal de esfuerzos. En este caso el esfuerzo directo a compresión es mayor al esfuerzo de flexión.

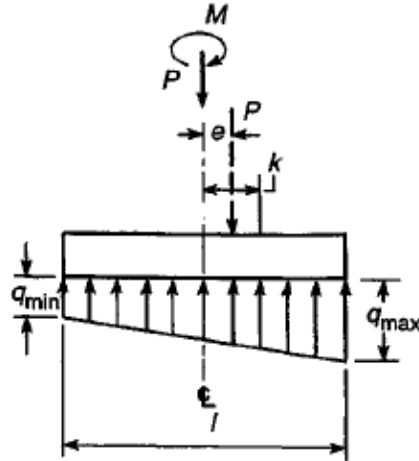


Figura 3.10.1-1. Presiones de contacto supuestas bajo zapatas excéntricas. (NILSON ARTHUR H, 2001)

Revisión de esfuerzos.

$$q_{max} - q_{min} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6 * e}{L} \right)$$

$$q_{max} = \frac{476,420}{210 * 210} \left(1 + \frac{6 * 5.66}{210} \right) = 12.55 \frac{N}{cm^2} = 125.5 KN/m^2$$

$$q_{max} \leq q_a \Rightarrow 125.5 KN/m^2 \leq 127.49 KN/m^2$$

$$q_{min} = \frac{476,420}{210 * 210} \left(1 - \frac{6 * 5.66}{210} \right) = 9.056 \frac{N}{cm^2} = 90.56 KN/m^2$$

$$q_{min} \leq q_a \Rightarrow 90.56 KN/m^2 \leq 127.49 KN/m^2$$

Ahora se adoptamos una altura de zapata para tomar en cuenta el peso de la misma al realizar el cálculo.

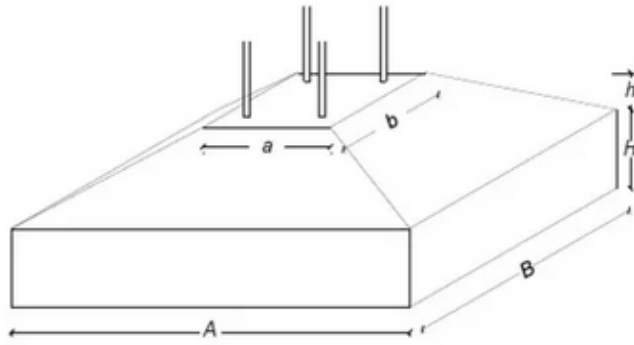


Figura 3.10.1-2. Zapata tronco piramidal.

En el reglamento ACI-318.14, en 20.6.1.3.4, establece que para concreto construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él, el recubrimiento debe ser 75mm. En 13.3.1.2 establece que la altura total de la cimentación debe seleccionarse de manera tal que la altura efectiva del refuerzo inferior sea al menos 150 mm.

La altura $H+h$ debe ser de al menos $L/5$.

$$H_{total} = \frac{L}{5} = \frac{2.10}{5} = 0.42m \text{ asumo } H_{total} = 0.45m$$

$$H \geq 7.5cm + 15cm = 22.5cm \Rightarrow H = 0.25m$$

La carga ejercida por la zapata asumiendo $\gamma_h=2,400kg/m^3=23.5359 \text{ KN}/m^3$, y el volumen de la zapata es.

$$Vol = B * L * H + \frac{h}{3} [B * L + a * b + \sqrt{A * B * a * b}] =$$

$$Vol = 2.1 * 2.1 * 0.25 + \frac{0.20}{3} [2.1 * 2.1 + 0.4 * 0.4 + \sqrt{2.1 * 2.1 * 0.4 * 0.4}]$$

$$= 1.4631m^3$$

$$W_{zap} = Vol * \gamma = 1.4631 m^3 * 23.5359 \text{ KN}/m^3 = 34.435 \text{ KN}$$

Calculamos la nueva sección de la zapata sumando $P+W$.

$$A = \frac{W + P}{qa - \gamma_{suelo} * (Df - H - h/2)}$$

$$A = \frac{34.435 + 476.420}{127.49 - 23.5359 * (1.90 - 0.25 - 0.20/2)} = 5.6132m^2$$

$$B = L = \sqrt{A} = \sqrt{5.6132} = 2.36m = 236cm$$

Verificación de esfuerzos con cargas de servicio.

$$q_{max} - min = \frac{Pu}{A} \left(1 \pm \frac{6 * e}{L} \right)$$

$$q_{max} = \frac{567,237}{230 * 230} \left(1 + \frac{6 * 5.66}{230} \right) = 12.30 \frac{N}{cm^2} = 123KN/m^2$$

$$q_{max} \leq qa \Rightarrow 123KN/m^2 \leq 127.49KN/m^2$$

$$q_{min} = \frac{567,237}{230 * 230} \left(1 - \frac{6 * 0.2137}{230} \right) = 9.139 \frac{N}{cm^2} = 91.39KN/m^2$$

$$q_{min} \leq qa \Rightarrow 91.39KN/m^2 \leq 127.49KN/m^2$$

Los esfuerzos son menores al esfuerzo admisible del terreno.

3.10.2. Diseño de corte unidireccional.

El reglamento ACI-318.14 en 7.4.3.2. nos dice que la ubicación de la sección crítica para cortante en una dirección se ubica a una distancia d de la cara de la columna,

$$\Phi V_c \geq V_u$$

V_c = Resistencia unidireccional del hormigón

u = Fuerza resultante de los esfuerzos en la zona exterior a la sección crítica.

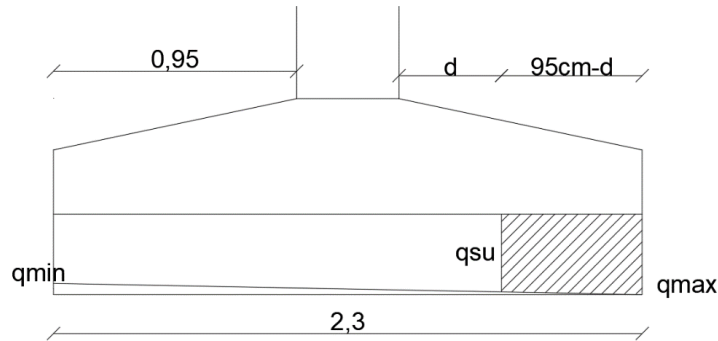


Figura 3.10.2. Diagrama de esfuerzos para corte unidireccional. (elaboración propia)

$$\frac{q_{max} - q_{min}}{B} = \frac{q'su}{0,95 - d}$$

$$q_{su} = \frac{(q_{max} - q'su) + q_{max}}{2}$$

$$\frac{12,3 - 9,139}{230} = \frac{q'su}{95 - 37,5}$$

$$q'su = 0,79 \text{ N/cm}^2$$

$$q_{su} = \frac{(12,3 - 0,79) + 12,3}{2} = 11,905 \text{ N/cm}^2$$

$$V_u = (95 - d) * B * q_{su} = (95 - 37,5) * 230 * 11,905 = 157,443.625 \text{ N} = 157,44 \text{ KN}$$

$$V_c = 0,53 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d'$$

Donde d' para la sección crítica d se obtiene de la relación de triángulos.

$$d' = H + d'' \Rightarrow \frac{h}{\frac{B-b}{2}} = \frac{d''}{\frac{B-b}{2} - d} = \frac{20}{\frac{230-40}{2}} = \frac{d''}{\frac{230-40}{2} - 37,5}$$

$$d'' = 12,1 \text{ cm} \Rightarrow d' = 25 + 12,1 = 37,1 \text{ cm}$$

$$V_c = 0,53 * 1 * \sqrt{250} * 2,300 * 371 = 2,261,245 \text{ N} = 2,261.245 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c \geq V_u \Rightarrow 0,75 * 2,261.245 \geq 157,44$$

$$1,695.93 \text{ KN} \geq 157.44 \text{ KN (CUMPLE!!!!)}$$

3.10.3. Diseño de cortante por punzonamiento.

Se puede imaginar como la fuerza transmitida por la columna que intente perforar a la zapata.

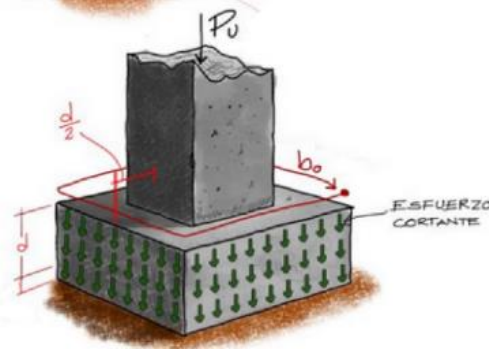


Figura 3.10.3-1. Sección crítica para corte por punzonamiento. (Pardo, s.f.)

$$V_u \leq \Phi V_c$$

$$V_u = [B^2 - ((a + d) * (b + d))] * q_u$$

$$q_u = \frac{q_{max} + q_{min}}{2}$$

$$q_u = \frac{12.3N/cm^2 + 9.139N/cm^2}{2} = 10.7195N/cm^2$$

$$V_u = [230^2 - (40 + 37.5 * 40 + 37.5)] * 10.7195 = 502,677.5531N = 502.67755KN$$

En 22.6.5 de ACI-318.14 establece el valor de la resistencia a cortante en dos direcciones para el concreto debe ser el menor entre las siguientes expresiones. (ver anexo 4, (30) Cálculo de resistencia para constante en dos sentidos.)

$$V_c = 0.33 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d' [MPa]$$

$$V_c = 0.17 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d' [MPa]$$

$$V_c = 0.083 * \left(2 + \frac{\alpha s * d'}{b_o}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d' [MPa]$$

Donde d' para la sección crítica $d/2$ se obtiene de la relación de triángulos.

$$d' = H + d'' \Rightarrow \frac{h}{\frac{B-b}{2}} = \frac{d''}{\frac{B-b}{2} - \frac{d}{2}} \Rightarrow \frac{20}{\frac{230-40}{2}} = \frac{d''}{\frac{230-40}{2} - \frac{37.5}{2}}$$

$$d'' = 16.05 \text{ cm}$$

$$d' = 25 + 16.05 = 41.05 \text{ cm}$$

Al tratarse de una zapata tronco piramidal el perímetro de la sección crítica bo , se calcula para una sección crítica d y por relación de triángulos bo es igual a.

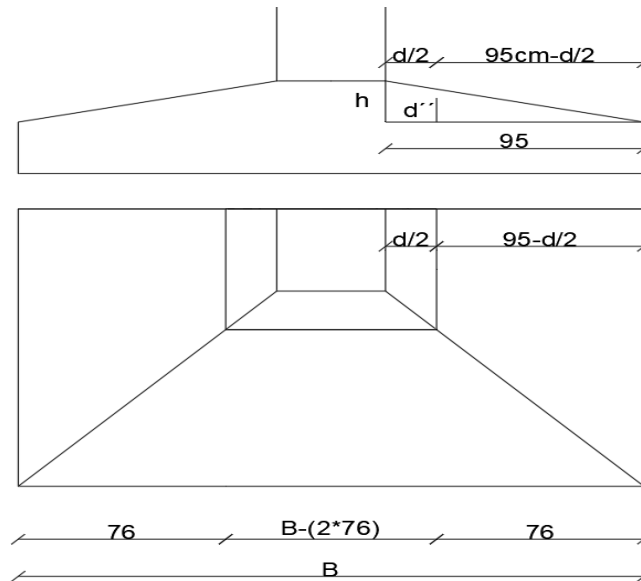


Figura 3.10.3-2. Sección crítica $d/2$. (elaboración propia)

$$bo = 4 * (B - 2 * 76) = 4 * (230 - 2 * 76) = 312 \text{ cm}$$

Los datos faltantes son α y β , estos están especificados en 22.6.5. de ACI-318.14, donde β es la relación lado largo y lado corto de la sección de columna y α_s que es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina, en este caso $\alpha_s=40$.

$$V_c = 0.33 * \lambda * \sqrt{f'_c} * bo * d' [MPa] = 0.33 * 1 * \sqrt{25} * 3,120 * 410.5 = 2,113,254 \text{ N}$$

$$= 2,113.254 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.17 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * bo * d' [MPa] =$$

$$V_c = 0.17 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * 1 * \sqrt{25} * 3,120 * 410.5 = 3,265,938N = 3,265.938KN$$

$$V_c = 0.083 * \left(2 + \frac{\alpha_s * d'}{b_o}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d' [MPa]$$

$$V_c = 0.083 * \left(2 + \frac{40 * 410.5}{3,120}\right) * 1 * \sqrt{25} * 3,120 * 410.5 = 38,603,009.5N$$

$$= 38,603.0095KN$$

Como V_c es el menor valor de los $V_c=2,113.254KN$.

$$502.67 \leq 0.75 * 2,113.254$$

$$502.67KN \leq 1,584.94 KN \text{ (CUMPLE!!!!)}$$

3.10.4. Diseño a flexión.

El reglamento ACI-318.14, en 13.2.7, establece que la localización de la sección crítica M_u para columnas o pedestales será en la cara de la columna o pedestal. (ver anexo 4, (31)

Localización para la sección crítica M_u .)

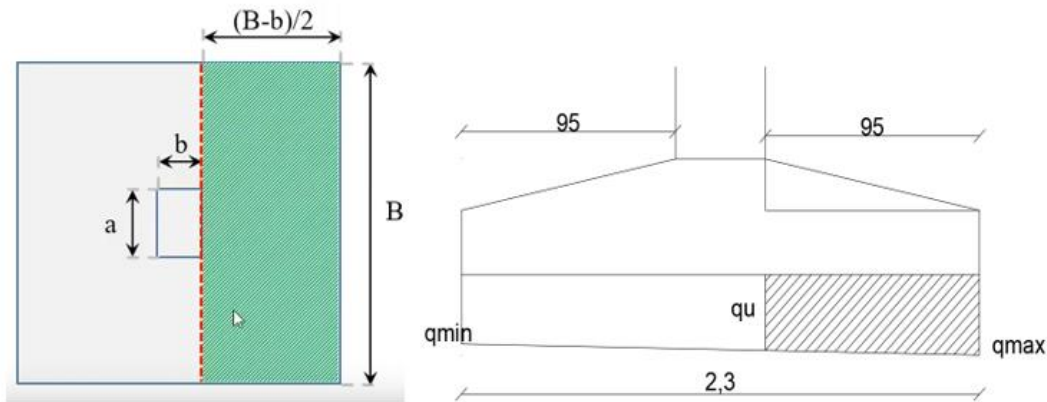


Figura 3.10.4-1. Sección crítica para flexión. (elaboración propia)

El valor de q_u lo encontramos por medio de relación de triángulos donde.

$$\frac{q_{max} - q_{min}}{B} = \frac{q'_u}{95 + b} \Rightarrow \frac{12.3N/cm^2 - 9.139N/cm^2}{230} = \frac{q'_u}{95 + 40}$$

$$q'_u = 1.8553N/cm^2$$

$$qu = 1.8553 + qmim = 10.994 \frac{N}{cm^2} = 109.94 \text{ KN/m}^2$$

El momento último es la fuerza debido a qu por su brazo de palanca.

$$Mu = \left[B * \left(\frac{B - b}{2} \right) \right] * qu * \left(\frac{B - b}{4} \right)$$

Donde d es el promedio de canto útil a lo largo de la sección crítica.

$$d = \frac{(H_{total} - r) + (H - r)}{2} = \frac{(45 - 7.5) + (25 - 7.5)}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} Mu &= \left[230 * \left(\frac{230 - 40}{2} \right) \right] * 10.994 * \left(\frac{230 - 40}{4} \right) = 12,161,081.81 \text{ N} * \text{cm} \\ &= 121.61 \text{ KN} * \text{m} \end{aligned}$$

Como se sabe el Mu será resistido por el acero de refuerzo, entonces se calcula el refuerzo de la zapata por medio del análisis de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas, donde As es igual a.

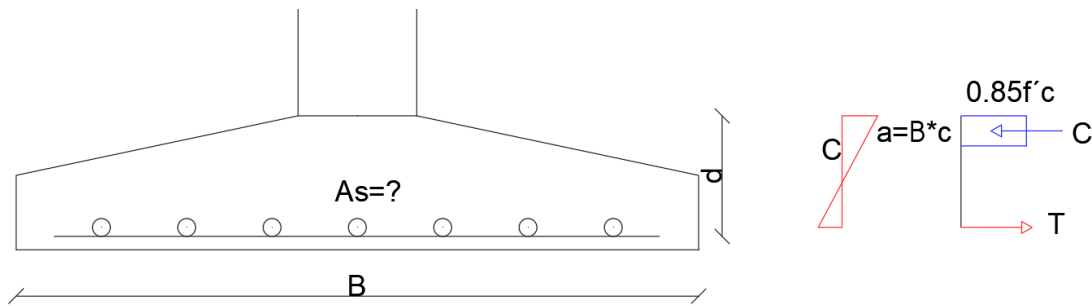


Figura 3.10.4-2. Diagrama de bloque de esfuerzos la sección. (elaboración propia)

El momento nominal en base a el bloque de compresión es igual a.

$$Mu \leq \Phi Mn$$

$$Mu = \Phi * \left(0.85 * f'c * B * a * \left(d - \frac{a}{2} \right) \right)$$

De esta ecuación despejamos el valor de a

$$a = d - \left[\sqrt{d^2 - \frac{Mu}{0.85 * \Phi * f'c * B}} \right] = 275 - \left[\sqrt{275^2 - \frac{121,610,818.1}{0.85 * 0.9 * 25 * 2,300}} \right]$$

$$= 5.0734mm = 0.5073cm$$

El momento nominal en base al acero de tracción es igual a.

$$Mu = \Phi * \left(As * fy * \left(d - \frac{a}{2} \right) \right)$$

$$As = \frac{Mu}{\Phi * fy * \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{121,610,818.1}{0.75 * 500 * \left(275 - \frac{5.0734}{2} \right)} = 1,190.24mm^2 = 11.9cm^2$$

En el reglamento ACI-318.14 en 8.6.1.1, establece el acero de refuerzo mínimo a flexión deberá ser por lo menos 0.0018Ag. (ver anexo 4, (32) Refuerzo mínimo a flexión para losas en dos direcciones.)

$$As = \frac{0.0018 * 420}{fy} * Ag = \frac{0.0018 * 420}{500} * 845,000 = 1,277.64mm^2 = 12.77cm^2$$

Se asume 12Φ12mm, As=13.57cm²

$$Mu \leq \Phi Mn$$

$$Mn = \left(As * fy * \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) = \left(1,357 * 500 * \left(275 - \frac{5.0734}{2} \right) \right)$$

$$= 172,653,349.1N * mm = 172.65KN * m$$

$$121.61KN * m \leq 0.9 * 172.65KN * m$$

$$\mathbf{121.61KN * m \leq 155.388KN * m (CUMPLE!!!!)}$$

Como la zapata es cuadrada y los momentos flectores tanto en X y Y tienen una variación mínima una respecto del otro siendo el momento X el mayor, la armadura para ambos sentidos será igual 12Φ12mm.

La separación de las barras de acero será.

$$S = \frac{B - 2r}{N^\circ \text{barras} + 1} = \frac{230 - 2 * 7.5}{12 + 1} = 16.54cm$$

Tabla N° 3.10.4. Comparación cálculo manual vs CYPECAD

Elemento zapata	Diseño Manual	Diseño con el Programa
Armadura a flexión eje x	13.57cm ²	12.44cm ²
Armadura a flexión eje y	13.57cm ²	12.44cm ²

3.10.5. Revisión por aplastamiento.

A1 (Área cargada) = Área de la columna (40 cm * 40 cm) A1 = 1,600 cm²

A2 (Área de soporte): Área de la zapata (230 cm * 230 cm) A2 = 52,900 cm²

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 2 \Rightarrow \sqrt{\frac{52,900}{1,600}} = 5.75 \leq 2$$

Se asume un valor máximo de 2.

La resistencia al aplastamiento sobre la columna normalmente es.

$$0.85 * \Phi * f'c = 0.85 * 0.65 * 25 = 13.8125$$

La resistencia al aplastamiento en la zapata es.

$$0.85 * f'c * \Phi * \sqrt{\frac{A2}{A1}} = 0.85 * 25 * 0.65 * 5.75 = 79.4218$$

$\Phi = 0.65$ para columnas estribadas

$\Phi = 0.70$ para columnas zunchadas

$$79.4218 \geq 13.8125$$

La resistencia admisible de aplastamiento en la zapata es mayor al aplastamiento de la columna, por lo cual no existe este tipo de falla.

3.11. Diseño de escalera.

Geometría

Ámbito: 2 m

Cargas

Peso propio: 6.672 KN/m²

Espesor: 0.3 m

Peldañeado: 3.646 KN/m²

Huella [h]: 0.30 m

Barandillas: 2.669 KN/m

Contrahuella [t']: 0.17 m

Acabados: 0.889 KN/m²

N.º de escalones: 22

Sobrecarga de uso: 3.56 KN/m²

En anexo 4, (44) se presenta características de geométricas y cargas de la escalera de tramo recto.

3.11.1. Dimensionamiento.

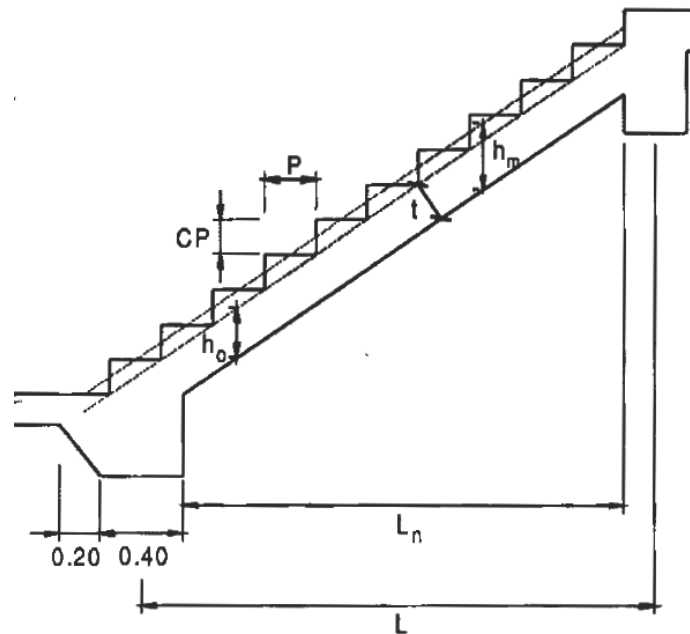


Figura 3.11.1. Sección de columna para dimensionamiento. (Ing. Roberto Morales).

$$t = \frac{Ln}{25} = \frac{860cm}{25} = 34.4cm$$

$$t = \frac{Ln}{20} = \frac{860cm}{20} = 43cm$$

Para el cálculo se toma un espesor $t=30$ cm debido al tramo recto que cubre una gran luz.

$$\cos\theta = \frac{h}{\sqrt{h^2 + t'^2}} = \frac{30cm}{\sqrt{(30cm)^2 + (17cm)^2}} = 0.87$$

Altura Inicial

$$h_o = \frac{t}{\cos\theta} = \frac{30\text{cm}}{0.87} = 34.48 \text{ cm}$$

Altura Media

$$h_m = \frac{t}{\cos\theta} + \frac{t'}{2} = 34.48 + \frac{17\text{cm}}{2} = 42.98 \text{ cm}$$

3.11.2. Cargas que actúan en la escalera.

Sobrecarga de diseño

Carga Viva: $L = SC * a = 3.56 * 2 = 7.12 \frac{KN}{m}$

Peso Propio:

$$P_p = h_m * \gamma_H * a = 0.4298\text{m} * 26.53596\text{KN/m}^3 * 2\text{m} = 22.81 \frac{KN}{m}$$

$$q_{losa} = 26.53569 * 0.3 * 2 = 15.92 \frac{KN}{m}$$

Carga del Acabado:

$$q_{acabados} = P_s * a = 0.889 * 2 = 1.778 \frac{KN}{m}$$

Carga de la baranda:

$$q_{barandas} = 2.669 \frac{KN}{m}$$

Carga Muerta en la Rampa:

$$D = P_p + q_{acabados} + q_{barandas} = 22.81 + 1.778 + 2.669 = 27.257 \frac{KN}{m}$$

Análisis de Carga en la Rampa:

$$Q_1 = 1.2 * D + 1.6 * L = 1.2 * 27.257 + 1.6 * 3.56 = 38.4044 \frac{KN}{m}$$

Carga Muerta en el Descanso:

$$CM = q_{losa} + q_{acabados} + q_{barandas}$$

$$CM = 15.92 + 1.778 + 2.669 = 20.368 \frac{KN}{m}$$

Análisis de Carga en el Descanso:

$$Q_2 = 1.2 * D + 1.6 * L = 1.2 * 20.368 + 1.6 * 3.56 = 30.1376 \frac{KN}{m}$$

Sección A-A del tramo recto se analiza como una viga simplemente apoyada para obtener el máximo momento positivo, con las longitudes proyectadas horizontales como longitud para el cálculo del momento.

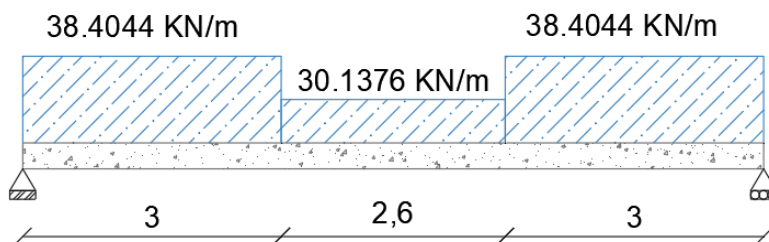


Figura 3.11.2. Cargas que actúan y diagrama de momentos. (elaboración propia)

3.11.3. Diseño a flexión.

Datos geométricos y características mecánicas de los materiales.

Base:	$b = 2,000 \text{ mm}$
Altura:	$h = 30 \text{ mm}$
Recubrimiento:	$d' = 30 \text{ mm}$
Canto útil:	$d = t - d' = 270 \text{ mm}$
Resistencia a fluencia del hormigón:	$f'_c = 25 \text{ MPa}$
Resistencia a fluencia del acero:	$f_y = 500 \text{ MPa}$

Diseño para momento máximo positivo.

$$M_u \text{ de cálculo manual} = 316.14 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

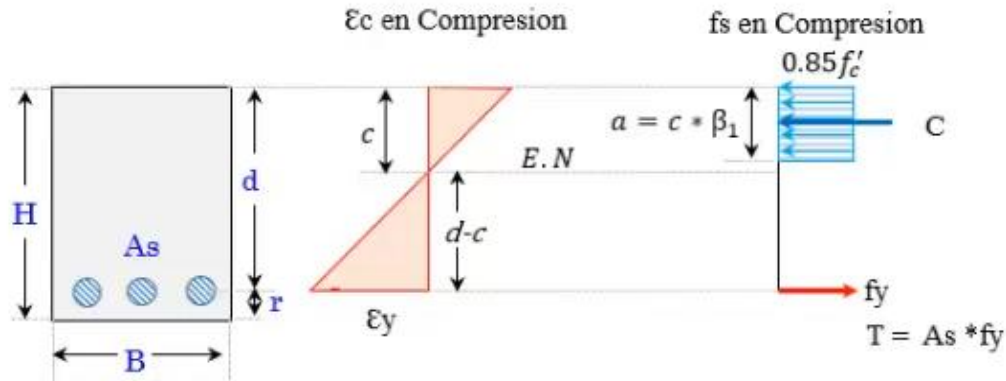


Figura 3.11.3. Diagrama de esfuerzos y deformaciones en sección transversal de la escalera.
(elaboración propia)

Para el diseño a flexión la norma ACI-318.14, nos dice que para el diseño por resistencia se debe cumplir los fundamentos de equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones y asume que la deformación es lineal en la pieza, asimismo establece que los esfuerzos en el concreto se puede asumir un diagrama rectangular.

$$T = A_s * f_y \Rightarrow C = 0.85 * f'_c * a * b \Rightarrow C = T \Rightarrow 0.85 * f'_c * a * b = A_s * f_y$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$M_u \leq \Phi M_n$$

$$M_n = C * d - \frac{a}{2} \Rightarrow M_u = \Phi \left[(0.85 * f'_c * a * b) * d - \frac{a}{2} \right]$$

$$M_n = T * d - \frac{a}{2} \Rightarrow M_u = \Phi \left[(A_s * f_y) * d - \frac{a}{2} \right]$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

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

Remplazando ρ en la ecuación de a .

$$a = \frac{\rho * d * f_y}{0.85 * f'_c}$$

Remplazando a y As en la ecuación de Mu respecto de la fuerza de tracción T.

$$Mu = \Phi \left[(p * d * b * fy) * d - \frac{p * d * fy}{0.85 * f'c} \right]$$

Como se tiene todos los datos excepto p, se trabaja esta última ecuación colocando todo con respecto a p.

$$p = \left(\frac{0.85 * f'c}{fy} \right) * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\Phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right]$$

Teniendo todos los datos de puede calcular la cuantía. ACI-318.14 en 21.2 establece los factores de reducción de resistencia, que elementos a flexión $\Phi=0.9$. (ver anexo 4, (20) Factores de reducción de resistencia.)

$$p = \left(\frac{0.85 * 25}{500} \right) * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 316,140,000}{0.9 * 0.85 * 25 * 2,000 * 270^2}} \right]$$

$$p = 0.005127$$

Con la cuantía calculada calculamos el área necesaria para resistir el momento ultimo.

$$As = 0.005127 * 200 * 27 = 27.06858cm^2$$

Esta área calculada deberá ser mayor a el Asmin que establece ACI-318.14 en 9.6.1.2 que Asmin es la mayor de las siguientes expresiones.

$$Asmin1 = \frac{0.25 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d = \frac{0.25 * \sqrt{25}}{500} * 2,000 * 270 = 1,350mm^2 = 13.50cm^2$$

$$Asmin2 = \frac{1.4}{fy} * b * d = \frac{1.4}{500} * 2,000 * 270 = 1,512mm^2 = 15.12cm^2$$

Como As es mayor a Asmin, se elige un área de refuerzo proporcionado por el número de barras a colocar de un respectivo diámetro, asumo 15 ϕ 16mm dando As=30.159cm².

Calculamos la altura del bloque de esfuerzos en compresión.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{3,015.9 * 500}{0.85 * 25 * 2,000} = 35.48mm$$

Calculamos la altura c, donde el valor de β_1 es 0.85 para concreto con f'_c menor a 28 MPa.

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{35.48}{0.85} = 41.74mm$$

En el reglamento ACI-318.14, establece que para que un elemento este controlado por compresión ϵ_y debe ser mayor a 0.005, según esto verificamos que nuestra escalera este controlada por tracción.

Por relación de triángulos y conociendo los valores de c y $\epsilon_{cu}=0.003$ calculamos ϵ_y .

$$\epsilon_y = \frac{0.003 * (d - c)}{c} = \frac{0.003 * (270 - 41.74)}{41.74} = 0.0164$$

La sección está controlada por tracción. Procedemos a calcular la resistencia nominal a flexión.

$$M_n = (A_s * f_y) * d - \frac{a}{2} = (3,015.9 * 500) * 270 - \frac{41.74}{2} = 375,675,583.5N * mm$$

$$M_u \leq 0.9 * M_n \Rightarrow 316.14KN * m \leq 0.9 * 375.67KN * m$$

$$\mathbf{316.14KN * m \leq 338.11KN * m (CUMPLE!!!)}$$

Espaciamiento de las barras.

$$S = \frac{Ln - 2r}{N^{\circ}barras - 1} = \frac{2,000 - 2 * 30}{15 - 1} = 140.714mm = 14cm$$

Para flexión positiva se usará 15Ø16mm c/14cm

Diseño a flexión en apoyos

El Ing. Roberto Morales en su libro Diseño en Concreto Armado, establece una relación para el cálculo del momento de diseño en apoyos de escaleras.

$$-M_{diseño} = \frac{1}{3} M_{diseño} \Rightarrow \text{Apoyos monolíticos poco rígidos}$$

$$-M_{diseño} = \frac{1}{3} * 316.14 = 105.38 \text{ KN} * m$$

$$-M_{diseño} = \frac{1}{2} M_{diseño} \Rightarrow \text{Apoyos monolíticos rígidos}$$

$$-M_{diseño} = \frac{1}{2} 316.14 = 158.07 \text{ KN} * m$$

Como la escalera tiene apoyos que no son del todo rígidos se asume $-M_{diseño}=105.38$ KN*m

$$p = \left(\frac{0.85 * 25}{500} \right) * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 105,380,000}{0.9 * 0.85 * 25 * 2,000 * 270^2}} \right]$$

$$p = 0.001637$$

Con la cuantía calculada calculamos el área necesaria para resistir el momento último.

$$A_s = 0.00136 * 200 * 27 = 8.8436 \text{ cm}^2$$

Esta área calculada deberá ser mayor a el A_{smin} que establece ACI-318.14 en 9.6.1.2 que A_{smin} es la mayor de las siguientes expresiones.

$$A_{smin1} = \frac{0.25 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d = \frac{0.25 * \sqrt{25}}{500} * 2,000 * 270 = 1,350 \text{ mm}^2 = 13.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin2} = \frac{1.4}{f_y} * b * d = \frac{1.4}{500} * 2,000 * 270 = 1,512 \text{ mm}^2 = 15.12 \text{ cm}^2$$

Como A_s es menor a A_{smin} , se elige un área de refuerzo proporcionado por el número de barras a colocar de un respectivo diámetro, asumo $20\phi 10\text{mm}$ dando $A_s=15.707\text{cm}^2$.

Calculamos la altura del bloque de esfuerzos en compresión.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} = \frac{1,570.7 * 420}{0.85 * 25 * 2,000} = 18.478 \text{ mm}$$

Calculamos la altura c , donde el valor de β_1 es 0.85 para concreto con $f'c$ menor a 28 MPa.

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18.478}{0.85} = 21.739mm$$

En el reglamento ACI-318.14, establece que para que un elemento este controlado por compresión ϵ_y debe ser mayor a 0.005, según esto verificamos que nuestra escalera este controlada por tracción.

Por relación de triángulos y conociendo los valores de c y $\epsilon_{cu}=0.003$ calculamos ϵ_y .

$$\epsilon_y = \frac{0.003 * (d - c)}{c} = \frac{0.003 * (270 - 20.9)}{20.9} = 0.03426$$

La sección está controlada por tracción. Procedemos a calcular la resistencia nominal a flexión.

$$M_n = (A_s * f_y) * d - \frac{a}{2} = (1,570.7 * 500) * 270 - \frac{18.478}{2} = 204,788,651.35N * mm$$

$$105.38 \leq 0.9 * 204.788 \Rightarrow \mathbf{105.38KN * m \leq 184.309KN * m (CUMPLE!!!)}$$

Espaciamiento de las barras.

$$S = \frac{b - 2r}{N^{\circ}barras - 1} = \frac{2000 - 2 * 30}{20 - 1} = 102.105mm = 10cm$$

3.11.4. Diseño a cortante.

Del análisis estructura tenemos que el cortante que debe resistir la escalera es $V_u=154.55$ KN.

La resistencia a cortante es la suma de la resistencia del concreto más la resistencia del acero a cortante.

$$V_n = V_c + V_s$$

De ACI-317.14 en 22.5.5, establece que la resistencia a cortante del concreto es igual a.

$$V_c = 0.17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde λ es igual a 1 para concreto de peso normal.

$$V_c = 0.17 * 1 * \sqrt{25} * 2,000 * 270 = 459,000N = 459KN$$

$$V_u \leq \Phi * 0.5 * V_c \Rightarrow 154.55 \leq 0.75 * 0.5 * 459 \Rightarrow \mathbf{154.55 \leq 172.125}$$

Como es no se cumple el reglamento establece que donde $V_u \leq \Phi * 0.5 * V_c$ se debe colocar una armadura mínima A_{vmin} que deberá ser el mayor de:

La separación máxima para refuerzo a cortante debe ser $d/2$.

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{270}{2} = 125mm = 12.5cm$$

$$A_{vmin1} = 0.062 * \sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{f_y} = 0.062 * \sqrt{25} * \frac{2,000 * 125}{500} = 155mm^2 = 1.55cm^2$$

$$A_{vmin2} = 0.035 \frac{b * s}{f_y} = 0.35 \frac{2,000 * 150}{500} = 175mm^2 = 1.75cm^2$$

Como el concreto es lo suficiente para resistir la fuerza cortante y ACI-318.14 en 9.7.6.4.2, establece que el diámetro de refuerzo transversal mínimo es $\Phi=10mm$ adecuando a la situación de nuestro medio se opta por una armadura transversal de $\phi 8mm$ c/12cm.

Tabla N° 3.11.4. Comparación calculo manual vs CYPECAD.

Elemento escalera	Diseño Manual	Diseño con el Programa
Armadura a flexión (+)	30.159cm ²	46.24cm ²
Armadura a flexión (-)	15.707cm ²	12.44cm ²
Armadura Transversal	ϕ 8mm c/12cm	ϕ 10mm c/20cm

3.12. Conclusión de la verificación manual.

Con la verificación de cálculo manual podemos llegar a la conclusión que en términos generales no existe gran diferencia en el cálculo, para la estructura metálica es aconsejable por su magnitud realizar cursos de especialización para el cálculo de la misma y tratar de realizar un modelo más eficiente si se puede, a pesar que la única diferencia de cálculo está en el espesor de la placa de anclaje que existe una variación de 3mm.

En el cálculo de las vigas se puede apreciar que en el refuerzo a momento positivo existe una deferencia de 6cm² esto se debe a que el programa Cypecad al momento de calcular las flechas utiliza procedimientos más complejos que obligan a incrementar el refuerzo de la

pieza para poder permitir a la pieza estar en el lado de la seguridad, si en caso se desprecia este cálculo que Cypecad realiza en el tema de flecha activa, el cálculo manual y el que el programa realiza serian exactamente los mismos. En el refuerzo a momento negativo no existen diferencias y en el refuerzo a cortante solo hay una diferencia de 3cm en la separación de los estribos.

En el cálculo de columnas no existe diferencia en el cálculo del refuerzo longitudinal, y en el refuerzo transversal existe una diferencia de 5cm en la separación de los estribos esto debido a condiciones de seguridad que el programa utiliza al momento del cálculo.

En cálculo de zapatas hay una diferencia de 1.13 cm² siendo el cálculo manual el más reforzado por una barra de diferencia.

En el cálculo de la escalera es donde se presenta la diferencia más apreciable, en el refuerzo positivo la diferencia es de 16cm² esto se debe a los métodos más complejos que utiliza el programa para realizar el análisis estructural. En el refuerzo a cortante la diferencia está en el diámetro del refuerzo utilizado y la separación, pero dando como resultado el mismo refuerzo.

3.13. Estrategia para la ejecución de proyectos.

3.13.1. Especificaciones técnicas

El pliego de especificaciones técnicas realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos, Definición, Materiales, Herramientas y equipo, Procedimiento para la ejecución, Forma de medición, Forma de pago.

Las especificaciones técnicas detalladas por cada ítem se encuentran en el ANEXO 6.

3.13.2. Cómputos métricos

Se obtuvieron los volúmenes del proyecto tomando en cuenta todos los elementos estructurales diseñados.

Las cantidades resultantes de los cómputos se muestran en el ANEXO 5.

3.13.3. Precios unitarios

El análisis de precios unitarios se realizó en el programa de PRESCOM, tomando en cuenta los costos directos e indirectos.

Los Formularios B-2 se muestran en el ANEXO 7.

3.13.4. Presupuesto general.

El presupuesto total de la obra se realizó considerando una serie de gastos determinados a partir del análisis de precios unitarios para todas las actividades del proyecto. Una vez definidas las cantidades y volúmenes de obras se presenta en forma de listado, el presupuesto de cada ítem considerando la unidad de cada actividad, precio unitario y el precio total.

El presupuesto Total se muestra en ANEXO 8.

Se presenta a continuación el precio por unidad de superficie de los ítems fundamentales de la estructura.

Tabla N° 3.12.1. Precio por m2 de la estructura de sustentación.

Presupuesto total	13,565,536.17 Bs
Superficie construida	6,348.91 m2
Precio de zapatas por m2 de construcción	121.79 Bs/m2
Precio de columnas por m2 de construcción	213.62 Bs/m2
Precio de vigas por m2 de construcción	248.08 Bs/m2
Precio de toda la obra por m2 de construcción	2,136.67 Bs/m2

3.13.5. Cronograma de ejecucion de obra.

El Cronograma de ejecución del Proyecto ha sido representado por el Diagrama de Gantt utilizando el programa de Project 2016.

El Diagrama de Gantt se muestra en el ANEXO 9.

CAPÍTULO IV

4. Aporte académico “ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA ESTRUCTURAL AL PRESENTAR DIFERENTES TIPOS DE JUNTAS DE DILATACIÓN”.

Se plantea como aporte académico la comparación técnica y económica del comportamiento de la estructura al presentar diferentes tipos de juntas de dilatación, como ser de doble columna y ménsulas cortas.

4.1. Generalidades.

Los cambios de volumen causadas por los cambios de humedad y temperatura deben tenerse en cuenta en el diseño de edificios de hormigón armado. La magnitud de las fuerzas desarrolladas y la cantidad de movimiento causado por estos cambios de volumen están directamente relacionados con la longitud del edificio. Contracción y expansión articulares limitan la magnitud de las fuerzas y los movimientos y el agrietamiento inducido por la humedad o cambio de temperatura dividiendo edificios en segmentos individuales.

Aunque ampliamente utilizado, reglas generales tienen el inconveniente de que no dan cuenta de las muchas variables que controlan los cambios de volumen en edificios de hormigón armado. Estos incluyen variables que influyen en la cantidad de movimiento inducido térmicamente, incluyendo el porcentaje de refuerza; el sistema de seguridad proporcionado en la base; la geometría de la estructura; la magnitud de grietas intermedios; y disposiciones para el aislamiento, refrigeración y calefacción. Además de estas variables, la cantidad de movimiento en un edificio está influenciada por los materiales y las prácticas de construcción. Estos incluyen el tipo de agregado, cemento, mezclar proporciones, aditivos, la humedad, la secuencia de construcción, y los procedimientos de curado. (Comite ACI-224, 1995)

4.2. Marco Teórico.

4.2.1. Coeficiente de dilatación térmica.

Tanto el hormigón como el acero estructural, tienen la particularidad de expandirse cuando existe un incremento de temperatura. Estos materiales, al recibir desde el exterior un

incremento de temperatura sus partículas internas tienden a tener un comportamiento dinámico, ocasionando que sus configuraciones moleculares se vean alteradas; como consecuencia de esto existe un alargamiento de sus dimensiones geométricas cuando se encuentran formando parte de elementos estructurales; además sus características de expansión se ven influenciadas por el coeficiente de dilatación térmica que los caracteriza.

Para hallar la elongación de un sistema estructural ante un incremento exterior de temperatura se multiplica el coeficiente de dilatación térmica del acero ($1.17 \times 10^{-5} /C$) u hormigón ($9.9 \times 10^{-6} /C$) por la longitud original de la estructura y por la variación del cambio de temperatura ocurrido en el instante del análisis, como se indica en la siguiente ecuación.

$$\Delta L = \alpha * L * \Delta T$$

Dónde ΔL , es la elongación final del sistema estructural; α , es el coeficiente de dilatación térmica del acero estructural u hormigón y; ΔT es la variación de la temperatura aplicada a la edificación.

Como se observa los coeficientes de dilatación térmica tanto del acero estructural como del hormigón son en gran medida similares. Esto indica que independientemente del material elegido para la construcción de edificios (acero estructural u hormigón), el factor de temperatura debe analizarse en función de las dimensiones de las edificaciones. (Revista CIENCIA "ESPE", 2015)

4.2.2. Factores a considerar en el análisis térmico de edificios.

Los factores que deben considerarse al instante de efectuar un análisis térmico de edificios son las dimensiones y configuración geométrica del edificio; el cambio de temperatura; provisión para la temperatura de control (sistemas mecánicos como aire acondicionado y calefacción); tipo de elemento estructural, tipo de conexión de la estructura a la cimentación y simetría de rigidez contra desplazamiento lateral; y finalmente los materiales adoptados para la construcción de un determinado sistema estructural. (Comite ACI-224, 1995)

4.2.2.1. Configuración geométrica de edificios.

La dimensión de los edificios es un factor crucial al instante de efectuar el análisis de temperatura, ya que estas dimensiones son directamente proporcionales a los esfuerzos generados por los posibles cambios de temperatura. Así mismo, la configuración geométrica es otro de los factores trascendentales en el análisis de temperatura, con sus respectivas complejidades ya que el análisis es más simple en edificios con configuración rectangular y más complejos en edificios con configuraciones geométricas tipo U, L entre otros. (Comite ACI-224, 1995)

4.2.2.2. Cambio de temperatura.

Los cambios de temperatura generan desplazamientos y como consecuencia de esto la aparición de esfuerzos en la estructura, no solamente en su etapa de construcción sino también en su vida útil. Sin embargo, no es posible conocer con exactitud el cambio máximo de temperatura en un determinado edificio ya que este cambio de temperatura no es el mismo para todas las partes de la edificación y no es conocida para una zona particular del edificio en la etapa de diseño del mismo.

El perfil del diferencial de temperatura en un elemento estructural puede ser asumido como la superposición de dos perfiles de temperatura el primero correspondiente a un cambio de temperatura uniforme que toma lugar a lo largo del eje axial del elemento estructural (Δt_g) y, un diferencial de temperatura igual a la diferencia del cambio de temperatura en una cara del elemento menos el cambio de temperatura en la cara opuesta del elemento $d(\Delta t) = (\Delta t_2 - \Delta t_1) = (a+b)$.

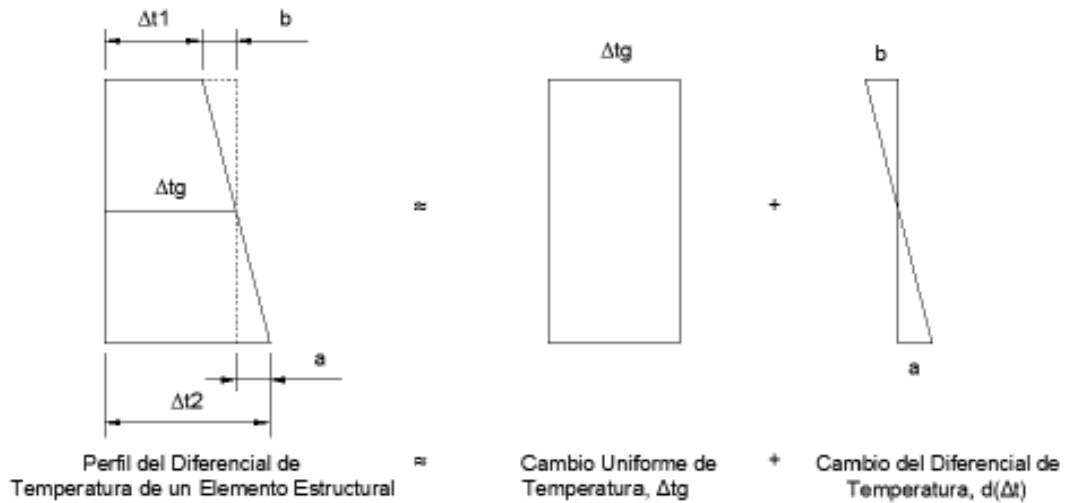


Figura 4.2.2.2. Diferenciales de temperatura en elementos estructurales. (Revista CIENCIA "ESPE", 2015)

Como puede observarse en la figura 4.2.2.2, aparentemente el cambio del diferencial de temperatura $d(\Delta t)$ no causa ningún cambio en la longitud del elemento estructural a lo largo de su eje axial, en lugar de ello ocasiona una curvatura que genera la aparición de esfuerzos en el elemento estructural. Sin embargo, ni la curvatura ni los esfuerzos internos resultantes se propagan y causan un incremento acumulativo en la longitud de la estructura como lo hacen aquellos esfuerzos y deformaciones provocados por el cambio uniforme de temperatura Δt_g .

De esta manera el perfil del diferencial de temperatura puede ser reemplazado por la superposición de un cambio uniforme de temperatura, el cual corresponde a un cambio a nivel del eje centroidal del elemento estructural y un cambio del diferencial de temperatura que no causa ningún cambio en toda la longitud del elemento estructural. (Revista CIENCIA "ESPE", 2015)

4.2.2.3. Temperatura interna de edificios.

La temperatura interna de un edificio es un factor preponderante al instante de efectuar el análisis de la pertinencia para la adición de juntas de dilatación, en este sentido edificios que poseen sistemas de aire acondicionado y calefacción son menos propensos a sufrir las consecuencias de cambios de temperatura y así sus elementos estructurales se ven menos influenciados por este factor.

4.2.2.4. Conexiones de la estructura con la cimentación y rigidez simétrica contra desplazamientos laterales.

Los efectos térmicos sobre edificios cuya conexión a la cimentación es del tipo empotrado son más severos a los de un edificio de las mismas características, pero cuya fijación a la cimentación es del tipo articulada. De acuerdo a investigaciones se ha observado que edificios con apoyos rígidos comparados con edificios de apoyos articulados y que están expuestos a los mismos cambios de temperatura poseen los mismos cambios dimensionales en todos los niveles por encima del primer piso. Sin embargo; a los niveles más bajos del edificio con empotramientos el cambio de temperatura induce esfuerzos cortantes, axiales y momentos flectores en secciones críticas, que pueden llegar a alcanzar valores aproximados de dos veces los correspondientes a los obtenidos en el edificio con apoyos articulados.

4.2.2.5. Materiales de construcción.

El material de los elementos estructurales es otro de los factores fundamentales para el análisis del cambio de temperatura en edificios. Dentro de las investigaciones se han evaluado elementos estructurales sometidos a cambios de temperatura con similares momentos de inercia, pero con diferentes valores de áreas encontrándose que los elementos con mayores áreas desarrollan mayores esfuerzos cortantes, axiales y momentos flectores que aquellos elementos estructurales con menores áreas.

La temperatura de fraguado del hormigón es un factor primordial al instante de efectuar un análisis de cambio de temperatura en edificios fabricados con este material, ésta se presenta al instante de la fundición en el sitio de construcción de un determinado edificio, debe tomársela en cuenta al instante de la construcción especialmente de edificios con longitudes horizontales considerables. (Comite ACI-224, 1995)

4.2.3. Restricciones en edificios.

Las restricciones en edificios son una de las responsables de la aparición de esfuerzos debidos a los cambios de temperatura que sufre un determinado edificio.

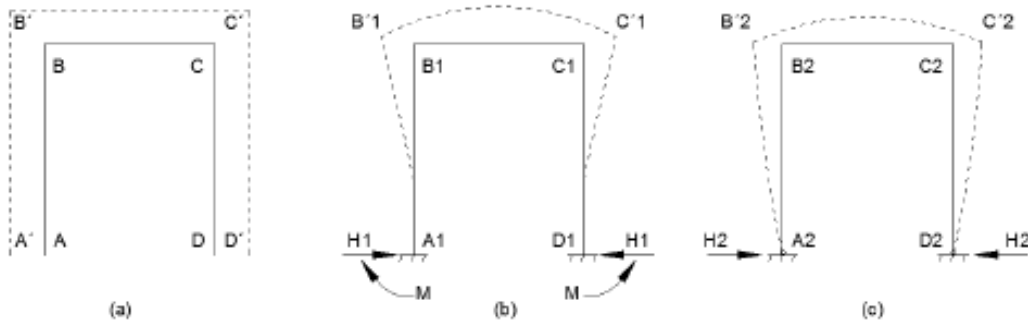


Figura 4.2.3-1. Pórtico sujeto a cambio uniforme de temperatura. (Revista CIENCIA "ESPE", 2015)

En la figura podemos al mismo pórtico con diferentes tipos de restricciones donde a) pórtico no restringido, b) pórtico empotrado y c) pórtico con apoyos articulados.

Para el análisis se ha considerado un pórtico al cual se le aplica un cambio uniforme de temperatura. Como se observa, el pórtico A-B-C-D de la figura 4.2.3-1(a) al no tener restricción alguna permite que los efectos de temperatura no generen esfuerzo alguno y pueda expandirse de tal forma que su geometría sea la indicada a través de los puntos A'-B'-C'-D'.

El pórtico de la figura 4.2.3-1 (b) se encuentra empotrado, por lo que ante la acción de un cambio de temperatura la deformada resultante de este pórtico será la que se indica a través de los puntos A1-B'1-C'1-D1, misma que está esforzada generándose los momentos M en las bases de las columnas; además este cambio de temperatura también genera las fuerzas horizontales H1, a la vez la viga B1-C1 tendrá una fuerza axial de compresión, y la elongación de B1-B'1 será más pequeña que la expansión del punto B-B' de la figura 4.2.3-1 (a).

La figura 4.2.3-1 (c) indica un pórtico con apoyos articulados, las consecuencias de la aplicación de un cambio de temperatura serán menores que las del pórtico empotrado. Como se observa la deformada está definida por los puntos A2-B'2-C'2-D2. La presencia de momentos en las bases de las columnas es nula y las fuerzas horizontales H2 serán menores que H1 de la figura 4.2.3-1 (b), la elongación de B2-B'2 es mayor que la elongación B1-B'1, pero será menor que B-B' del pórtico de la figura 4.2.3-1 (a), de forma idéntica la compresión de B'2-C'2 estará entre el valor cero de B-C y la compresión B'1-C'1.

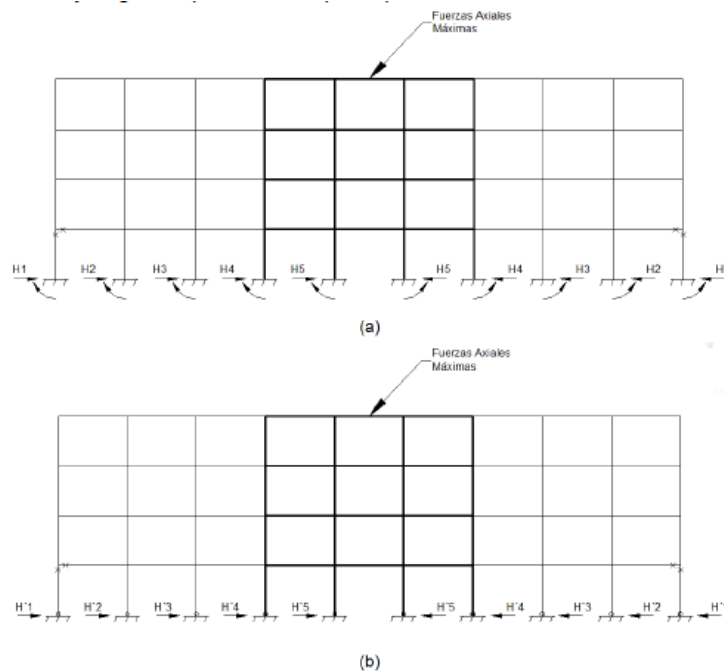


Figura 4.2.3-2. Edificio de varios pisos sujeto a un cambio uniforme de temperatura. (Revista CIENCIA "ESPE", 2015)

En edificios de varios pisos las consideraciones que se observaron en los pórticos de la figura 4.2.3-2 son similares, ante un incremento de temperatura la aparición de las fuerzas horizontales H y H' que se observan en las figuras 4.2.3-2 (a) y 4.2.3-2 (b) son mínimas en el centro del edificio, pero su valor aumenta a medida que se llega a los extremos de la edificación. De la misma manera la aparición de momentos en la base para el caso del edificio empotrado y los desplazamientos generados por este incremento de temperatura son elevados en los extremos del edificio debido a los efectos acumulados de elongación que van desde el centro del edificio hacia su parte externa.

Ante el incremento de temperatura las vigas centrales de los sistemas estructurales de las figuras 4.2.3-2 (a) y 4.2.3-2 (b) están sujetas a los máximos esfuerzos axiales mientras que las columnas poseen los mayores momentos flectores acompañados con sollicitaciones de cortante en los extremos de la edificación como se indican en los puntos x de la figura 4.2.3-2. Sin embargo, estos esfuerzos y elongaciones pueden variar de piso en piso. (Revista CIENCIA "ESPE", 2015)

4.2.4. Materialización de juntas de dilatación.

Las soluciones para materializar una junta de dilatación en un edificio son diversas, a comparación de juntas en pavimentos o muros en edificios es más complicado. La separación estructural que supone una junta de dilatación se puede solucionar de diferente manera siendo las más utilizadas las siguientes:

- a) Junta de doble columna.
- b) Junta de pasadores no adherentes.
- c) Junta de pilar único y apoyos deslizantes.
- d) Junta con ménsula corta. (Jimenes Montoya, 2008)

4.2.4.1. Junta de doble columna.

La junta de doble columna es la solución más intuitiva, ya que materializa una separación completa de la estructura.

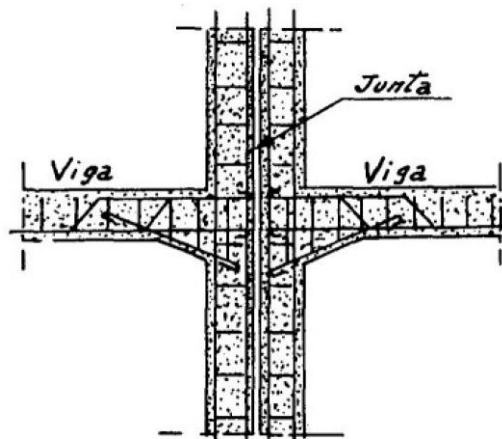


Figura 4.2.4.1. Detalle de junta de dilatación de doble columna

Esta solución tiene el inconveniente del aumento en el costo del proyecto debido al aumento de número de columnas, a cambio el detalle de borde es muy sencillo, ya que es idéntico al resto de la estructura.

Las zapatas de esta pareja de pilares se comportan como zapatas centradas. En fin, la solución de doble columna facilita el cálculo estructural, ya que permiten realizar el cálculo independiente de ambas partes. (Jimenes Montoya, 2008)

4.2.4.2. Junta de pasadores no adherente.

Esta solución mantiene una cierta continuidad de ambas partes de la estructura, su ventaja reside en que evita la contricción de doble columna, esto conlleva al ahorro económico y de espacio.

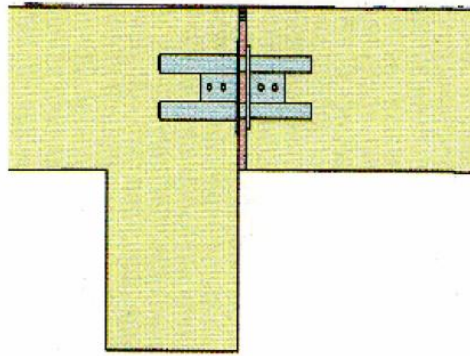


Figura 4.2.4.2. Junta de dilatación con pasadores. (ACIES)

Es el uso más común de los pasadores. Conectando los forjados mediante pasadores o conectores de transmisión de cargas logramos evitar el tradicional apoyo de forjado en una doble columna o ménsula corta.

El sistema de pasadores tiene las siguientes ventajas:

- Fácil instalación.
- Perfecta alineación de los pasadores.
- Garantizada transmisión de cargas.
- Movimiento conjunto de las dos soleras conectadas.
- Ahorro de espacio útil
- Rapidez de ejecución
- Facilidad de ejecución al no ser necesario el complicado encofrado necesario para ejecutar la ménsula
- Ahorro de materiales: acero y hormigón
- Ahorro de costes de mano de obra

- Desde el punto de vista arquitectónico es una solución más “limpia” al no perder espacio útil en cada vivienda. (ACIES)

4.2.4.3. Junta de pilar único y apoyos deslizantes.

Este tipo de solución se utiliza principalmente en puentes.

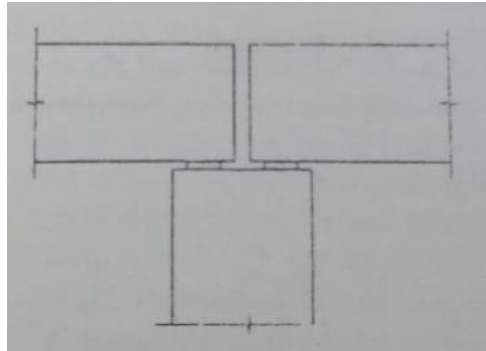


Figura 4.2.4.3. Junta de dilatación de pilar único y apoyos deslizantes. (elaboración propia)

Esta solución permite el movimiento libre de la estructura en el apoyo extremo, para ello se requiere un aparato de apoyo que permita el libre movimiento y minimice los esfuerzos transmitidos a los pilares.

Como el ancho de la junta puede llegar a ser del orden de 0.5 m, se necesita un aparato especial de junta que permita mantener la continuidad del tráfico.

4.2.4.4. Junta de ménsulas cortas.

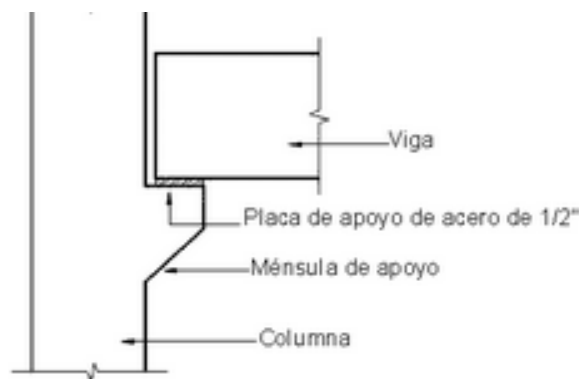


Figura 4.2.4.4. Junta de dilatación con ménsula corta. (elaboración propia)

Este tipo de junta supone una notable complicación constructiva y es, por lo tanto, de difícil ejecución que se permite utilizar solo cuando la tipología de la estructura es de vigas

descolgada. Dicha complicación aumenta si el detalle corresponde a una planta cubierta la cual es preciso impermeabilizar.

Este tipo de junta se realiza únicamente en la línea de columnas por lo que uno de los lados apoya totalmente en el otro. (Jimenes Montoya, 2008)

4.2.5. Ubicación de la junta de dilatación.

Las juntas de dilatación deben estar ubicados donde serán menos afectan la integridad estructural del elemento en cuestión, y ser compatibles con la apariencia del edificio.

El ancho de la junta debe ser suficiente para evitar que partes del edificio a ambos lados de la articulación entre en contacto. El aumento de temperatura máxima esperada se debe utilizar en la determinación de tamaño de la junta. Las juntas varían en anchura de 1 a 6 pulg. (25 a 150 mm) o más, con 2 pulg. (50 mm), siendo típico. juntas más anchas se utilizan para acomodar el movimiento edificio diferencial adicional que puede ser causada por el asentamiento o la carga sísmica. Las juntas deben pasar a través de toda la estructura por encima del nivel de la fundación. (Comite ACI-224, 1995)

4.2.6. Límites de longitud máxima entre juntas de dilatación.

Existen varios criterios para la elección de la longitud máxima que un sistema estructura puede tener sin contar juntas de dilatación.

Entre los criterios más importantes podemos mencionar algunos:

4.2.6.1. Normativa española.

En edificios habituales con elementos estructurales de hormigón armado, pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se disponga de junta de dilatación de manera que no existan elementos continuos de las de 40m de longitud.

4.2.6.2. Normativa francesa.

La normativa francesa distingue dos tipos de condiciones ambientales a la hora de elegir las dimensiones máximas de una estructura.

- En zonas secas y con grandes variaciones térmicas 25m.
- En zonas húmedas y con grandes variaciones térmicas 50m.

4.2.6.3. Métodos del comité ACI.

El comité ACI propone dos métodos para la obtención distancia entre juntas, uno que consiste en extrapolar la longitud de estructura existentes exitosas para obtener longitudes de nuevas estructuras de forma proporcional a las acciones indirectas esperadas. El otro se basa en diferente coeficiente de mayoración que se aplica a las acciones según que su combinación con o sin acciones indirectas. (Jimenes Montoya, 2008)

Por otra parte, Martin y Acosta en 1970 presenta un método para el cálculo de la distancia máxima de juntas de dilatación en marcos de un piso con casi iguales tramos, este método de deduce en el siguiente gráfico. (Comite ACI-224, 1995)

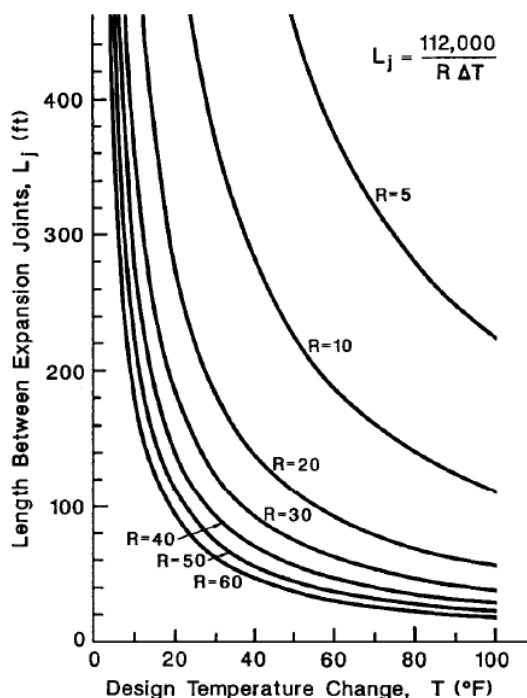


Figura 4.2.6-1. Longitud entre juntas de dilatación frente a los cambios de temperatura. (Comite ACI-224, 1995)

4.2.6.4. Método de la National Academy of Sciences.

Este método es el más utilizado para edificios de varios niveles. Dado a la falta de procedimientos de diseño para la localización de las juntas de expansión llevó al Consejo Federal de construcción para desarrollar criterios más definitivos. El Consejo ordenó su Comité Permanente de Ingeniería Estructural (SCSE) para desarrollar un procedimiento

para el diseño de junta de dilatación para ser utilizado por las agencias federales. Los criterios SCSE fueron publicados por la Academia Nacional de Ciencias (1974). (Comite ACI-224, 1995)

Este método hace referencia a una gráfica en la que se ubica el cambio de temperatura en el eje de las abscisas, y en el eje de las ordenadas se ubican las longitudes efectivas que se pueden considerar en edificios sin juntas o la distancia efectiva entre juntas de dilatación. Además, en esta gráfica se han incluido curvas para edificios de hormigón, acero y para otros materiales, Figura 4.2.6-2.

Estas longitudes efectivas de la figura 4.2.6-2 son las que indican las dimensiones máximas que tendrá un edificio sin la necesidad de anexar juntas de dilatación, o a su vez es la distancia entre juntas de dilatación de un determinado sistema estructural.

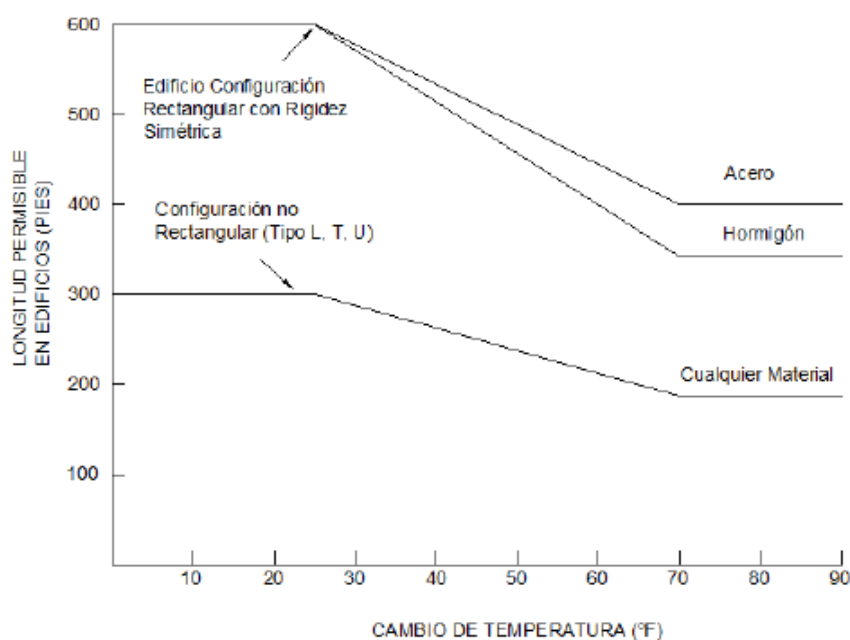


Figura 4.2.6-2. Máxima longitud en edificios sin el uso de juntas de dilatación. (Comite ACI-224, 1995)

El Análisis está basado en criterios que deben considerarse al instante de efectuar el correspondiente análisis térmico del edificio, de acuerdo a los cambios de temperatura al que estará sometido el sistema estructural.

- Utilizar directamente la longitud permisible, como se indica en la figura 4.2.6-2, si el edificio tendrá únicamente sistema mecánico de calefacción y tendrá apoyos del tipo articulación.
- Si el edificio tendrá sistemas mecánicos tanto de aire acondicionado como de calefacción, incrementar la longitud permisible en un 15 por ciento. (Suponiendo que estos sistemas mecánicos funcionan continuamente)
- Si el edificio no tendrá sistema mecánico de calefacción, reducir la longitud permisible en un 33 por ciento.
- Si el edificio tendrá apoyos empotrados, reducir la longitud admisible en un 15 por ciento.
- Si el edificio no tiene configuración regular de rigidez para controlar los efectos de cargas laterales, reducir la longitud permisible en un 25 por ciento.

$$L_{m\acute{a}x}=L_{allow}+(R1-R2-R3-R4) * L_{allow}$$

Estos criterios están basados en las condiciones de temperatura interna que tendrá el edificio, el sistema de anclaje del mismo hacia la cimentación, así como también el sistema de rigidez que ofrece el edificio para contrarrestar los efectos de cargas laterales. Para utilizar la gráfica del método empírico deben acogerse los siguientes lineamientos.

4.2.7. Enfoque en el método National Academy of Sciences.

Las fuerzas que aparecen en una estructura deben ser analizadas como si los cambios de temperatura causan deformaciones elásticas comparables a las deformaciones causadas en un edificio no restringido. Estas fuerzas pueden ser determinadas bajo la ecuación siguiente:

$$F=\alpha*t*E*A$$

Donde, F es la fuerza axial que desarrolla un elemento estructural cuando es restringido ante cambios de temperatura, α es el coeficiente de dilatación térmica, E es el módulo de elasticidad, A es el área de la sección transversal del elemento estructural y finalmente t es el cambio de temperatura.

Como punto importante es necesario indicar que si un elemento estructural se encuentra completamente restringido la fuerza F puede llegar a ser incluso la máxima que desarrolle el elemento en comparación con otras fuerzas que lo estén solicitado, caso contrario, si un elemento estructural se encuentra no restringido, es decir con total libertad para deformarse ante cambios de temperatura, sus fuerzas axiales pueden llegar a ser nulas.

En estructuras reales el tener estructuras completamente restringidas y completamente libres de restricciones es inalcanzable por lo que debe efectuarse el análisis térmico en combinación de estos dos criterios.

En lo referente a los cambios de longitud totales que causan los cambios de temperatura, en elementos estructurales se las puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta l_t = \alpha * t * L \quad (4)$$

Donde, L es la longitud inicial del elemento estructural.

Las fuerzas internas del elemento estructural que resisten los cambios de temperatura originan un cambio en longitud de sentido opuesto a Δl_t y se la cuantifica de acuerdo a la ley de Hooke, como se indica en la siguiente ecuación.

$$\Delta l_f = F * L * E * A$$

Donde, F es la fuerza resistente del elemento L es la longitud inicial, E es el módulo de elasticidad y A es el área transversal.

Entonces el valor neto efectivo del cambio de longitud en el elemento estructural será:

$$\Delta l = \Delta l_t - \Delta l_f$$

En síntesis, se menciona los siguientes criterios:

- Si $\Delta l = \Delta l_t$, con $\Delta l_f = 0$; entonces no existe restricción en el elemento estructural, ya que éste no ofrece fuerzas de oposición al cambio de longitud generado por el cambio de temperatura. Por lo tanto, se cumple $F=0$.
- Si $\Delta l = 0$; entonces $\Delta l_t = \Delta l_f$, y el elemento estructural está totalmente restringido y la fuerza generada por el cambio de temperatura será: $F = \alpha * t * E * A$

- En toda circunstancia se cumple: $0 < F < \alpha * t * E * A$

Se menciona a β como la fracción de no restricción que se encuentra definido entre 0 y 1 entonces las ecuaciones anteriores se encuentran ahora definidas como:

- $\Delta l = \beta \Delta t$
- $\Delta l f = \Delta l t (1 - \beta)$
- $FLEA = (1 - \beta) * \alpha * t * E * A$

El efectuar un diseño óptimo involucra que se debe evaluar el porcentaje de deformación $\beta \Delta l t$ que la estructura pueda tolerar ante efectos térmicos sin la pérdida de su serviciabilidad o rendimiento, para luego efectuar el correspondiente reforzamiento de los elementos estructurales afectados e incluirlos a los requerimientos convencionales de diseño con el objeto de resistir las fuerzas $(1 - \beta)$ y $\alpha * t * E * A$.

Sin embargo, si lo anteriormente expuesto no puede efectuarse bajo un costo-beneficio eficiente, entonces debe considerarse la necesidad de efectuar las siguientes alternativas:

- Proveer conexiones apropiadas entre los componentes estructurales, y no estructurales que permitan una mayor tolerancia de deformación sin la pérdida de rendimiento del sistema estructural.
- Proveer juntas de expansión para así reducir los efectos del parámetro

$$\Delta l t = \alpha * t * L$$

(Revista CIENCIA "ESPE", 2015)

4.2.8. Efectos que provocan en una estructura de H°A°, cuando no de toma en cuenta los efectos térmicos

Las variaciones de temperatura en el medio ambiente traen consigo efectos sobre las estructuras especialmente sobre edificios sean estos de acero estructural u hormigón armado. Estos efectos pueden manifestarse a través de esfuerzos sobre los elementos estructurales como columnas y vigas, así como también sobre los elementos del sistema de piso, esfuerzos que deben ser considerados a fin de evitar efectos perjudiciales tanto en las

etapas de construcción, así como también en la vida útil de un determinado sistema estructural.

Las variaciones diarias de temperatura son importantes, también. Distorsiones ocurren de la noche al día, o como la luz del sol calienta las porciones de la estructura de manera diferente. Estas distorsiones pueden ser muy complicadas, la introducción de cambios de longitud, así como curvaturas en porciones de la estructura. Un ejemplo es el efecto de “comba sol” en estructuras de estacionamiento, donde la superficie de cubierta de techo se convierte en (10° a 20° C) más caliente que la viga de soporte. Este efecto hace que las tijeras y momentos en la elaboración continua.

Las fisuras de origen térmico son originadas por la dilatación o contracción debido a variación de temperatura. Los incrementos térmicos globales en toda la estructura, que pueden ser diarios, estacionales o anuales, provocan en ella unos efectos parecidos a los de retracción, si se trata de descensos térmicos. Estos efectos, son menos importantes que los incrementos térmicos positivos porque su efecto es comprimir los elementos horizontales.

4.2.9. Medidas a implementar para tomar en cuenta los efectos de la variación térmica.

La principal medida es la implementación de juntas de dilatación en estructuras con longitudes de hasta 40m en la norma Española, de 25-50m en la norma Francesa, en la ACI 224.3R-95 establece una figura para el cálculo de la máxima longitud permitida entre juntas de dilatación que para las condiciones climatológica de la zona es de 96m.

Otra medida es tomar en cuenta los esfuerzos producidos por la variación térmica, directamente en el cálculo de la estructura para así poder disponer de longitud entre juntas mucho mayor.

La temperatura interna de un edificio es un factor preponderante al instante de efectuar el análisis de la pertinencia para la adición de juntas de dilatación, en este sentido edificios que poseen sistemas de aire acondicionado y calefacción son menos propensos a sufrir las consecuencias de cambios de temperatura y así sus elementos estructurales se ven menos influenciados por este factor.

4.3. Cálculo de longitud máxima entre juntas de dilatación.

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

Datos Generales:

$$\alpha_t = 1.0 * 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

$$\Delta T = T_{max} - T_{min}$$

$$T_{max} = 30.8 \text{ } ^\circ\text{C} \quad T_{min} = 4 \text{ } ^\circ\text{C}$$

En (Comite ACI-224, 1995) presenta resultados de la investigación de varios autores que recomiendan ciertas longitudes efectivas para edificios con el objeto de evitar consecuencias adversas de los cambios de temperatura; además los datos que se encuentran en esta tabla se interpretan también como las longitudes efectivas en las que se puede colocar las juntas de dilatación o expansión o a su vez la longitud efectiva de edificios.

Tabla 4.3. Longitudes admisibles para edificios sin la inclusión de juntas o espaciamiento entre juntas de dilatación.

Autor	Espaciamiento
Lewerenz (1907)	75 pies (23m) para muros
Hunter (1953)	80 pies (25m) para muros y techos aislados, 30 a 40 pies (9 a 12m) para techos no aislados
Billing (1960)	100 pies (30m) máxima longitud de edificios sin juntas. Recomendación de colocación de juntas en lugares de cambios abruptos en planta y en cambios en altura del edificio considerando la existencia de concentraciones de esfuerzos
Wood (1981)	100 a 120 pies (30 a 35m) para muros
Indian Standards Institution (1964)	45m (≈148pies) máxima longitud del edificio entre juntas
PCA (1982)	200 pies (60m) máxima longitud del edificio sin juntas
ACI 350R-83	120 pies (36m) en estructuras sanitarias parcialmente llenas con líquido (espaciamientos más cercanos son

Con estos lineamientos se establece que la estructura en estudio al contar con 81 metros de longitud y debido a su composición geométrica deberá necesariamente estar dividida en bloques a fin de evitar efectos adversos por cambios de temperatura.

$$\Delta l_t = \alpha * \Delta t * L$$

$$\Delta l_t = 1.0 * 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} * 26.8 * 81 = 0.022\text{m}$$

Como puede observarse se ha considerado un diferencial de temperatura de 26.8°C, que se traducen en 10°C por retracción del hormigón y 16.8°C por los cambios propios de temperatura, es decir se considera que en la ciudad de Tarija en la mañana (6:00 AM) se tiene una temperatura de alrededor de 4°C, mientras que en las horas de la tarde (3:00 PM) se tiene alrededor de 30.8°C.

Como resultado se observa que existen 2.23 cm de deformación en la longitud de la estructura misma que produciría el fisuramiento de las losas de hormigón, seguidamente estas deformaciones serían trasladadas hacia las vigas y por éstas hacia las columnas de la estructura, apareciendo momentos flectores de altas consideraciones que ocasionarían la falla del sistema estructural.

$$L_{max} = L_{allow} + (R1 - R2 - R3 - R4) * L_{allow}$$

Dónde se tiene:

L_{max}: Es la máxima longitud entre juntas de expansión

R1: 0,15; en este caso como en el interior del edificio existen varios puestos de comida y estos producen calor se considera que el edificio cuenta con sistemas mecánicos de calefacción o aire acondicionado.

R2: 0,33; Si el edificio no posee calefacción, en este caso también se toma en cuenta dado a que los puestos de comida del edificio no funcionan las 24 horas del día.

R3: 0,25; Si el edificio posee columnas empotradas en la base.

R4: 0,25; Si el edificio posee mayor rigidez que su otro frente, en este caso no se aplica este factor ya que los sistemas de rigidez del edificio se encuentran equilibrados.

Lallow: Longitud permisible de acuerdo a la figura 2.4.6-2.

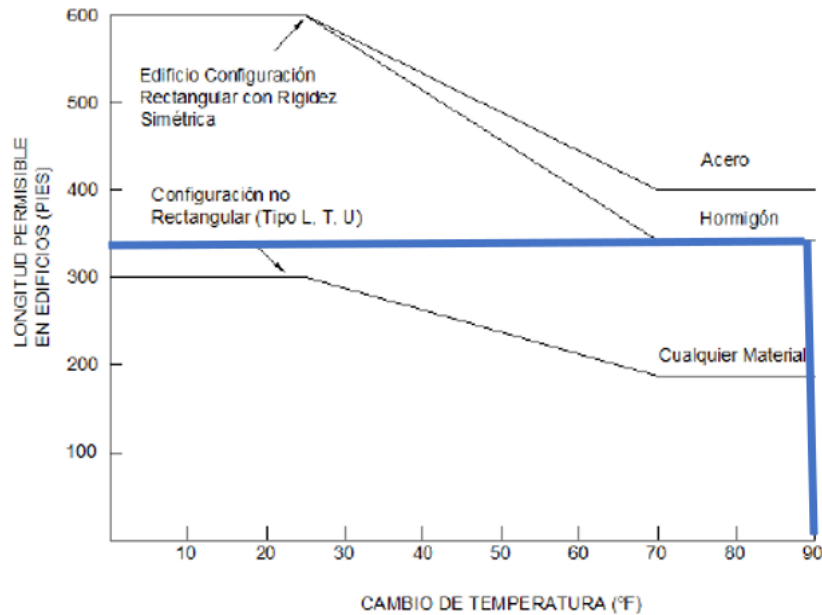


Figura 4.3. Longitud permisible para edificio de configuración rectangular. (elaboración propia)

Se establece una longitud permisible *Lallow* de 320 pies (97m).

$$L_{max} = 97 + (0.15 - 0.33 - 0.25 - 0) * 97$$

$$L_{max} = 96.58m$$

Dado que el presente es un trabajo para fin de carrera y lo que se quiere es poder lograr que el estudiante tenga la mayor exigencia posible, se opta por disponer de dos juntas de dilatación transversal a la estructura y una longitudinal, siendo las mismas de 25 a 40m.

4.3.1. Cálculo del espesor de la junta.

Como se especifica anteriormente en (Comite ACI-224, 1995), establece que la junta debe tener una anchura mínima de 25mm y máxima de 150mm, siendo típico para las condiciones de su zona 50mm, dado a que las condiciones son diferentes comparados con la ubicación del proyecto se asume una anchura para la junta de dilatación de 30mm.

Como el presente documento se trata de reforzar todos los conocimientos adquiridos durante el periodo de estudio y es académico, para evidenciar el comportamiento de la estructura se dispone de dos juntas de dilatación en el eje horizontal y una junta de dilatación en el eje transversal.

4.4. Análisis comparativo.

Se realizó dos modelos diferentes para el cálculo de la estructura uno tomando en cuenta juntas de dilatación producidas por la doble columna y el otro con juntas de dilatación producidas por las ménsulas cortas, se realizará una comparación cuantitativa y cualitativa de ambos modelos para la elección del tipo de junta que mejor se adecua a las condiciones del proyecto.

4.4.1. Análisis cuantitativo.

Para poder hacer un análisis coherente desde el punto de vista de cantidades, se procederá a comparar volúmenes de hormigón, kg de acero, longitud de tapajuntas, en cuestión de cubierta dado a que no varía para ambos modelos no se tomará en cuenta. Como el presente documento está especificado solo para la estructura de sustentación no se tomará en cuenta obra fina ni instalaciones de la estructura para el análisis.

Tabla N° 4.4.1-1. Cantidades de concreto y acero para modelo con ménsulas cortas.

MODELO MÉNSULAS CORTAS		
Elemento	Volumen (m ³)	Acero (kg)
Forjado de viguetas	482.89	4,986
Losas macizas	27.13	3,222
Vigas	449.17	49,539
Ménsulas cortas	1.58	199
Columnas	249.45	40,003
Escaleras	51.38	4,926
Fundaciones	280.36	15,884.12
total	1,541.96	118,759.12

Tabla N° 4.4.1-2. Cantidades de concreto y acero para modelo con doble columna.

MODELO DOBLE COLUMNA		
Elemento	Volumen (m3)	Acero (kg)
Forjado de viguetas	478.97	6,201
Losas macizas	26.57	3,173
Vigas	471.65	57,437
Ménsulas cortas	0	0
Columnas	307.99	53,208
Escaleras	53.47	6,399
Fundaciones	330.62	17,235.28
total	1,669.27	143,653.28

Tabla N° 4.4.1-3. Comparación cuantitativa entre modelos.

Diferencias			
Material	Ménsula corta	Doble columna	% Variación
Concreto m ³	1,541.95	1,669.27	7.63
Acero kg	118,759.12	143,653.28	17.329
Precio acero	Bs 1,745,759.06	Bs 2,111,703.22	Bs 365,944.16

Elemento	Ménsula corta	Doble columna	Diferencia en Bs
Losas macizas	27.13	26.57	Bs (-1,599.88)
Vigas	449.17	471.65	Bs 58,795.99
Ménsulas cortas	1.58	0	Bs (-4,368.97)
Columnas	249.45	307.99	Bs 180,221.83
Escaleras	51.38	53.47	Bs 5,602.62
Fundaciones	280.36	330.62	Bs 96,907.81
Total			Bs 335,559.41

Podemos decir que desde el punto de vista cuantitativo el modelo con ménsulas cortas genera menores cantidades tanto de concreto como de acero, esto conlleva a menor costo económico por parte de dicho modelo, la diferencia cuantitativa es de 7.63% más en concreto que corresponde a 335,559.41 Bs y 17.3% más en acero que corresponde a un incremento de 365,944.16 Bs.

En total solamente tomando en cuenta los ítems con diferencia más importantes de la estructura de sustentación, tenemos una diferencia en precio de 701,503.57 Bs.

En cuanto a lo que refiere a tapajuntas, en la siguiente tabla se presenta las cantidades por modelo.

Tabla N°4.4.1-4. Cantidades de tapajuntas en ambos modelos.

Longitud de tapajuntas		
Doble columna	longitudinal	trasversal
Planta baja	80.94	100.4
Primer piso	84.36	103.99
Cubierta losa	11.2	35.44
Total	176.5(m)	239.83(m)
Ménsula corta	longitudinal	trasversal
Planta baja	0	0
Primer piso	84.36	87.25
Cubierta losa	11.2	25.88
Total	95.56(m)	113.13(m)

Tabla N°4.4.1-5. Comparación cuantitativa de tapajuntas.

	Diferencia		
	Doble columna	Ménsula corta	Variación
Cantidad	416.33	208.69	49.87%
Precio	Bs 158,022.21	Bs79,210.38	Bs 78,811.84

Al igual que para concreto y acero, el modelo de ménsulas cortas tiene una diferencia importante en cuanto a longitud de tapajuntas esta diferencia es de 49.87%, esto conlleva a un incremento al costo de la obra en 78,811.84 Bs.

4.4.2. Análisis cualitativo.

En el análisis cualitativo se pone en cuestión las cualidades y defectos de cada modelo respecto a varios puntos de vista.

4.4.2.1. Desde el punto de vista constructivo.

Desde el punto de vista constructivo materializar la estructura con juntas de ménsulas cortas es más difícil que hacerlo con doble columna, el modelo doble columna es como construir dos estructuras separadas completamente una de la otra, en cambio el modelo de ménsulas cortas está unido prácticamente y la construcción se dificulta al momento de encofrar las ménsulas cortas, cosa que también tiene su nivel de complicación en doble columna dado al espacio de trabajo de columna a columna, también la junta doble columna presenta más dificultad a nivel de cimentación dado a que las columnas comparten una única cimentación y esto lleva a que se dificulte su construcción, la junta con ménsula corta a cambio lleva una sola columna para cada zapata y su construcción es más sencilla.

Por este motivo desde el análisis constructivo podemos decir que ambos modelos presentan complicaciones constructivas en diferentes niveles de la obra, ya que el análisis está parejo desde el punto de vista constructivo, la elección de juntas con ménsulas cortas debe ser exclusivamente a la diferencia de cantidades de obra y por ende coste de la obra.

4.4.2.2. Desde el tiempo de trabajo.

El tiempo de trabajo que lleva realizar ambas opciones depende de muchos factores uno de ellos es la mano de obra calificada que esto se analizará más adelante.

Haciendo un análisis del tiempo de trabajo de manera superficial podemos decir que, para juntas con ménsulas cortas el tiempo de trabajo es nivel de ménsulas y viga se incrementa dado a la complicación constructiva que representa este elemento, a cambio la junta doble columna el tiempo de trabajo tomando en cuenta como estructuras separadas totalmente, a nivel de unión columna y viga, se puede poner dos frentes de trabajo uno a cada lado reduciendo el tiempo de trabajo en comparación con las juntas con ménsulas cortas.

Haciendo el análisis a nivel de cimentación las juntas de ménsulas cortas presentan menor tiempo de trabajo que las juntas de doble columna debido a que las juntas de ménsulas

llevan una sola columna a cambio la doble columna como su nombre lo dice lleva dos columnas esto hace que se dificulte constructivamente y aumente el tiempo de trabajo.

4.4.2.3. Desde la mano de obra calificada.

Este análisis es similar para ambas opciones, cada uno tiene su dificultad en diferentes niveles de la obra y en esas dificultades se requiere de mano de obra calificada, En las juntas con ménsulas la mano de obra calificada se requiere a nivel de la unión de ménsulas cortas con vigas, dado a que este es un sistema que no debe restringir el desplazamiento de uno de los bloques por medio de la viga apoyada sobre la ménsula. En las juntas de doble columna la mano de obra calificada se requiere a nivel de fundaciones, dado que las columnas comparten una única zapata y ahí la dificultad de construcción y requerimiento de mano de obra calificada.

4.4.2.4. Desde la estabilidad frente a acciones sísmicas.

Este análisis es el más desfavorable para la junta con ménsulas cortas, como es un sistema que divide un bloque del otro por una viga simplemente apoyada y al aparecer fuerzas horizontales como las sísmicas el análisis estructural es desfavorable la estructura sería inestable y esto conllevaría a un daño crítico, en diferentes normas se recomienda que para zonas con actividad sísmica no se debe realizar juntas de dilatación con ménsulas cortas dado a la peligrosidad que presenta frente a acciones sísmicas, ahora también cabe recalcar que en el mercado hay diferentes productos para minimizar el riesgo que existe en ménsulas cortas uno de estos son los pasadores.

Para juntas de doble columna no existe riesgos bajo acciones sísmicas debido a que el diseño sísmico de la estructura aumentaría la dimensión de las columnas para resistir las fuerzas horizontales, y el comportamiento sería como dos estructuras separadas totalmente una de la otra resistente a acciones sísmicas.

4.4.2.5. Desde la disponibilidad de materiales y costo de instalación.

La junta con ménsulas requiere de materiales especiales para la unión de los bloques por medio de viga apoyada en ménsula, estos materiales al ser especiales requieren de trato especial y los costos de construcción se incrementan, la disponibilidad de los mismos no es inconveniente dado a que en el mercado se encuentran los mismos.

Las untas de doble columna no requiere de materiales especiales para su construcción.

En el análisis de tapajuntas, estos materiales deben ser instalados por mano de obra especial, tanto para ménsulas cortas como para doble columna las juntas se sellan con tapajuntas así que en el análisis esta ambos en las mismas condiciones.

En resumen tanto las untas de ménsulas corta como de doble columna presenta complicaciones en diferente niveles de la obra, dado a que en nuestro medio en la actualidad la actividad sísmica no se toma en cuanta, y por las diferencias en cuanto a cantidades de obra y costo, se opta por la elección de la estructura con ménsulas cortas, al tratarse de un trabajo de fin de estudio y viendo la complicación que las ménsulas cortas presenta al momento de analizar, modelar y calcular una estructura este sirve como un incremento a los conocimientos obtenidos durante el periodo de estudio.

4.4.2.6. Ventajas y desventajas

Ventajas	
Ménsula corta	Doble columna
Es un elemento pequeño que si bien es complicado su construcción es más rápida que de doble columna	Tiene mayor estabilidad bajo las cargas producidas por efectos sísmicos
A comparación de la doble columna las ménsulas cortas quitan espacio vertical a la estructura y las dobles columnas quitan el espacio horizontal que es mucho más valioso	No requiere de mano de obra especial para su construcción
Se reduce considerablemente las cantidades de hormigón y acero reduciendo el costo de la estructura	Los materiales para su construcción están disponibles en el mercado
Permite obviar los tapajuntas para lo que es planta baja ya que su posición no afecta a este nivel	
No afecta a la construcción de las zapatas lo que facilita mucho el trabajo	

Desventajas	
Ménsula corta	Doble columna

No presenta buena estabilidad para resistir fuerzas laterales de sismos	Su construcción es más lenta debido a que interviene en todos los niveles de la obra, desde las zapatas hasta la cubierta
Requiere de mano de obra especializada para su construcción	Quitando espacio a los ambientes y desordena el diseño arquitectónico
Se debe esperar a que las ménsulas estén totalmente endurecidas para proseguir con la construcción de vigas y losas	Aumenta considerablemente las cantidades de acero, hormigón y tapajuntas aumentando el costo de la obra
	Se deben colocar tapajuntas hasta en la planta baja, lo requiere de un seguimiento y mantenimiento muy minucioso para evitar esfuerzos indeseados por obstrucción de juntas.
	Afecta considerablemente la construcción de las zapatas aumentando el tiempo de trabajo y la mano de obra

Técnicamente el modelo de ménsulas cortas es el más adecuado para las condiciones específicas que presenta el proyecto, debido a que presenta un menor costo en la ejecución de la obra y no se ve por necesario hacer un gasto más elevado con el modelo doble columna con la única diferencia de darle estabilidad contra fuerzas sísmicas ya que en el medio no se toman en cuenta la acción sísmica.

4.5. Diseño de ménsulas cortas.

4.5.1. Dimensionamiento de la placa de apoyo.

Para el diseño CYPECAD nos proporciona el valor de fuerza cortante para la situación más desfavorable, donde $V_u = 8.23 \text{ tn} = 80,708.73 \text{ N}$.

El reglamento ACI-318.14 en 22.8.3.2 Establece la resistencia nominal al aplastamiento.

$$\Phi B_n = \Phi * 0.85 * f'_c * A_1$$

Donde A_1 es el área cargada para considerar la resistencia al aplastamiento y Φ es 0.65 para elementos estructurales sometidos a aplastamiento.

$$V_u \leq \Phi B_n$$

$$V_u = \Phi 0.85 * f'_c * A_1$$

$$80,708.73 = 0.65 * 0.85 * 25 * A_1$$

$$A_1 = 5,843.16 \text{mm}^2 = 58.43 \text{cm}^2$$

Como tenemos el ancho de la ménsula igual al ancho de la viga de apoyo que es 25cm, calculamos el largo del apoyo.

$$L_{\text{apoyo}} = \frac{A_1}{b_{\text{viga}}} = \frac{58.43}{25} = 2.3372 \text{cm}$$

Se utilizará una placa de apoyo rectangular de 25*5cm.

4.5.2. Predimensionamiento.

Altura total de la ménsula en base a la resistencia a cortante última V_u .

En 16.5.2.3 de ACI-318.14, establece que para concreto de peso normal V_u no debe exceder el menor de.

$$V_u \leq \Phi * 0.2 * f'_c * b * d$$

$$V_u \leq \Phi * (3.3 + 0.08f'_c) * b * d$$

$$V_u \leq \Phi * 1.1 * b * d$$

Si necesitamos obtener el valor de “d” el menor de las ecuaciones anteriores es.

$$V_u \leq \Phi * 1.1 * b * d$$

$$80,708.73 \leq 0.75 * 1.1 * 250 * d$$

$$d_{\text{requerido}} = 391.312 \text{mm} = 39.13 \text{cm}$$

La altura será igual a.

$$h = d + r = 39.13 + 4 = 43.13 \text{ se asume } h = 45 \text{cm}$$

Se verifica que.

$$\frac{a}{d} \leq 1$$

$$a = \frac{2}{3} \text{lapoyo} + \text{anchura junta}$$

$$a = \frac{2}{3} * 50 + 30 = 63.33\text{mm} = 6.33\text{cm} \text{ asumo } a = 7\text{cm}$$

$$\frac{7}{39.13} \leq 1 \Rightarrow 0.1788 \leq 1 \text{ OK}$$

Otra verificación es que $Nuc \leq Vu$, como no se cuenta con fuerza axial en la viga $Nuc=0$ entonces si verifica.

4.5.3. Cálculo de armadura de corte por fricción.

De ACI-318 en 22.9.4.2, tenemos la fórmula para cortante por fricción.

$$Vn = \mu * Avf * fy$$

Donde μ depende del peso del concreto y el estado de la superficie en contacto, para concreto construido monolíticamente y de peso normal $\mu=1.4\lambda$

$$Avf = \frac{Vu}{\phi * 1.4\lambda * fy} = \frac{80,708.73}{0.75 * 1.4 * 1 * 420} = 183.02\text{mm}^2 = 1.83\text{cm}^2$$

4.5.4. Cálculo de la armadura a flexión Af.

El momento mayorado según ACI-318 en 16.5.3.1, es igual a.

$$Mu = Vu * a + Nuc(h - d) = 80,708.73 * 70 = 5,649,611.1\text{N} * \text{mm}$$

$$Mn = Af * fy * d'$$

Se asume que el brazo de palanca $d'=0.9*d$

$$Af = \frac{Mu}{\phi * fy * 0.9 * d} = \frac{5,649,611.1}{0.75 * 420 * 0.9 * 40} = 498.20\text{mm}^2 = 4.98\text{cm}^2$$

La armadura principal será el mayor de.

$$Asmin = \frac{2}{3} Avf = 1.22\text{cm}^2$$

$$A_{smin} = A_f = 4.98cm^2$$

Se usará 5Ø12mm Asc=5.65cm².

Verificación de la armadura mínima.

$$A_{sc} \geq 0.04 * \frac{f'_c}{f_y} * d * b$$

$$A_{sc} \geq 0.04 * \frac{25}{420} * 40 * 25$$

$$5.65cm^2 \geq 2.38cm^2 \text{ OK}$$

4.5.5. Cálculo de la armadura de corte.

El reglamento ACI-318 en 16.5.5.2. establece que el área total de estribos cerrados o estribos paralelos al refuerzo principal de tracción A_h , debe ser al menos:

$$A_h = 0.5 * (A_{sc} - A_n)$$

Como no se cuenta con armadura de tracción en esta ménsula A_h será igual a.

$$A_h = 0.5 * (A_{sc})$$

$$A_h = 0.5 * (5.65) = 2.825cm^2$$

Se usará 4Ø10mm Ah=3.14cm²

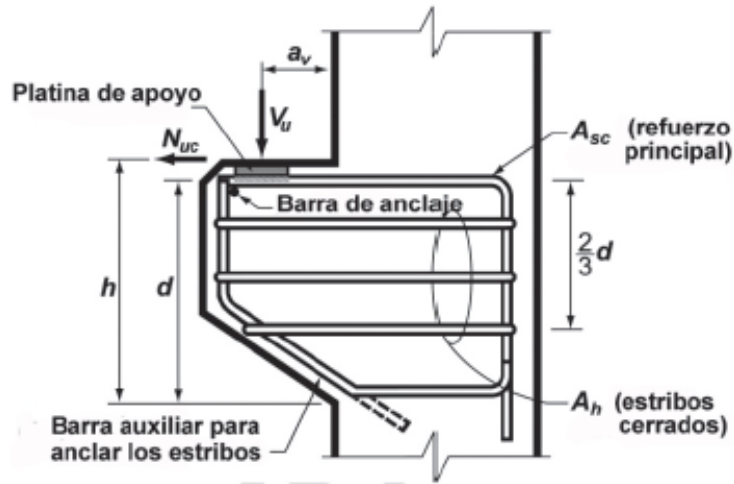


Figura 4.5.5. Sección de ménsula corta. (Comite ACI 318, 2014)

Tabla N°4.5.5. Tabla de comparación de cálculo manual Vs el programa CYPECAD.

Ménsula corta	Diseño Manual	Diseño Programa	% Variación
Asc cm2	5.65	3.65	35.39
Ah cm2	3.14	2.35	25.16

En la comparación de debe tomar en cuenta que las dimensiones calculadas por el programa CYPECAD son mayores a las dimensiones calculadas manualmente.

Conclusiones.

Podemos decir que se logró cumplir con el Objetivo General del Proyecto que fue realizar el “DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO MERCADO DE ABASTO DE LA PRIMERA SECCIÓN DE LA PROVINCIA ARCE MUNICIPIO DE PADCAYA”, siguiendo los lineamientos del reglamento (Comite ACI 318, 2014).

Respondiendo a la hipótesis planteada en la cual se pretendía lograr una estructura eficiente, económica y segura. Se concluye que se obtuvo una estructura segura ya que la (Comite ACI 318, 2014) proporciona límites de seguridad reduciendo las resistencias de los materiales y incrementando las solicitaciones. Con respecto a si la estructura es eficiente y económica, se puede decir que, en comparación con las alternativas planteadas, la alternativa seleccionada (juntas de dilatación con ménsulas cortas) es más económica dado a la menor cantidad de concreto, acero y sellantes.

También se realizaron diferentes actividades las cuales nos ayudaron a cumplir este objetivo como ser:

- Al tener datos confiables de estudio de suelos proporcionados por el Gobierno Autónomo Municipal de Padcaya para la realización de fundaciones, se pudo conocer qué tipo de suelo que se tiene en el sitio de emplazamiento, el cual es limo arcilloso y arcilloso de consistencia firme dando valores de resistencia admisible (1.00-2.80) kg/cm². Dadas las características del terreno, y capacidad portante del suelo medianamente alta, es que se determina, para las fundaciones realizar Zapatas Aisladas de canto variable.
- La topografía proporcionada por el Gobierno Autónomo Municipal de Padcaya nos permite realizar el emplazamiento sin mayores complicaciones, dado a que el lugar de emplazamiento es relativamente plano y no presenta obstáculos.
- Se tuvo que suponer varias características arquitectónicas de la estructura dado a que los planos arquitectónicos proporcionados por el Gobierno Autónomo Municipal de Padcaya, no presentaban gran detalle.
- El diseño Arquitectónico contemplaba una estructura metálica como cubierta, para poder realizar el diseño estructural de las cerchas y correas que la componen, se

aplicó las especificaciones de (ANSI/AISC 360, 2010) para perfiles laminados. De esta manera, el modelado se pudo hacer de manera satisfactoria en el programa Cype 3D. Mediante iteraciones se logró conseguir elementos de acero que se pueden conseguir en nuestro medio.

- Las estructuras de hormigón armado se las diseñaron y verificaron de manera satisfactoria mediante el uso del reglamento (Comite ACI 318, 2014). Después de realizar las verificaciones manuales se observa que los resultados del programa Cypecad 2018 son confiables, no teniendo variaciones significativas excepto en el elemento grada, en la cual tenemos una variación en cuanto a la armadura de momento positivo, esto puede darse dado a que para el cálculo manual se realizó un análisis estructural menos complejo comparado con lo que realiza el programa.
- El tipo de losa escogida para los entresijos fue Losas Alivianadas, ya que las luces entre columnas son ideales para este tipo de Forjado desde el punto de vista económico.
- La comparación cuantitativa y cualitativa de las propuestas de diseño (juntas de dilatación con ménsulas cortas y doble columna), nos ayudó a la mejor elección desde el punto de vista técnico y económico tratándose así de la opción de juntas con ménsulas cortas como la más viable para las condiciones de la estructura.

Recomendaciones.

- Se recomienda realizar un nuevo estudio de suelos a una profundidad más grande para constatar los resultados obtenidos, ya que en el mismo se realizó solamente 4 sondeos siendo insuficiente para la magnitud del proyecto.
- Dado la complejidad de la estructura y habiendo tenido muchos inconvenientes al momento de la modelación e interacción con el programa, se recomienda tomar el tiempo necesario para la realización de cursos de especialización en el programa computacional elegido y así tener un conocimiento correcto de todas las características, configuraciones y aplicaciones del paquete.
- Se recomienda cumplir con los parámetros y recomendaciones que se establecen en la normativa de diseño, y en casos donde la norma estipule que el calculista

pueda tomar criterios propios, es recomendable consultar a docentes con experiencia en el cálculo de estructura dado a que al ser trabajo de fin de estudio el estudiante no tiene la experiencia necesaria y los criterios obtenidos durante el ejercicio de profesión.

- Para poder llegar a obtener la resistencia de Hormigón solicitada usar agregados de buena calidad y un buen control.
- Para las máximas solicitaciones obtenidas realizar una verificación en otro programa de cálculo diferente, para contrastar resultados en casos de diferencias.
- Desde la experiencia adquirida en el trascurso del desarrollo del documento se recomienda que para el análisis y diseño de la estructura de cubierta(metálica), se debería realizar cursos de especialización para tener una estructura eficiente y confiable, dado a que estos tipos de estructura de cubierta son esenciales, de vital importancia y merecen un trato especial.