

DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA PASARELA PEATONAL DEL NUEVO CENTRO DE CONVENCIONES DE LA CIUDAD DE TARIJA

1. ANTECEDENTES.-

1.1. El problema-

En la ciudad de Tarija, a la fecha ha existido un gran crecimiento urbano poblacional y turístico; en la última década representa el 30% de crecimiento poblacional según el censo realizado el año 2012, con aproximadamente 161.090 habitantes, también existe un incremento del parque automotor, actualmente con 37.787 vehículos. En el presente, según datos estadísticos del INE existen 39 accidentes por año en el departamento de Tarija. Es por ello que se ha incrementado el peligro para el peatón, y así también, para el público que quiera acceder al pequeño mirador del Centro de Convenciones de la ciudad de Tarija, así como para los peatones que necesiten llegar a la acera opuesta de este centro sin correr el peligro de cruzar la avenida.

1.1.1. Planteamiento.-

El futuro Centro de Convenciones de la ciudad de Tarija, será construido en el antiguo Parque Zoológico, creemos que traerá gran aglomeración de personas cuando exista algún evento, y por ende, gran flujo vehicular.

El recorrido público que estas personas tendrían que realizar para llegar al mirador o la acera opuesta al Centro de Convenciones podría ser inseguro e inadecuado por la inexistencia de esta pasarela peatonal, debido al gran flujo vehicular que existirá en la zona, más aun con el incremento del *parque* automotor en la ciudad de Tarija.

Las principales causas que originan estos aspectos son:

- ❖ Interconexión adecuada con el mirador del Centro de Convenciones.
- ❖ Ruta con alta aglomeración de peatones en ocasiones de eventos.
- ❖ Ruta con alto tráfico vehicular en las mismas condiciones que el punto anterior.
- ❖ Incorrecta educación vial para peatones y conductores.

De seguir en estas condiciones la transitabilidad al mirador de este Centro de Convenciones o a la acera del frente podría ser peligrosa con propensión a posibles accidentes o hechos de tránsito y con ello pérdidas económicas y posiblemente humanas, como también la disminución del atractivo turístico de este Centro por la interconexión con el pequeño mirador, que contara este Centro, con vista al Rio Guadalquivir, es por ello, que es urgente plantear una solución:

- Diseño final y construcción de una pasarela peatonal.

1.1.2. Formulación

La construcción de la Pasarela Peatonal del Centro de Convenciones de la ciudad de Tarija brindará más seguridad para el público que quiera trasladarse a la acera opuesta sin exponerse a cruzar la avenida, además de que brindará conexión con el atractivo mirador turístico con vista al Rio Guadalquivir

La construcción esta pasarela peatonal consta de:

- Barandas.
- Losa.
- Tablero.
- Pilas.
- Zapatas
- Acceso.

1.1.3. Sistematización

Siendo la construcción de la Pasarela Peatonal del Nuevo Centro de Convenciones de la ciudad de Tarija la alternativa más viable, debido a su importancia para la transitabilidad del público de este Centro. A continuación se muestra la alternativa de planteo estructural elegida:

Superestructura:

-Tablero:

-Losa: de hormigón armado

- Vigas de Hormigón Postensado

-Barandado: perfil metálico

-Estructura simplemente apoyada

Infraestructura

Pilas: Columnas de H^oA^o

Zapatas de fundación de hormigón armado

Acceso: rampa en espiral de H^oA^o

1.2. Objetivos.- Los objetivos de la presente propuesta de proyecto de Ingeniería civil, se plantean a continuación.

1.2.1. Objetivo general.- Diseñar estructuralmente la pasarela peatonal para el futuro Centro de Convenciones de la ciudad de Tarija con estructura de vigas de Hormigo Postensado.

1.2.2. Objetivos específicos: Entre los objetivos específicos podemos nombrar los siguientes:

- Estudiar el lugar de emplazamiento de la pasarela peatonal, tomando en cuenta todas sus características.
- Disminuir las dificultades de la transitabilidad peatonal del público del Centro de Convenciones de la ciudad de Tarija.
- Estimar el costo económico aproximado que tendrá la construcción y ejecución del proyecto.
- Analizar y estudiar la información secundaria para la alternativa de diseño estructural de la pasarela peatonal para el nuevo “Centro de Convenciones de la Ciudad de Tarija”
- Realizar el diseño de las zapatas de acuerdo al tipo de suelo que se tenga.
- Realizar el diseño estructural del tablero que tendrá la estructura para la transitabilidad de los peatones.
- Realizar el diseño estructural de la estructura de sustentación para el tablero.
- Analizar con información primaria el tipo de suelo de la que tiene la estructura.

3.1. Justificación.-

Las razones por las cuales se elabora el presente perfil de Proyecto de Ingeniería Civil son las siguientes:

1.3.1. Académica.-

Estudiar, analizar y aplicar los conocimientos adquiridos en el análisis de puentes peatonales con sustentación en el diseño de la pasarela peatonal del Centro de Convenciones de la ciudad de Tarija, acompañado de todo lo aprendido en la formación académica del estudiante a lo largo de la carrera universitaria.

1.3.2. Social – Institucional.-

Tomando en cuenta que toda persona tiene derechos y obligaciones es que se desea contribuir a la solución del problema de inseguridad al acceso del Centro de Convenciones de la ciudad de Tarija, disminuyendo así, el número de accidentes de tránsito y generando seguridad a los peatones que circulen por este establecimiento.

1.3.3. Técnica.-

Determinar la alternativa más viable para el diseño estructural de la pasarela peatonal del Futuro Centro de Convenciones de la ciudad de Tarija tomando en cuenta las características de la zona en estudio y planos arquitectónicos brindando así un acceso seguro y tranquilidad para los peatones que quieran acceder a este Centro.

1.4. Alcance del proyecto.- Con la información que se tiene dentro del perfil del proyecto, se analizó las alternativas de solución posible, de la siguiente manera, para poder determinar la más viable:

1.4.1. Análisis de alternativas de planteamiento estructural.-

Como ya fue nombrado en el punto 1.1.3 se tiene dos alternativas de planteo estructural, a continuación se realizará un análisis de ventajas y desventajas de cada elemento estructural involucrado en el diseño para la alternativa más viable:

- **Alternativa II** (Pasarela peatonal con estructura de hormigón postensado)

En el correcto empleo del hormigón postensado se ahorra del 15 al 30% en hormigón con relación al hormigón armado, gracias a la cooperación total de la sección transversal. El ahorro en acero es aún mayor, del 60 a 80% debido al elevado límite elástico de los aceros de refuerzo.

El hormigón postensado es un material que facilita la prefabricación de elementos, permitiendo la múltiple ocupación de los encofrados y disminuyendo al mínimo su apuntalamiento, además de que éstas son fabricadas en las llamadas “playas” y no en el lugar de emplazamiento, lo que es muy favorable puesto que no habría

que suspender el tráfico vehicular como en el caso del hormigón armado por los encofrados.

En consecuencia con el análisis de alternativas realizado en el perfil de proyecto de Ingeniería Civil, se estableció que la alternativa de proyecto es el diseño estructural de una pasarela o puente peatonal con estructura de hormigón postensado (Alternativa N°2), simplemente apoyado.

ESQUEMA:

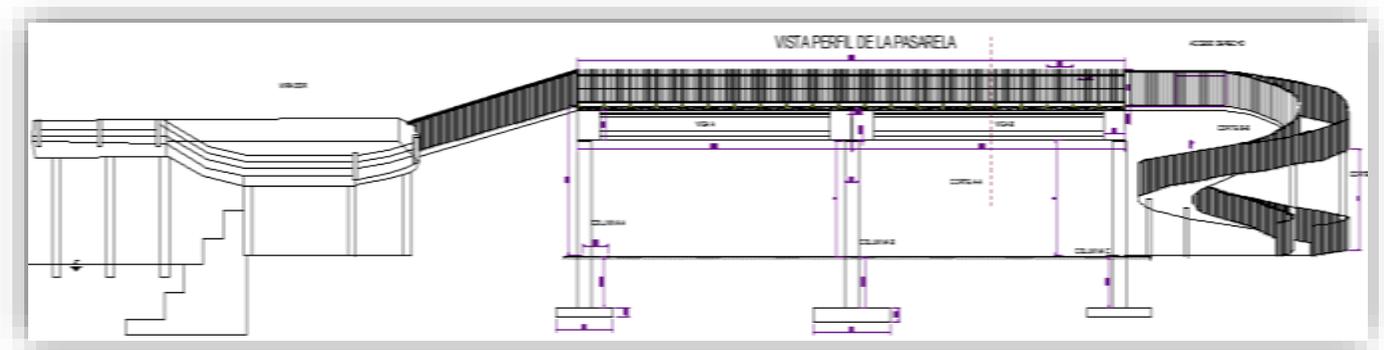


Figura N°1: Esquema del diseño arquitectónico de la Pasarela del Centro de Convenciones

1.4.2. Restricciones.-

Las restricciones en el desarrollo del diseño estructural de la Pasarela para el Centro de Convenciones de la Ciudad de Tarija son las siguientes

Analizando el esquema proporcionado por la Gobernación se vio por conveniente que la estructura no funcione como estructura atirantada sino como vigas simplemente apoyadas, planteando un diseño estructural propio como se muestra en la Figura N°1 teniendo el consentimiento de la Alcaldía.

La pasarela peatonal, es una estructura independiente, separadas por juntas de dilatación de sus accesos, esta pasarela tiene un solo acceso directo, el derecho, y el izquierdo forma parte de un pequeño mirador; en el presente proyecto se realizará el

diseño estructural tanto de la pasarela peatonal como del acceso directo derecho y no del mirador, puesto que este representa otro proyecto.

1.4.3. Resultados a lograr.-

Los resultados a lograr en el desarrollo del Proyecto de Ingeniería Civil son:

- Análisis de los planos arquitectónicos para realizar una idealización de la estructura a ser diseñada.
- Estudio de suelos para la determinación de la capacidad portante, nivel freático, clasificación del suelo.
- Cálculo y diseño estructural de la Pasarela Peatonal para el futuro Centro de Convenciones de la Ciudad de Tarija.
- Elaboración de los precios unitarios del presupuesto general de la obra.
- Realizar un plano de detalles de la armadura y del diseño estructural de toda la pasarela.
- Plazo de ejecución.

1.4.4. Aporte académico.-

El aporte académico del presente proyecto de Ingeniería Civil, será el diseño estructural del acceso en espiral para la Pasarela Peatonal del futuro Centro de Convenciones de la ciudad de Tarija.

1.5. Localización.-

La ubicación de la pasarela peatonal para el Centro de Convenciones de la ciudad de Tarija, se encuentra en la provincia Cercado del Departamento de Tarija, Distrito N°10 detrás de ex Parque Zoo sobre la avenida La Integración.

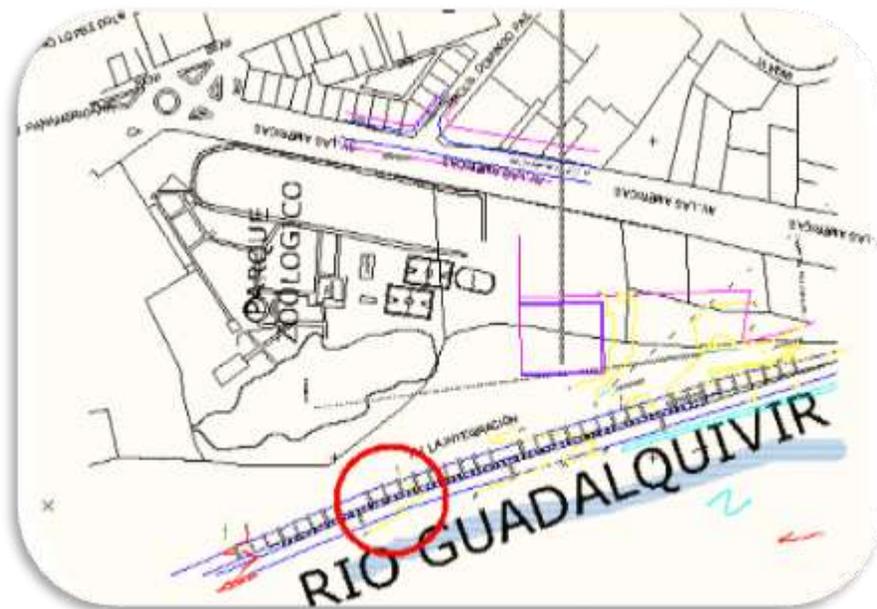


Figura N°2: Ubicación de la pasarela.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Levantamiento Topográfico.-

Los levantamientos topográficos se realizarán con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre.

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio.

Para el presente proyecto se facilitó los planos de curvas de nivel del lugar de emplazamiento donde se construirá la Pasarela Peatonal para el nuevo Centro de Convenciones de la ciudad de Tarija con el apoyo de la Honorable Alcaldía del Departamento de Tarija.

2.1.1. Levantamiento con estación total.-

Una de las grandes ventajas de levantamientos con estación total es que la toma y registro de datos es automático, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo; ya que con estas estaciones la toma de datos es automática (en forma digital) y los cálculos de coordenadas se realizan por medio de programas de computación incorporados a dichas estaciones.

Generalmente estos datos son archivados en formato ASCII para ser leídos por diferentes programas de topografía, diseño geométrico y diseño y edición gráfica.

2.1.2. Las Curvas de Nivel.-

Es el método más empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, ya que permite determinar, en forma sencilla y rápida, la cota o elevación del cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno, etc.

Una curva de nivel es la traza que la superficie del terreno marca sobre un plano horizontal que la intersecta, por lo que podríamos definirla como la línea continua que une puntos de igual cota o elevación.

Si una superficie de terreno es cortada o interceptada por diferentes planos horizontales, a diferentes elevaciones equidistantes entre sí, se obtendrá igual número de curvas de nivel, las cuales al ser proyectadas y superpuestas sobre un plano común, representarán el relieve del terreno. El concepto de curvas de nivel se ilustra en la figura:

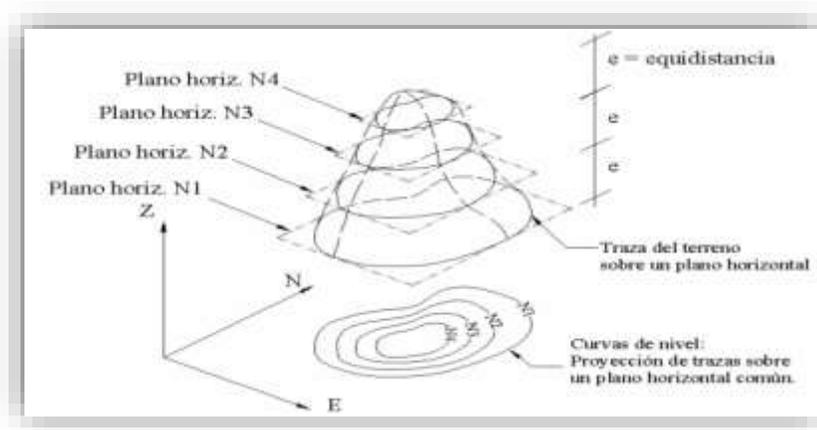


Figura N°3: Representación del concepto de curva de nivel

2.2. Estudio de suelos.-

2.2.1. Definición y pasos de estudio convencional.-

Sabemos que el dato fundamental que necesitamos para calcular un sistema de fundación es la Resistencia Admisible del Terreno (kg/cm^2) a la profundidad de la cota en estudio.

En toda obra de arquitectura, ya sea viviendas o edificios a menudo es necesario conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo, y su composición estratigráfica, es decir, las capas o estratos de diferentes características que lo componen en profundidad, y por cierto, ubicación de napas de agua (freáticas), si las hubiere.

De acuerdo a las características de la resistencia y la deformación que tenga se determinan o sugieren los tipos de fundación a emplear, y las cotas probables donde arranquen las mismas en función de las características de los suelos y las resistencias admisibles de los mismos.

En el caso de los suelos expansivos, como las arcillas, que son muy inestables a las variaciones de humedad por los cambios de volumen, y que generalmente producen roturas y humedades se detectan y se prevé su optimización o se neutralizan sus efectos. Generalmente se estima que el costo de un estudio de suelos oscila entre 0.5% y 1% del costo de la obra.

Si las cimentaciones proyectadas estuvieran sobredimensionadas o a la inversa, si fueran insuficientes para las características del terreno considerado, el estudio de suelos puede prever el ahorro de costos en el primer caso y la previsión de inconvenientes en el segundo. En las obras de mediana envergadura o bien obras de edificios públicos el estudio de suelo es un requisito exigido por los entes Municipales.

Un Estudio de Suelos o Estudio Geotécnico es realizado por geólogos o ingenieros especializados en Mecánica de Suelos.

Básicamente un Estudio de suelos consta de un Informe o Reporte que la empresa entrega al particular que lo contrata donde se consignan los estudios realizados y las conclusiones o recomendaciones sobre las fundaciones a usar, siempre teniendo en cuenta la seguridad y la economía de las mismas. Resumiendo los pasos de un estudio convencional serían:

- 1) Ensayos 'in situ' (en el lugar) a cielo abierto con cargas aplicadas, como sondeos o pozos cuya profundidad y cantidad dependerá de la superficie de la obra y el peso de la misma. (cargas en las columnas)
- 2) Toma de muestras 'in situ' de cada perforación realizada.
- 3) Ensayos de laboratorio de las muestras extraídas.
- 4) Análisis de los resultados según los ensayos realizados 'in situ' y en laboratorio.

Características de los suelos hallados.

5) Elaboración del informe final con resultados, gráficos, tensiones calculadas y las conclusiones sobre los sistemas de fundación recomendados.

2.2.2. Trabajos en terreno:

2.2.2.1. Ensayo SPT (Penetración dinámica Standard).-

Este ensayo se realiza mediante la hincada de un sacamuestras (permite sacar muestras alteradas para su identificación) que determina la resistencia con N número de golpes para penetrar un suelo no alterado con energía (pesa de 63.5 kg y caída Standard Terzaghi de 75 cm) para hincar la punta cada 30 cm. A mayor número de golpes los suelos serán compactos, duros, muy duros, etc.

Se realiza en el fondo de cada perforación. Cuando los golpes llegan a 50 ó más para penetrar una etapa, entonces se considera 'rechazo' y se adopta ese valor, si no se van sumando los golpes de cada etapa y la profundidad alcanzada. Es un estudio típico que se realiza para suelos granulares (arenas o gravas arenosas) aunque a veces se lo realiza para suelos cohesivos. Este ensayo proporciona en el 'golpeo' un dato indicativo de la consistencia de un terreno. Con este ensayo también se obtiene la Tensión Admisibles del mismo en las distintas capas.

En la figura 4 se muestra el detalle del sacamuestras del SPT y en la figura 4 se muestra un cuadro de las tensiones admisibles que posee cada tipo de suelo:

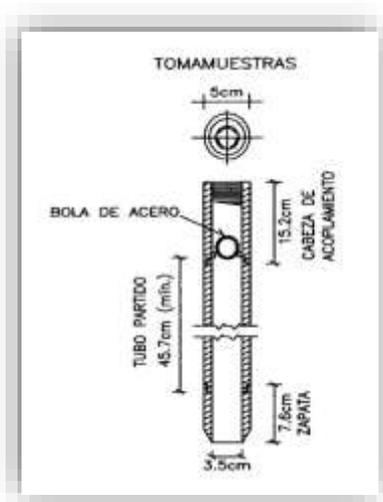


Figura N°4: Tomamuestras

MATERIAL	ϕ (mm)	σ_{adm} (kg/cm ²)
ARCILLAS	0.0006	0.45
LIMOS	FINOS 0.002	0.80
	MEDIOS 0.006	
	GRUESOS 0.020	
ARENAS	FINAS 0.060	1.00
	MEDIAS 0.200	1.50
	GRUESAS 0.600	2.50
GRAVAS	2	3.00
	6	4.50
	20	6.00
CANTO RODADO	60	6.00
ROCA	200	8.00
	DISGREGABLES	8.00
	HOMOGENEAS	>30.00

Figura N°5: Resistencias admisibles del suelo

2.3. Idealización de las estructuras.-

De acuerdo a las pretensiones de la Honorable Alcaldía Municipal de Tarija, como elemento de acceso para peatones en el futuro Centro de Convenciones se propone la construcción de una estructura que permita el tránsito peatonal de una acera a otra de forma segura, en este entendido, en coordinación con el Departamento Técnico del Municipio se establece la construcción de una pasarela que pueda vencer las dos vías de la Avenida Integración, con un acceso consistente en una rampa circular.

Después del análisis de alternativas de solución se determinó la construcción de una pasarela peatonal en dos tramos con vigas postensadas

2.3.1. Superestructura.-

Calzada: para cubrir el gran flujo de peatones que existirá cuando ocurra un evento, se ve por conveniente la conformación de una calzada con un ancho de tres metros para la circulación en ambos sentidos. Esta calzada estará conformada por una losa de hormigón armado con un espesor de quince centímetros, apoyada sobre las vigas postensadas.

Vigas: con el propósito de facilitar la construcción y el lanzamiento de estos elementos se consideró la conformación de estos elementos como vigas postensadas simplemente apoyadas para dos tramos. La sección transversal de las vigas corresponderá a una sección I, esto debido a los buenos resultados que se dieron en otras estructuras y el ahorro de materiales debido a su esbeltez.

2.3.2. Infraestructura.-

Columnas: considerando que la Avenida Integración cuenta con dos vías más una jardinera central, se vio por conveniente el diseño de la pasarela en dos tramos, por esto se realizará la construcción de tres columnas de sección circular apoyadas al terreno a través de zapatas aisladas.

Zapatas: tomando en cuenta la localización de las columnas se diseñara las zapatas como aisladas asentadas en el estrato de suelo más conveniente que definirán los ensayos de suelos.

2.3.3. Estructuras Complementarias.-

Para resguardar la seguridad de los peatones se considera la construcción de barandas metálicas construidas con tubos circulares a una altura de 1,6 metros, tal como indica la Norma AASHTO LRFD. Por otro lado también se considera la presencia de luminarios cada cuatro metros. En cuando a los accesos se tiene, siguiendo el diseño arquitectónico, un mirador por el lado izquierdo que no se contempla en este proyecto, y por el lado izquierdo

la conformación de una rampa en espiral consentida por una losa de hormigón armado, con un ancho de 2,5 metros y apoyada en columnas pares de hormigón armado cada 90°.

2.4. Diseño estructural

El diseño estructural del presente proyecto se lo realizará siguiendo los pasos de las Normas establecidas para cada elemento estructural, los cuales describimos a continuación:

2.4.1. Superestructura.-

La superestructura de la Pasarela Peatonal para el futuro Centro de Convenciones de la ciudad de Tarija cuenta con los siguientes elementos:

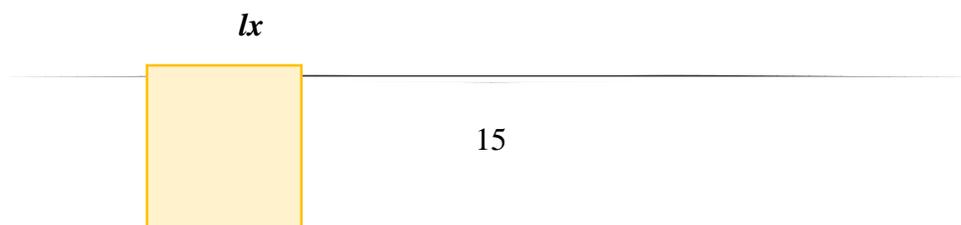
2.4.1.1. Calzada.-

El diseño de la calzada se lo realizará como el de una losa de hormigón armado siguiendo lo establecido en la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

Una losa es una estructura limitada por dos planos paralelos de separación h , siendo el espesor h pequeño frente a las otras dimensiones. Se supone además, que las cargas actúan sobre el plano medio de la losa y son normales a esta.

Las losas se encuentran sometidos fundamentalmente, a esfuerzos de flexión. El trabajo de flexión de las placas exige que estas sean como ya se ha dicho, delgadas.

- **Clasificación de las losas.-** Las losas se clasifican en dos clases:
 - a) **Losa armada en cruz:** se llaman así a estas losas, cuando el cociente de la relación entre la longitud mayor de la losa l_y y el lado menor de la losa l_x es menor o igual a dos, entonces estas losas se diseñan con refuerzo en ambas direcciones.



l_y

$$\frac{l_y}{l_x} \leq 2$$

b) **Losa armada en una sola dirección:** se llaman así cuando el cociente de la relación entre la longitud mayor de la losa l_y y el lado menor de la losa l_x es mayor a dos, entonces, el diseño estructural de estas losas se la considera como el diseño de una viga en voladizo empotrada en un extremo.



$$\frac{l_y}{l_x} > 2$$

La losa del presente proyecto se clasifica como losa armada en una sola dirección y se realizara el diseño estructural como el de una viga en voladizo empotrada a un extremo.

Las vigas son elementos estructurales sometidos esencialmente a flexión, donde existen fibras comprimidas y fibras traccionadas.

Para el diseño de vigas de hormigón armado se debe tomar en cuenta la resistencia de cada uno de los materiales a emplear en el diseño hacer el cálculo de los momentos que ocasionan las cargas y dimensionar según los siguientes pasos:

Estados limites Últimos ELU - CBH:

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

Coefficiente de minoración del acero..... $\gamma_s = 1.15$

Coefficiente de minoración del hormigón..... $\gamma_c = 1.50$

Coefficiente de ponderación de las acciones:

De efecto desfavorable..... $\gamma_{fg} = \gamma_{fq} = 1.60$

De efecto favorable permanente..... $\gamma_{fg} = 0,9$

Variable..... $\gamma_{fq} = 0$

El valor final de γ_f (Tabla2) será el que se obtenga como resultado de la combinación de las correcciones introducidas en el coeficiente básico en función del nivel de control adoptado y de la magnitud de los daños previsibles.

Se tendrá en cuenta que el caso de daños previsibles muy importantes no es admisible un control de ejecución a nivel reducido.

Estados límites últimos			
Coefficientes de minoración de resistencia de los materiales			
Material	Coefficiente básico	Nivel de control	corrección
Acero	$\gamma_s = 1,15$	Reducido	0,05
		Normal	0
		Intenso	-0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1,5$	Reducido 1	0,2
		Normal	0
		Intenso 2	-0,1
en caso de piezas hormigonadas en vertical la resistencia del proyecto del hormigón deberá además minorarse en 10%			
1 No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto del hormigón mayor a 15 Mpa			
2 en especial para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso			

Tabla N°1: Coeficiente de minoración de resistencia de los materiales.

Estados límites últimos
Coefficientes de ponderación de las acciones

coeficiente básico	Nivel de control de daños previsibles		corrección
$\gamma_f = 1,6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	0,2
		Normal	0
		Intenso	-0,1
	Daños Previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	-0,1
		Medios	0
		Muy importantes	0,2

Tabla N°2 Coeficiente de ponderación de las acciones

En los estados límites de utilización el comportamiento de la estructura no está influido por las variaciones locales de las propiedades del hormigón o del acero sino más bien por sus características medidas.

Resistencia de cálculo del hormigón y del acero:

(Ecuación 1) $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

(Ecuación 2) $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$

Donde:

f_{cd} = Resistencia de calculo del hormigon

γ_c = coeficiente de minoracion = 1.5

f_{yd} = resistencia de calculo del acero (traccion o compresion)

γ_s = coeficienre de seguridad del acero = 1.15

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón (Kg/m²)

f_{yk} = Resistencia característica del acero (Kg/m²)

f_y (Kp/cm ²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
f_{yd} (Kp/cm ²)	1910	2090	3480	3650	4000	4350

ϵ_{lim}	0.793	0.779	0.679	0.668	0.648	0.628
μ_{lim}	0.366	0.362	0.335	0.332	0.326	0.319
Ω_{lim}	0.546	0.536	0.467	0.460	0.446	0.432

Tabla N°3: Valores de los límites para los límites elásticos más usuales de los aceros de dureza natural.
(Jiménez Montoya)

El momento reducido de calculo se lo determina con la siguiente expresion:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} \leq \mu_{lim}$$

Si el momento reducido es menor o igual al momento reducido limite no se necesita armadura a compresion

Donde:

M_d = momento de calculo kg m/m

b_w = 1 m = 100 cm (se analiza por metro lineal)

d = canto util

Si cumple no se necesita armadura a compresión.

Teniendo el momento reducido μ_d se determina la cuantía mecánica ω a partir de la siguiente tabla:

TABLA UNIVERSAL PARA FLEXIÓN SIMPLE
O COMPUESTA
ACEROS DE DUREZA NATURAL

ξ	μ	ω_s	$\frac{\omega_s}{f_{yd}} \cdot 10^3$
0.0891	0.03	0.0310	
0.1042	0.04	0.0415	
0.1181	0.05	0.0522	
0.1312	0.06	0.0630	
0.1438	0.07	0.0739	
0.1561	0.08	0.0849	
0.1667	0.0886	0.0945	
0.1684	0.09	0.0960	
0.1810	0.10	0.1074	
0.1937	0.11	0.1189	
0.2066	0.12	0.1306	
0.2198	0.13	0.1426	
0.2330	0.14	0.1546	
0.2466	0.15	0.1669	
0.2590	0.1590	0.1782	
0.2608	0.16	0.1795	
0.2796	0.17	0.1924	
0.2988	0.18	0.2056	
0.3183	0.19	0.2190	
0.3383	0.20	0.2328	
0.3587	0.21	0.2468	
0.3796	0.22	0.2612	
0.4012	0.23	0.2761	
0.4234	0.24	0.2913	
0.4461	0.25	0.3069	
0.4696	0.26	0.3232	
0.4939	0.27	0.3398	
0.5188	0.28	0.3570	
0.5450	0.29	0.3750	
0.5721	0.30	0.3937	
0.6006	0.31	0.4133	
0.6283	0.3193	0.4323	0.0994
0.6305	0.32	0.4338	0.1007
0.6476	0.3256	0.4456	0.1114
0.6618	0.33	0.4554	0.1212
0.6681	0.3319	0.4597	0.1259
0.6788	0.3352	0.4671	0.1343
0.6952	0.34	0.4783	0.1484
0.7310	0.35	0.5030	0.1850
0.7697	0.36	0.5296	0.2408
0.7788	0.3623	0.5359	0.2508
0.7935	0.3658	0.5460	0.2854
0.8119	0.37		0.3280
0.8597	0.38		0.4931
0.9152	0.39		0.9231
0.9848	0.40		5.9911

f_{yd} en kg/cm^2

Tabla N°4: Tabla universal para flexión simple o compuesta (Jiménez Montoya)

El área requerida de concreto será:

$$A_s = \omega_s * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Dónde:

ω_s = cuantía mecánica.

El área mínima de concreto requerida será:

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{s \text{ min}} * bw * d =$$

Elemento estructural	AE-22	AE-42	AE-50	AE-60
Vigas	0.0050	0.0033	0.0028	0.023

Tabla N°5: Cuantías geométricas mínima.

Se considera en el diseño la mayor de estas dos áreas de hacer

Número de barras a emplear

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{\text{diametro}}} =$$

Espaciamiento

$$e_{\text{espaciamiento}} = \frac{b - 2d1 - 1\phi}{\# \text{ barras.}} =$$

2.4.1.2. Vigas.-

Las vigas de sustentación del presente proyecto, son vigas postensadas simétricas en dos tramos a continuación se presentan algunas definiciones:

El pretensado o presforzado puede definirse en términos generales como el precargado de una estructura, antes de la aplicación de las cargas requeridas, hecho en forma tal que mejore su comportamiento general cuya aplicación más común ha tenido lugar en el diseño del Hormigón Pretensado.

En esencia el hormigón es un materias q resiste bien a compresión y el acero a tracción FREYSSINET sostiene la siguiente definición: “Es necesario introducir el hormigón a fuerzas artificiales aplicadas en forma constante, tales que bajo el efecto simultaneo de estas fuerzas, la sobrecarga y demás acciones, permanezca sin fisurarse ni fracturarse”

- **Definición de pretensado**

Se entiende por pretensado la aplicación controlada de una tensión al hormigón mediante el tesado de tendones de acero. Los tendones serán de acero de alta resistencia y pueden estar constituidos por alambres, cordones o barras. En esta Instrucción no se consideran otras formas de pretensado.

- **Tipos de pretensado**

De acuerdo con la situación del tendón respecto de la sección transversal, el pretensado puede ser:

a) Interior. En este caso el tendón está situado en el interior de la sección transversal de hormigón.

b) Exterior. En este caso el tendón está situado fuera del hormigón de la sección transversal y dentro del canto de la misma.

De acuerdo con el momento del tesado respecto del hormigonado del elemento, el pretensado puede ser:

a) Con armaduras pretesas. El hormigonado se efectúa después de haber tesado y anclado provisionalmente las armaduras en elementos fijos. Cuando el hormigón ha adquirido suficiente resistencia, se liberan las armaduras de sus anclajes provisionales y, por adherencia, se transfiere al hormigón la fuerza previamente introducida en las armaduras.

b) Con armaduras postesas. El hormigonado se realiza antes del tesado de las armaduras activas que normalmente se alojan en conductos o vainas. Cuando el hormigón ha adquirido suficiente resistencia se procede al tesado y anclaje de las armaduras.

Desde el punto de vista de las condiciones de adherencia del tendón, el pretensado puede ser:

a) **Adherente.** Éste es el caso del pretensado con armadura pretesa o con armadura postesa en el que después del tesado se procede a ejecutar una inyección con un material que proporciona una adherencia adecuada entre la armadura y el hormigón del elemento

b) **No adherente.** Éste es el caso del pretensado con armadura postesa en el que se utilizan como sistemas de protección de las armaduras, inyecciones que no crean adherencia entre ésta y el hormigón del elemento

- **Esfuerzos admisibles en el acero de Presfuerzo.-**

Los esfuerzos admisibles permitidos por el código ACI en alambres, torones o barras de presfuerzo dependen del estado de aplicación de las cargas. Cuando la fuerza de los gatos se aplica por primera vez, se permite el esfuerzo de $0,80 f_{pu}$, o $0.94 f_{py}$, el que sea menor, donde f_{pu} , es la resistencia última del acero y f_{py} es la resistencia de fluencia. Inmediatamente después de la transferencia de la fuerza de presfuerzo al hormigón, el esfuerzo permitido es $0,74 f_{pu}$ o $0.82 f_{py}$, el que sea menor (excepto en los anclajes de postensado donde el esfuerzo se limita a $0.70 f_{pu}$). La justificación para permitir un esfuerzo admisible mayor durante la operación de tensionamiento es que el esfuerzo en el acero se conoce con bastante precisión en este estado. La presión hidráulica en los gatos y la deformación total del acero son cantidades que se miden fácilmente. Además si un tendón deficiente se rompe en forma accidental, puede reemplazarse sin problemas.

Los valores más bajos de esfuerzos admisibles son aplicables después de que ocurre el acortamiento elástico del hormigón, las pérdidas por fricción y los deslizamientos en los anclajes, estado en el que se aplican las cargas de servicio. El esfuerzo en el acero se reduce un poco más durante la vida del elemento por retracción de fraguado y flujo plástico en el hormigón y por la relajación del acero.

ESFUERZOS ADMISIBLES

$f_u = 0.80 \cdot \sqrt{f_{ci}}$	Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo cero
$f_{ci} = 0.60 \cdot f'_c$	Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo cero
$f_{tu} = 1.60 \cdot \sqrt{f'_c}$	Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo infinito
$f_{cs} = 0.45 \cdot f'_c$	Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo infinito

- **Estadios de carga en el Hormigón Pretensado.**

Tanto el análisis como el diseño del hormigón postensado pueden necesitar de la consideración de varios estados de carga, tal como sigue:

- 1) Pretensado inicial, inmediatamente después de la transferencia, cuando sólo la fuerza de Pretensado inicial actúa en el hormigón.
- 2) Estado inicial de Pretensado, sólo actúan las fuerzas de pretensado inicial más el peso propio de la viga.
- 3) Estado de Carga Balanceada, actúa la fuerza de pretensado inicial más la totalidad de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva.
- 4) Estado Limite de Servicio, después de ocurridas las pérdidas, actúa la fuerza de pretensado efectiva más la totalidad de las cargas muertas y la totalidad de las cargas vivas esperadas.
- 5) Estado Carga Ultima, cuando se incrementan las cargas esperadas de servicio y el miembro se encuentra al inicio de la falla.

- **Inecuaciones de Condición.-**

Hipótesis del problema:

- 1) Tanto el acero como el hormigón se comportan dentro del rango elástico.
- 2) La sección es plana antes de la flexión y permanece plana después de la flexión.
- 3) Existe perfecta adherencia entre el Acero y el Hormigón.

Producto del análisis de esfuerzos tanto en la fibra superior como inferior de una pieza de hormigón pretensado, para estadios 2 y 4 antes mencionados, es que se plantean las siguientes inecuaciones necesarias para el diseño.

- **Estado inicial de Pretensado.**

En esta etapa actúan la fuerza de pretensado inicial y el peso propio de la pieza.

Para la fibra superior 1 en $t = 0$ (Estadio 2)

$$f_{10} = -\frac{M_0 \cdot c_{10}}{I_0} + \frac{(P_0 \cdot e_0) \cdot c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_n$$

Para la fibra inferior 2 en $t = 0$

$$f_{20} = +\frac{M_0 \cdot c_{20}}{I_0} - \frac{(P_0 \cdot e_0) \cdot c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci}$$

Estado limite de servicio

Esta etapa, actúan la fuerza de pretensado efectiva, la totalidad de las cargas muertas y las cargas vivas, la pieza está en servicio.

Para la fibra inferior $t = \infty$

$$f_{1\infty} = -\frac{M_T \cdot c_{1\infty}}{I_{\infty}} + \frac{(\eta \cdot P_0 \cdot e_{\infty}) \cdot c_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{\eta \cdot P_0}{A_{\infty}} \geq f_{cs}$$

Para la fibra inferior 2 en $t = \infty$

$$f_{2\infty} = +\frac{M_T \cdot c_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{(\eta \cdot P_0 \cdot e_{\infty}) \cdot c_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{\eta \cdot P_0}{A_{\infty}} \geq f_{ts}$$

Donde:

M_0 = Momento flector debido al peso propio (Kg*m)

M_T = Momento flector debido a la totalidad de las cargas (Kg*m)

P_0 = Fuerza de pretensado inicial (Kg)

η = Coeficiente de relacion entre la fuerza de pretensada efectiva y la inicial = P_e/P_i

e = Excentricidad de la fuerza de pretensado (cm)

I = Inercia centroidal de la sección transversal (cm^4)

A = Area de la sección transversal (cm^2)

C_1 = Distancia del centroide de la sección de la fibra superior (cm)

C_2 = Distancia del centroide de la sección de la fibra inferior (cm)

- **Cálculo de pérdidas**

a) **Pérdida por fricción.-** Debido a la fricción entre los tendones y ductos. Los coeficientes de pérdida (u y k) varían según el tipo de tendón y la alineación del ducto. (cambio angular de la trayectoria). A medida que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante, por lo que la tensión en el extremo es menor que la tensión en el gato.

$$P_o = P_x * e^{k * l_x + u * \alpha}$$

Cuando:

$$(k * l_{px} + u_p * \alpha_{px}) \leq 0.30$$

$$P_o = \frac{P_x}{1 + k * l_x + \mu * \alpha}$$

Donde:

P_x = Fuerza de preesforzado evaluada a una distancia l_{px} del extremo del gato

P_o = Fuerza de preesforzado en el extremo del gato

K = Coeficiente de fricción por desviación accidental, por metro de tendón de preesforzado

l_x = Distancia desde el extremo del gato de un elemento de acero de preesfuerzo bajo consideración (m).

μ = Coeficiente de fricción por curvatura en postensado

α = Cambio angular total de la trayectoria del tendón desde el extremo del gato hasta cualquier punto bajo consideración (rad)

Tipo de Tendón	k		μ	
Tendones inyectados en conducto metálico				
Tendones de Alambre	0.0010	0.0015	0.150	0.25
Barras de alta Resistencia	0.0001	0.0006	0.080	0.3
Torones de Siete Hilos	0.0005	0.0020	0.150	0.25
Tendones no Adheridos				
Tendones de Alambre Cubiertos con Masilla	0.0010	0.0020	0.050	0.15
Torones de Siete Hilos Cubiertos con Masilla	0.0010	0.0020	0.050	0.15
Tendones Preengrasados de Alambre	0.0003	0.0020	0.050	0.15
Torones Preengrasados de Siete Hilos	0.0003	0.0020	0.050	0.15

Tabla N°6: Valores de los coeficientes K y μ . (Arthur Nilson)

b) Pérdidas por deslizamiento de cuñas.- En los miembros postensados, cuando se libera la fuerza del gato, la tensión del acero se transfiere al concreto mediante anclajes u otro tipo. Existe inevitablemente una pequeña cantidad de deslizamiento en los anclajes después de la transferencia, a medida que las cuñas se acomodan dentro de los tendones, o a medida que se deforma el dispositivo de anclaje.

Conocida la característica del deslizamiento del dispositivo de anclaje especificado, la pérdida por deslizamiento en el anclaje se puede calcular fácilmente con la expresión:

$$\Delta f = \frac{AL}{L} \cdot E_s$$

Donde:

Δf = Pérdida por acunamiento en los anclajes.

ΔL = Penetración de la cuña.

L = Longitud de la viga.

E_s = Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo .

- c) **Pérdida por acortamiento elástico del concreto.**- Cuando la fuerza pretensadora se transfiere un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto a medida que éste se comprime. Para los miembros postensadas en los cuales se tesa al mismo tiempo a todos los tendones, la deformación elástica del concreto ocurre cuando se aplica la fuerza en el gato, y existe una compensación automática para las pérdidas por acortamiento elástico, los cuales por lo tanto no necesitan calcularse.

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c}$$

Módulo de elasticidad

(Mpa)

$$r = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \quad n = \frac{E_s}{E_c} \quad \Delta f_{e2} = n \cdot f_c$$

- d) **Pérdida por flujo plástico.**- El escurrimiento plástico o flujo plástico es la propiedad de muchos materiales, los cuales siguen deformándose a través de lapsos considerables de tiempo, bajo un estado constante de fuerza o carga.

Para elementos con tendones adherentes:

$$CR = K_{cr} * \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{cds})$$

Para elementos con tendones no adherentes:

$$CR = K_{cr} * \frac{E_s}{E_c} * f_{cpa}$$

$$f_{cir} = \frac{M_o * e}{I_c} - \frac{P_o * e^2}{I_c} - \frac{P_o}{A_c}$$

$$f_{cds} = \frac{M_d * e}{I_c}$$

Kcr= 2 elementos pretensados

Kcr= 1.6 elementos postesados

- e) **Pérdida por retracción.**- La retracción es el acortamiento del hormigón debido a un fenómeno químico producido en el fraguado.

$$\sigma = 8.2 * 10^{-6} K_{sh} * E_s * (1 - 0.024 * V / S) * (100 - RH)$$

Tiempo (días)	1	3	5	7	10
K_{sh}	0,92	0,85	0,8	0,77	0,73

Tabla N°7: Valores de K_{sh}. Fuente Estructuras de concreto "Arthur Nilson"

- f) **Pérdida por relajación del acero.**- El relajamiento se define como la pérdida de esfuerzo de un material esforzado manteniendo su longitud constante.

$$RE = (K_{re} - J * (SH + CR + ES)) * C$$

Dónde:

SH: Pérdida por contracción del concreto.

CR: Pérdida por flujo plástico.

ES: Pérdida por acortamiento elástico.

Tipo de Cable	Kre (psi)	J	Kre(Kg/cm2)
Cordón o alambre aliviado de tensiones Grado 270	20	0.15	1.4
Cordón o alambre aliviado de tensiones Grado 250	18.5	0.14	1.295
Alambre aliviado de tensiones Grado 240 o 235	17.6	0.13	1.232
Cordón de baja Relajación Grado 270	5000	0.04	350
Alambre de baja relajación Grado 250	4630	0.037	324.1
Alambre de baja relajación Grado 240 o 235	4400	0.035	308
Barra aliviada de tensiones Grado 145 o 160	6000	0.05	420

Tabla N°8: Valores de Kre y J. Fuente Estructuras de concreto "Arthur Nilson"

fpi/fpu	Cordón o Alambre aliviado de tensiones		Barra aliviada de tensiones, o cordón	
			o cable de baja relajación	
0.80				1.28
0.79				1.22
0.78				1.16
0.77				1.11
0.76				1.05
0.75		1.45		1.00
0.74		1.36		0.95
0.73		1.27		0.90
0.72		1.18		0.85
0.71		1.09		0.80
0.70		1.00		0.75
0.69		0.94		0.70
0.68		0.89		0.66
0.67		0.83		0.61
0.66		0.78		0.57
0.65		0.73		0.53
0.64		0.68		0.49
0.63		0.63		0.45
0.62		0.58		0.41
0.61		0.53		0.37
0.60		0.49		0.33

Tabla N°9: Valores de la constante C para las pérdidas por relajamiento del acero. Fuente Estructuras de concreto preesforzado "Arthur Nilson"

Diseño por Cortante del ACI.

El diseño debe basarse en el miembro cargado con un estado de sobrecarga hipotético, con cargas muertas calculadas y las vivas de servicio multiplicadas por los usuales factores de sobre carga, excepto cuando se especifique otra cosa.

El diseño de las secciones transversales sometidas a cortantes debe basarse en la relación:

$$V_u \leq \phi V_b$$

Dónde:

V_u = Fuerza cortante aplicada bajo cargas factorizadas.

V_n = Resistencia nominal al cortante de la sección.

ϕ = Factor de reducción al cortante de la sección.

La resistencia nominal al cortante V_n , se calcula con la ecuación:

$$V_n = V_c + V_s$$

Dónde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante de la sección proporcionada por el refuerzo para cortante.

- **Calculo de V_u .**- La fuerza cortante aplicada bajo cargas factorizadas V_u será calculada para todas las secciones que se tengan en la viga.

Se supone que la primera sección crítica para el cortante se encuentra a la distancia de $h/2$ desde la cara del apoyo, y las secciones que se encuentran a menos de $h/2$ se diseñan para el cortante calculado para $h/2$. Esta especificación reconoce el efecto benéfico de la

compresión vertical en el concreto producida por la reacción. En circunstancias especiales, aquellos beneficios no se obtienen, y el cortante en la cara del apoyo puede llegar a ser crítico.

- **Cálculo de V_c .**- El valor de V_c debe tomarse como el menor de los valores de V_{ci} y V_{cw} para un agrietamiento por flexión-cortante y para un agrietamiento por cortante en el alma, respectivamente.
- **Agrietamiento por Corte y Flexión (Cálculo de V_{ci}).**- V_{ci} será la cortante necesaria para que se produzca el agrietamiento por corte y flexión y está dada por la siguiente ecuación:

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} * b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{max}}$$

$$V_{cr} = \frac{V_{D+L}}{M_{D+L}} * M_{cre}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{C2} [1.59 * \sqrt{f'_c} + |f_{pe}| - |fd|]$$

Dónde:

b_w : Ancho del alma.

d_p = Se define como el canto útil de la viga, es decir la distancia desde la fibra superior hasta el centro de presiones de la armadura de pretensado en la sección estudiada.

f_c = Se refiere a la resistencia característica del hormigón a los 28 días.

V_i = Cortante debido a la carga permanente más la carga viva en la sección estudiada.

M_{max} = Momento máximo.

M_{cr} = Es el momento que produce el agrietamiento por flexión.

V_d = Cortante debido sólo al peso propio de la viga en la sección estudiada.

$V_{(D+L)}$ = Cortante debido a la carga permanente adicional más la carga viva en la sección estudiada.

$M_{(D+L)}$ = Momento flector producido por la carga permanente adicional más la carga viva en la sección estudiada.

F_{pe} = Esfuerzo de compresión en la fibra tensionada, debido a la fuerza de pretensado solamente.

En la fibra inferior si el momento es positivo.

En la fibra superior si el momento es negativo.

$$f_{pe} = - \left[\frac{Pe}{A} + \frac{Pe * e * c_2}{I_c} \right]$$

F_d = Esfuerzo de compresión en la fibra tensionada devino al peso propio de la viga.

$$f_d = \frac{\left[\frac{Q_0 * L * x}{2} - \frac{Q_0 * x^2}{2} \right] * C_2}{lc}$$

- **Agrietamiento por corte en el Alma (Cálculo de V_{cw})**

V_{cw} = Sera el cortante que resiste el hormigón antes del agrietamiento del alma y está dado por la siguiente ecuación:

$$V_{cw} = (0.928 * \sqrt{f'_c} + 0.3 * f_{pc}) * b_w * d_p + V_p$$

Dónde:

f_{pc} = Esfuerzo de compresión en el centroide de la sección en $t = \infty$

$$f_{pc} = \frac{Pe}{Ac}$$

V_p = Contracortante: es la cortante efectiva (Componente vertical de la fuerza de pretensado en la sección estudiada).

$$V_p = P_e * \sin a$$

De todo esto, V_c se toma el menor de V_{ci} y V_{cw} .

V_s se puede obtener con la siguiente expresión:

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

- **Armadura de corte.-**

Se presentan los siguientes casos

si $V_u \leq \frac{V_c}{2}$ No necesita Armadura Transversal

si $\frac{V_c}{2} < V_u \leq V_c$ Se requiere Armadura mínima

si $V_u > V_c$ Se necesita Armadura por Corte

si $V_u \geq 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$ Se necesita Armadura por Corte con $S_{max} = 30 \text{ cm}$

si $V_u \geq 2.12 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$ Se tiene que cambiar de sección

El área de sección transversal requerida por un estribo A_{sv} se calcula con la siguiente ecuación:

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) * s}{\phi * F_y d * d}$$

En el diseño práctico, el ingeniero seleccionará normalmente en tamaño tentativo para el estribo, para la cual encontrará el espaciamiento requerido. Una forma más conveniente de formular esta última ecuación es:

$$S = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{V_u - \phi V_c}$$

- **Armadura mínima.-** Para el cálculo de la armadura mínima se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{mim} = \frac{3.5 * b_w * s}{f_y f}$$

Si despejamos de la armadura mínima se utiliza la siguiente ecuación:

$$S_{\max} = \frac{A_{\min} * f_y}{3.5 * b_w}$$

- **Diseño de la zona extrema de las vigas.-**

Para las vigas con tendones de postensado, deberán usarse prismas o bloques extremos para distribuir las fuerzas concentradas de preesforzado en el anclaje. Cuando todos los tendones son alambres pretensados o cables de 7 alambres, no se requerirá el uso de bloques extremos.

Los bloques extremos tendrán área suficiente para admitir el espaciamiento del acero de preesfuerzo. Preferiblemente, serán tan anchos como el patín más angosto de la viga. Tendrán una longitud por lo menos a los tres cuartos del peralte de la viga. En miembros postensados se colocará un emparrillado con poca separación de varillas verticales y horizontales cerca de la cara del bloque extremo para resistir el desgarramiento y un refuerzo con poco espaciamiento, tanto en sentido vertical como horizontal a través de la longitud del bloque.

En vigas postensadas, se colocarán, dentro de una distancia de $d/4$ del extremo de la viga, estribos verticales actuando a un esfuerzo unitario de 1406.2 kg/cm^2 para resistir por lo menos el 4% de la fuerza total del preesfuerzo, estando el estribo final tan próximo al extremo de la viga como sea posible.

Estudios en los laboratorios de la Portland Cement Association indicaron una ecuación empírica para el diseño de los estribos para controlar el agrietamiento horizontal en los extremos de las trabes. I postensadas:¹

$$A_t = 0.021 * \frac{T}{f_s} * \frac{h}{l_t}$$

Dónde:

¹ Fuente: T.Y.LIN “Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado”

A_t = Área total requerida en la sección transversal de los estribos en el extremo de la viga, para distribuirse uniformemente en una longitud igual a un quinto del peralte en la viga.

T = fuerza total de preesfuerzo efectiva, lb

f_s = esfuerzo admisible para el acero de los estribos, lb/plg²

h = peralte de la viga en plg.

l_t = Longitud de transferencia, suponiéndose, aproximadamente 50 veces el diámetro del cable.

- **Refuerzo longitudinal en la viga**

Debe reconocerse que el agrietamiento en las vigas de concreto es un fenómeno no probabilístico, y que los espesores de las grietas en una estructura pueden exceder a los valores máximos calculados. Las grietas aisladas sobrepasan dos veces los valores máximos calculados pueden ocurrir a veces, aunque generalmente la variación del espesor de la grieta es más o menos 40 por ciento.

Una información limitada es de pruebas indica que el incremento del espesor máximo de las grietas debido a las cargas sostenidas durante dos años es más o menos 100 por ciento. Las cargas de alto grado de repetición cíclico incrementan el espesor de las grietas mediante un factor que se encuentra entre 1,5 y 4, dependiendo del nivel de la carga.

En el código ACI no se encuentran reglamentaciones con relación específicamente al espesor de las grietas en miembros presforzados. Sin embargo, se incluyen requerimientos específicos para el caso especial de las vigas con tendones de presfuerzo no adheridos, basándose en las observaciones de que tales miembros desarrollan grietas más grandes y fallan a cargas menores que los miembros con tendones adheridos. Para tales casos, un área mínima de refuerzo, A_s es requerida tal como se da la ecuación.²

² Fuente: Diseño de estructuras de concreto presforzado “Arthur Nilson”

$$A_s = 0.004 * A$$

Donde A se define como el área de la parte de la sección transversal total del concreto entre la cara de tensión por flexión y el centro de gravedad. Este refuerzo debe distribuirse uniformemente a través de la zona de tensión precomprimida, tan cerca como sea posible en la cara en tensión.

Con la finalidad de controlar el agrietamiento en el miembro antes del postensado, se agregaran varillas longitudinales sin presforzar y se verifica también la siguiente fórmula:

$$A_s = 0.002 * A_c$$

Dónde:

A_s = área del refuerzo longitudinal.

A_c = sección total del concreto.

2.4.2. Infraestructura.-

2.4.2.1. Pilas.-

Las pilas de la pasarela peatonal serán diseñadas como columnas de hormigón armado de sección circular.

Columnas de hormigón armado: las columnas son elementos estructurales generalmente de hormigón armado donde el esfuerzo principal es el nominal. Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada, la rectangular o como en este caso circular.

La armadura está constituida por barras longitudinales que son éstas las que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y la armadura transversal que son los estribos, tienen la función de evitar la rotura por deslizamiento, evitando el pandeo de la armadura longitudinal y absorber los esfuerzos cortantes.

Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

La longitud de pandeo está dada por la siguiente tabla:

SUSTENTACIÓN DE LA PIEZA	$l_0 = \alpha \cdot l$
Un extremo libre y otro empotrado	$l_0 = 2 \cdot l$
Articulado en ambos extremos	$l_0 = l$
Bienpotrada, con libre desplazamiento normal a la directriz	
Articulación fija en un extremo y empotramiento en el otro	$l_0 = 0.7 \cdot l$
Empotramiento perfecto en ambos extremos	$l_0 = 0.5 \cdot l$

Tabla 10: Longitud de pandeo de las piezas aisladas (H^oA^o Jiménez Montoya)

Columnas cortas y largas

Las columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan sólo a compresión pero ofrecen el problema del pandeo o flexión lateral que hace que pierdan capacidad resistente. Es de esta forma que las columnas pueden clasificarse en:

- Columnas Cortas
- Columnas Largas

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma, si la esbeltez es menor que 35 se trata de una columna corta, y si es mayor se trata de una columna larga.

Relación de esbeltez

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \leq 35 \text{ Esbeltez mecánica} \\ \lambda = \frac{l_0}{h} \leq 10 \text{ Esbeltez geométrica} \end{array} \right\} \text{ La pieza puede considerarse corta}$$

$$l_0 = k \cdot l$$

l_0 : Longitud de pandeo

i: Radio de giro

k: Coeficiente de pandeo

Compresión simple

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el baricentro plástico de la sección.

En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convenientemente los coeficientes de seguridad.

Excentricidad mínima de cálculo

Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro, la Norma Boliviana considera una excentricidad constructiva (dependiendo la dirección en que se está considerando el pandeo) igual al mayor de los dos valores:

$$e \geq \begin{cases} h/20 & \text{ó } b/20 \\ 2 \text{ cm.} \end{cases}$$

Dónde:

h: Canto total en la dirección considerada

Resistencia del hormigón.- De acuerdo con la norma, cuando se trata de piezas de cierta altura hormigonadas verticalmente, la resistencia del hormigón debe rebajarse en un 10 por 100, con el objeto de prever la pérdida que dicha resistencia puede experimentar debido a que, durante el proceso de compactación el agua tiende a elevarse a la parte superior de la pieza.

$$f_{cd} = 0,9 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Excentricidad de primer orden.- Se tomará como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento

$$e_o = \frac{M}{N_d}$$

Excentricidad ficticia.- Para piezas de sección rectangular viene dada por:

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

c: Dimensión de la sección, paralela al plano de pandeo

Excentricidad total.

$$e_T = e_o + e_{fic}$$

Armaduras:

- **Armadura longitudinal.-** Se sigue el siguiente procedimiento:

Para columnas con pandeo como se presentan en este proyecto:

Axial reducido:

$$v = \frac{N_d}{A * f_{cd}}$$

Dónde:

N_d = Esfuerzo normal de cálculo mayorada.

A = Área de la sección de concreto.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

Momento reducido:

$$\mu = \frac{N_d * e_t}{A * d * f_{cd}}$$

Dónde:

e_t = excentricidad total

A = área de la sección de concreto

d = canto paralelo al eje

La capacidad mecánica de la cuantía total necesaria será:

$$U = A_s * f_{yd}$$

$$U = \omega * A * f_{cd}$$

Donde:

U = capacidad mecánica de la cuantía.

A_s = área necesaria de acero.

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

A = área de la sección de la columna

Nd = Esfuerzo axial de cálculo

La cuantía ω se la determina del ábaco mostrado en la figura N°6 ingresando con los valores del axial reducido y el momento reducido.

La armadura mínima es:

$$A_s = 0,008 * A_c$$

La armadura máxima es:

$$A_s = 0,08 * A_c$$

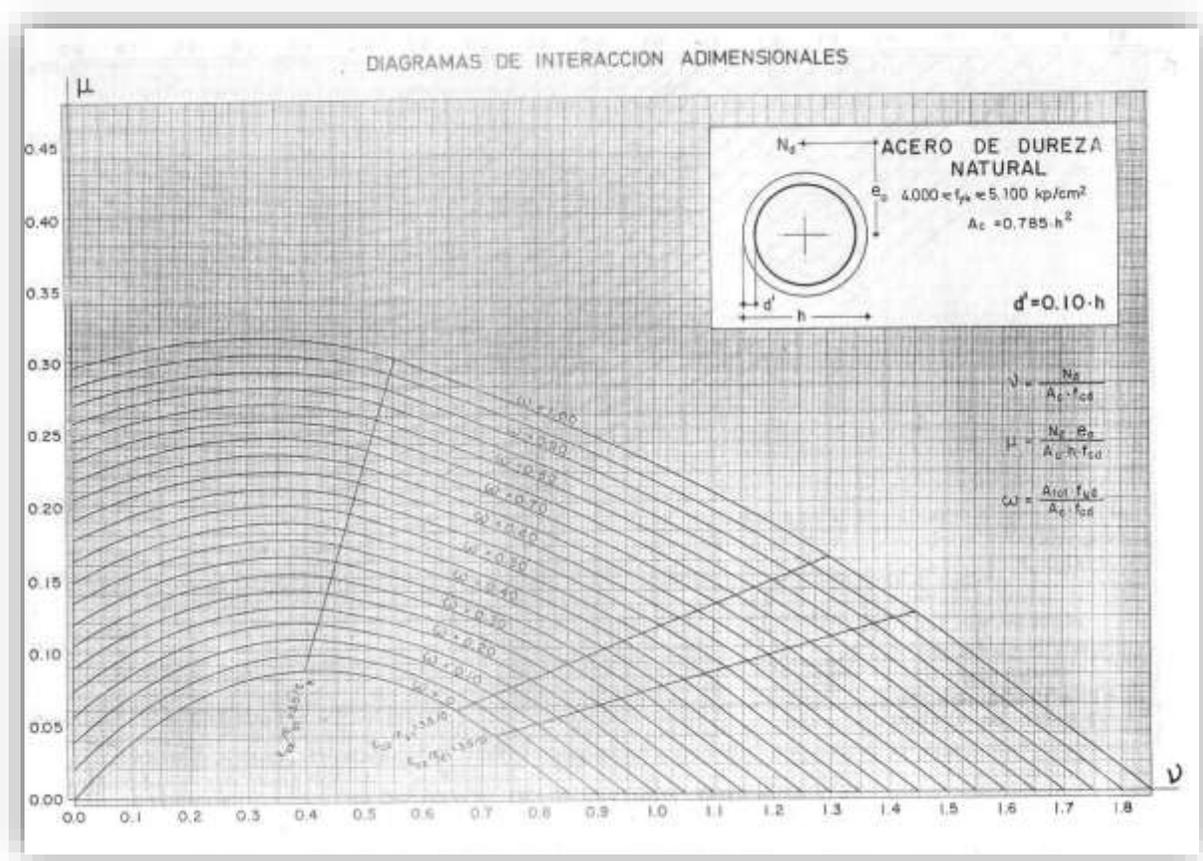
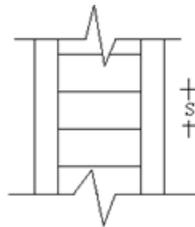


Figura N°6: Abaco de cuantía para columnas circulares (Jiménez Montoya)

Armadura transversal

Para el cálculo de la armadura transversal en las columnas, la separación entre estribos será:



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

El diámetro del estribo será:

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

2.4.2.2. Zapatas.-

Las zapatas (cimentaciones superficiales de zonas aisladas de la estructura) son el tipo más frecuente, se emplean cuando el terreno tiene ya en su superficie una resistencia media o alta en relación con las cargas de la estructura y es suficientemente homogéneo como para que no sean de temer asientos diferenciales entre las distintas partes de ésta.

Proceso de cálculo

Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

Momento en el eje x (M_x)

Momento en el eje y (M_y)

Cortante en el eje x (V_x)

Cortante en el eje y (V_y)

Carga vertical que llega a la zapata (N).

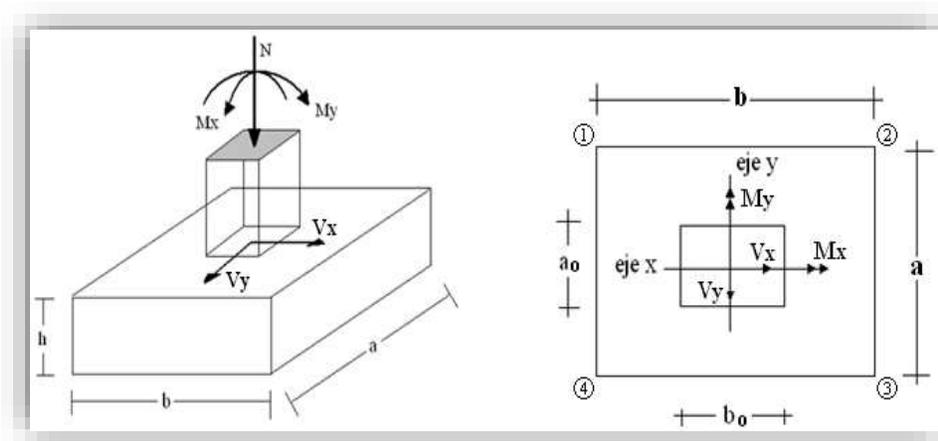


Figura N°7: Vista en planta de una zapata centrada

1.-Se calculará el peso propio de la zapata, asumiendo un valor igual al 5% del total de la carga N:

$$pp_{zapata} = 1.05 * N$$

2.-Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, encontramos el área mínima necesaria que deberá tener y en función a esta área se encuentra los valores de a2 y b2

$$A_{nec} = \frac{N}{\sigma_{adm}}$$

Escogemos un área mayor a la necesaria, y determinamos las dimensiones tentativas de a y b, estos deben ser valores constructivos.

Para comprobar si las dimensiones cumplen, verificamos el punto más crítico:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{6 * M_a}{a^2 * b} \pm \frac{6 * M_b}{a * b^2}$$

3.-Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con las siguientes fórmulas (que llevan en cuenta las solicitaciones por punzonamiento y el corte)

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_1 * b_1}{4} \pm \frac{a * b}{2k - 1} - \frac{(a_1 + b_1)}{4}}$$

$$d_2 \geq \begin{cases} \frac{2(a - a_1)}{4 + k} \\ \frac{2(b - b_1)}{4 + k} \end{cases}$$

Dónde:

$$\gamma_f = 1,6$$

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$$

El σ_{real} puede ser el σ_{max} o el σ_{adm}

Se asumirá un recubrimiento de la zapata de 5 cm.

Por lo tanto, la altura de la zapata será igual a $d + 5\text{cm}$.

La altura mínima que deberá tener una zapata es de 20 cm.

4.- Cálculo del peso propio real de la zapata con la siguiente fórmula:

$$pp_{zapata} = \gamma_H * \text{Volumen}$$

Los esfuerzos cortantes en la base de la columna generan momentos flectores en la base de la zapata.

Dichos momentos serán:

$$M_{ox} = M_x \pm V_x * h$$

$$M_{oy} = M_y \pm V_y * h$$

Verificaciones:

Verificación de la resistencia del suelo

$$\sigma_{max} = \frac{N + PP}{A} + \frac{6 * M_a}{a^2 * b} + \frac{6 * M_b}{a * b^2} \leq \sigma_{adm} (\text{suelo})$$

Verificación al vuelco

Todo elemento de cimentación sometido a momentos flectores o fuerzas horizontales, deberá comprobarse su seguridad al vuelco.

Verificación para la dirección X-X

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \left(\frac{a}{2}\right)}{(M_y + V_x * h)} \geq 1,50 \rightarrow \text{OK}$$

Verificación para la dirección Y-Y

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \left(\frac{b}{2}\right)}{(M_x + V_y * h)} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

Donde:

N_{p1} = Es la carga de servicio transmitida al soporte.

M_x y M_y = Momentos en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

V_x y V_y = Esfuerzos cortantes en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

a y b = Las dimensiones en planta de la zapata medianera.

N_{c1} = El peso propio de la zapata medianera.

h = Altura total del elemento de cimentación.

Verificación al deslizamiento

Como fuerza estabilizante se contará sólo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de éste. Se verifica que cumpla las siguientes recomendaciones:

Para suelos sin cohesión (arenas)

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \tan \varphi_d}{V_x} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \tan \varphi_d}{V_y} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

Para suelos cohesivos (arcillas)

$$\frac{A * C_d}{V_x} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

$$\frac{A * C_d}{V_y} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

Donde:

A=Área de la base de la zapata medianera.

$\phi_d=(2*\phi/3)$ =Valor de cálculo del ángulo de rozamiento interno.

$C_d=0,50*C$ =Valor de cálculo de la cohesión.

Cálculo de la armadura

Para calcular la armadura de la zapata, debemos encontrar el momento de diseño. Para esto calculamos las tensiones de la zapata sin tomar en cuenta el peso propio de la misma.

Luego encontramos el momento (M_e) a una distancia de 0.15 de la cara de la columna del bloque más comprimido.

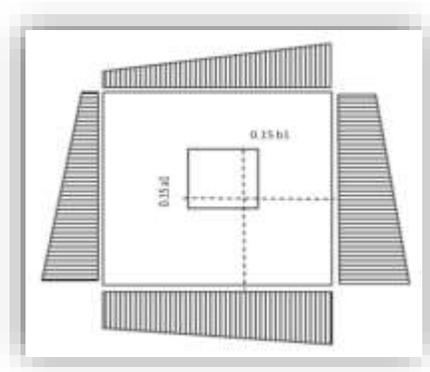


Figura N°8: Diagrama de los esfuerzos de una zapata

Armadura de la zapata central

Luego el momento mayorado será:

$$M_{bd} = 1,6 * M_e$$

$$\mu_d = \frac{M_{bd}}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$w = \mu_d * (1 - \mu_d)$$

El área de armadura será:

$$A_s = w * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Con la cuantía mínima w_{\min} se determinará la armadura mínima necesaria en la pieza.

Para calcular la armadura longitudinal:

Se utilizará el área de armadura mayor de los dos valores encontrados

$$N^{\circ}\text{barras} = \frac{A_s}{A_{s1}}$$

Donde:

A_s = Área de la armadura

A_{s1} = Área de una barra de acero

Recubrimiento= Se asumirá (5 cm)

Para calcular la armadura transversal:

Se trabaja con $A_{s\min}$ para completar la armadura de la zapata:

$$N^{\circ}\text{barras} = \frac{A_{s \text{ min}}}{A_{s2}}$$

$A_{s \text{ min}}$ = Área de la armadura mínima

A_{s2} = Área de una barra de acero

Recubrimiento = Se asumirá (5 cm)

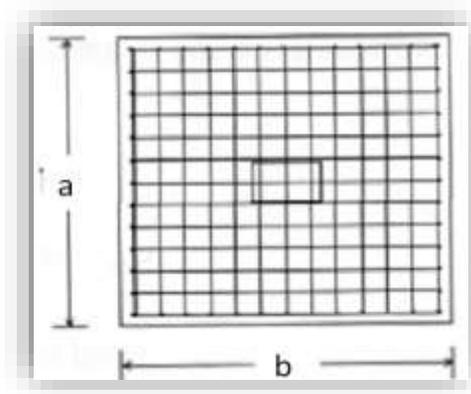


Figura N°9: Detalle de armadura para una zapata aislada

Se recomienda que el diámetro de las barras de acero sea como mínimo de 10 mm, tengan una separación máxima de 30 cm. y de separación mínima de 10cm.

Verificación de la adherencia en dirección x-x

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,90 * d * n * u}$$

$$V_{d1} = \gamma_f * \sigma_{t1} * b_2 * \left[\left(\frac{a - a_1}{2} \right) + 0,15 * a_1 \right]$$

$$\tau_{bd} = k \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$$\begin{cases} k = 2 \text{ (flexible)} \\ k = 0.95 \text{ (rígida)} \end{cases}$$

Dónde:

T_b= Tensión tangencial de adherencia

τ_{bd}=Resistencia de cálculo para adherencia

V_{d1} =Fuerza cortante mayorada en la sección.

d=Canto útil

n= Número de barras

u=Perímetro de cada barra

σ_{tl}- Tensión o presión con la que trabaja el suelo, en la zapata medianera

f_{cd}= Resistencia de cálculo del hormigón (kg/cm²)

γ_{t1} =Coeficiente de mayoración de cargas.

k=Es un coeficiente que se toma 0,95 para zapatas rígidas y 2 para zapatas flexibles

Se define como zapatas flexibles a las que cuyo vuelo máximo es superior a 2h, en alguna de las direcciones principales.

Se define como zapatas rígidas, todas aquellas que tengan un vuelo máximo de la cimentación, medido en ambas direcciones principales, donde el paramento del elemento que se cimienta, no sea superior a 2h.

Verificación de la adherencia en dirección y-y

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,90 * d * n * u}$$

$$V_{d1} = \gamma_f * \sigma_{t1} * b_2 * \left[\left(\frac{b - b_1}{2} \right) + 0,15 * ab_1 \right]$$

$$\tau_{bd} = k \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$$\begin{cases} k = 2 \text{ (flexible)} \\ k = 0,95 \text{ (rigida)} \end{cases}$$

2.4.3. Estructuras complementarias.-

2.4.3.1. Barandado.-

Las barandas son elementos muy importantes, debido a que es el encargado de brindar la seguridad a los peatones que circulan en la pasarela, es por esto que se deben seguir ciertos parámetros de seguridad para su diseño:

- **Geometría.-** Según la norma AASHTO LRFD 2004

La mínima altura de las barandas para peatones deberá ser de 1060 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera. Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales y/o verticales. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro. Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 150 mm se deberá aplicar a los 685 mm inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de

200 mm de diámetro. Se debería proveer un riel de seguridad o un cordón al nivel de la superficie de rodamiento. Las barandas se deberían proyectar más allá de la cara de los postes.

Los postes de las barandas, encargados de transmitir las cargas que ejercen los peatones a la losa, tienen un mayor diámetro (2''); los elementos verticales son de menor diámetro (1'') con una separación de 15 cm como lo establece la norma; y los elementos horizontales con un espesor de (2''), encargados de soportar a los elementos verticales menores y transmitir las cargas a los postes de dicha baranda.

2.5. Estrategia para la ejecución de proyecto.-

Es necesario realizar una estrategia para la ejecución del proyecto, para ello se debe establecer especificaciones técnicas necesarias que faciliten la construcción de este, asimismo se realizará un estimación del presupuesto de la obra junto con plan de ejecución.

2.5.1. Especificaciones Técnicas.-

Las especificaciones técnicas en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los acabados.

En general las especificaciones técnicas se hicieron en base a las especificaciones nacionales oficiales del país.

2.5.2. Cómputos Métricos.-

Los cómputos métricos se calculan mediante el uso de fórmulas matemáticas más o menos complejas para las cantidades de cada tarea de la obra, para obtener una valoración anticipada de ésta y poder predecir las cantidades y volúmenes de material que llevará la realización de la misma, se vale de los planos y documentación definitoria del proyecto.

El trabajo se divide por etapas, cada una de las cuales constituye un rubro del presupuesto, esta clasificación por actividades deberá ser hecha con criterio de separar todas las partes que sean susceptibles de costo distinto, no sólo para facilitar la formación del presupuesto, sino también porque éste es un documento de contrato y sirve como lista indicativa de los trabajos a ejecutar.

El trabajo de computar será detallado en todas sus partes para facilitar su revisión, corrección o modificación, deberá quedar constancia no solamente de todas las operaciones, sino también de los criterios particulares que hayan sido necesario adoptar, se buscará un orden, que permita reducir al mínimo el número de operaciones y el de mediciones, no se deben descuidar ciertas operaciones de control que permitan asegurarse contra errores groseros, tal es el caso de cubiertas, pisos, revoques, pinturas, etc.

A modo de referencia, la planilla de cómputo métrico tendrá la siguiente forma:

No	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD O No DE VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	VOLUMEN PARCIAL	VOLUMEN TOTAL	TOTAL
1									
2									

Tabla N°11: Planilla de cálculos métricos. Fuente propia

2.5.3. Precios unitarios.-

Los precios unitarios se refieren al costo por unidad de volumen, área o longitud, según corresponda, para cada ítem de construcción.

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas; tomado en cuenta como beneficios sociales el 50% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10% y como utilidad el 8%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

2.5.4. Presupuesto.-

El presupuesto de la obra se lo determina de acuerdo a los precios unitarios multiplicado por cada cómputo métrico referido; con esto anticipamos el costo total de la obra y se puede estimar una utilidad conveniente. Se debe tener cuidado porque un mal presupuesto puede generar pérdidas para la empresa encargada de la construcción de la obra.

2.5.5. Planeamiento y Cronograma.-

El planeamiento y cronograma de una construcción se lo determina de acuerdo a una ruta crítica y cantidad de obreros necesarios en cada una de las etapas de la construcción de la obra, existen varios métodos como ser PERT, CPM, PERT-CPM y GANTT. En nuestro caso usaremos el método GANTT para la elaboración del planeamiento y determinar el cronograma de la obra.

El cronograma se lo realizó utilizando el método de barras Gantt utilizando los siguientes pasos:

1. Dibujar los ejes horizontal y vertical.
2. Escribir los nombres de las tareas sobre el eje vertical.
3. Se dibujan los bloques correspondientes a las tareas que no tienen predecesoras. Se sitúan de manera que el lado izquierdo de los bloques coincida con el instante cero del proyecto (su inicio).
4. A continuación, se dibujan el bloque correspondiente a las tareas que sólo dependen de las tareas ya introducidas en el diagrama. Se repite este punto hasta haber dibujado todas las tareas.

En resumen, para la planificación de actividades relativamente simples, el gráfico de Gantt representa un instrumento de bajo costo y extrema simplicidad en su utilización.

El plan de ejecución de encuentra en el ANEXO VII

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO.-

3.1. Análisis del levantamiento topográfico.-

Realizando el análisis del levantamiento topográfico realizado por la Honorable Alcaldía Municipal de Cercado se determinan las siguientes características que presenta el terreno de emplazamiento de la obra:

- **Relieve.-** Presenta una pendiente suave en dirección norte sur de 0.01%, con una superficie plana consolidada por las construcciones civiles ejecutadas hasta el momento (Avenida Integración, doble vía) y no presenta mayores problemas al replanteo y ejecución inmediata de la obra sin realizar trabajos de movimientos de tierra.

3.2. Análisis del estudio de suelos.-

En base al trabajo realizado por la honorable Alcaldía municipal de Cercado mediante ensayos de granulometría, clasificación de suelos y ensayos de penetración a una profundidad de 2,20m se determina lo siguiente:

- **Clasificación.-** El primer estrato que presenta el suelo tiene un espesor 1,85 metros y presenta un suelo granular con presencia de limo y arcilla; continuando con un siguiente estrato de 0,35 metros a la profundidad del pozo de 2,20 metros, que marca también la presencia de un suelo granular tipo A1-a saturado que según la normativa AASHTO se clasifica como suelo buen graduado donde predomina piedra y grava con poca presencia de material ligante. Esta última altura también representa la altura del nivel freático. Al presentar escaso material fino, este suelo se caracteriza por su permeabilidad y sin presencia de límites líquido y plástico.
- **Ensayo de penetración estándar.-** este ensayo realizado por personal del laboratorio de suelos de la Honorable Alcaldía Municipal a una profundidad de 2,20

metros, determina como capacidad portante recomendable $1\text{Kg}/\text{cm}^2$ para todo el estrato.

Los ensayos de laboratorio se pueden ver en el ANEXO I

3.3. Planteamiento estructural.-

De acuerdo al diseño arquitectónico planteado en este proyecto se tiene:

3.3.1. Superestructura.-

3.3.1.1. Calzada.-

La calzada de esta pasarela presenta un ancho para circulación peatonal y de ciclistas de 3 metros. Esta calzada será conformada por una losa de hormigón armado con un espesor de 0,15 metros diseñada mediante la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, a lo largo de los dos tramos 16,30 metros cada una que presenta la pasarela, cuyas juntas de dilatación serán reforzadas mediante perfiles metálicos.

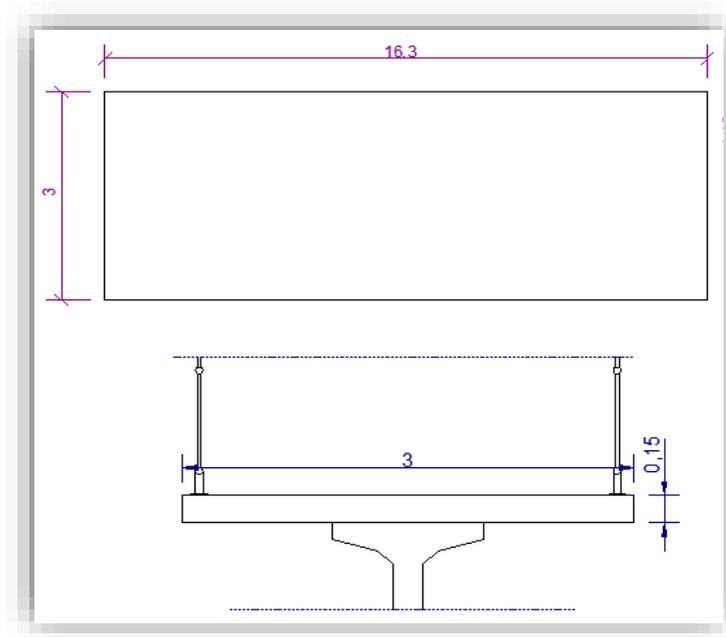


Figura N°10: Dimensionamiento de la losa.

3.3.1.2. Vigas.-

Con el fin de alcanzar las dimensiones propuestas en el diseño arquitectónico, se empleará una viga central de hormigón pretensado con armaduras postesas como elemento resistente de la calzada, se adoptará una sección I con una altura de peralte de 1,30 metros y una longitud de 16,30 metros por tramo, bajo una idealización de vigas simplemente apoyadas descansando ambos extremos en elementos de neopreno a fin de facilitar la expansión y contracción debido a los cambios de temperatura. El diseño corresponderá al empleo de normas y procedimientos establecidos por la norma ACI. Esta determinación se la toma puesto que toda bibliografía disponible para elementos pretensados está basada en esta norma. Asimismo, se realizó una verificación utilizando la norma Española EHE.

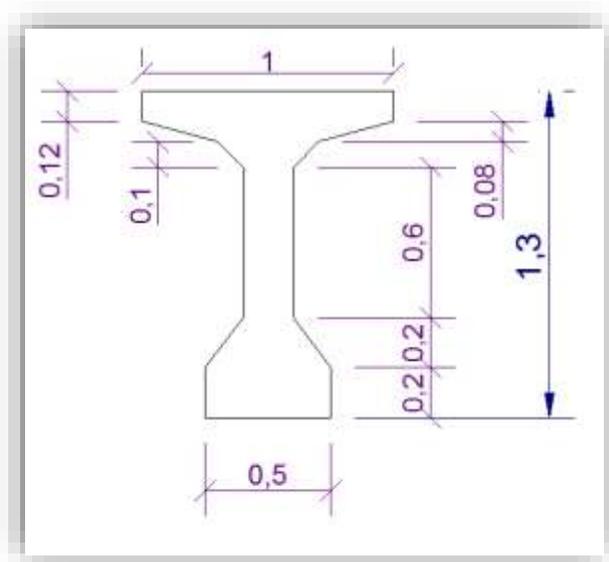


Figura N°11: Dimensionamiento de la viga I

3.3.2. Infraestructura.

3.3.2.1. Pilas.-

Para conformar ambos tramos de la pasarela se diseñarán tres columnas, dos extremas y una central. Estas serán de sección circular con un diámetro de 0,80 metros, y una altura libre de cinco metros, la cual permite el paso libre de vehículos y equipo de construcción de cualquier

tipo sobre la Avenida Integración diseñadas bajo los parámetros establecidos en la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

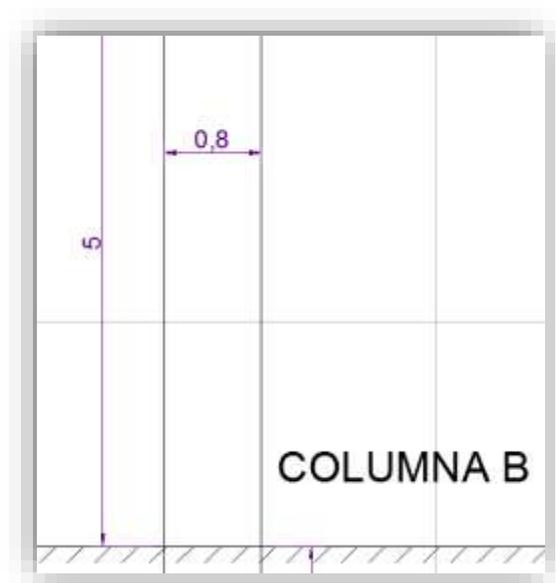


Figura N°12: Dimensionamiento de las pilas

3.3.2.2. Zapatas.-

Para cada columna se diseñarán zapatas aisladas de hormigón armado, con dimensiones acordes a la capacidad resistente del suelo de fundación, a una profundidad recomendada por los ensayos de penetración estándar de 2.20 metros, diseñadas siguiendo los parámetros establecidos en la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

3.3.3. Estructuras complementarias.

3.3.3.1. Barandado

Las barandas son elementos muy importantes, debido a que son las encargadas de brindar la seguridad a los peatones que circulen en la pasarela, es por esto que se adopta los siguientes parámetros para su diseño según recomendaciones de la norma AASHTO LRFD 2004:

- La mínima altura de las barandas para peatones deberá ser de 1060 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera.
- La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 200 mm de diámetro.

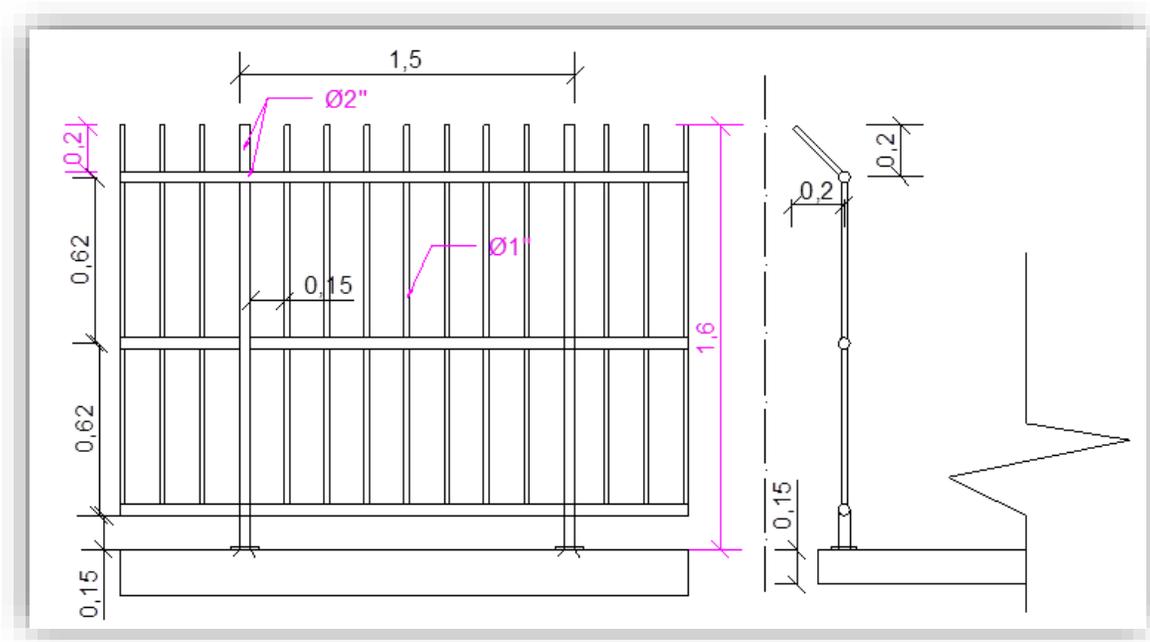


Figura 13: Dimensionamiento del barandado.

3.4. Diseño estructural.-

Dentro de este capítulo se mostrará los resultados obtenidos de todo el marco teórico.

3.4.1. Superestructura

3.4.1.1. Calzada.- Como ya se mencionó anteriormente está conformada por una losa de hormigón armado:

- **Geometría.-** para la geometría se siguió los siguientes parámetros:

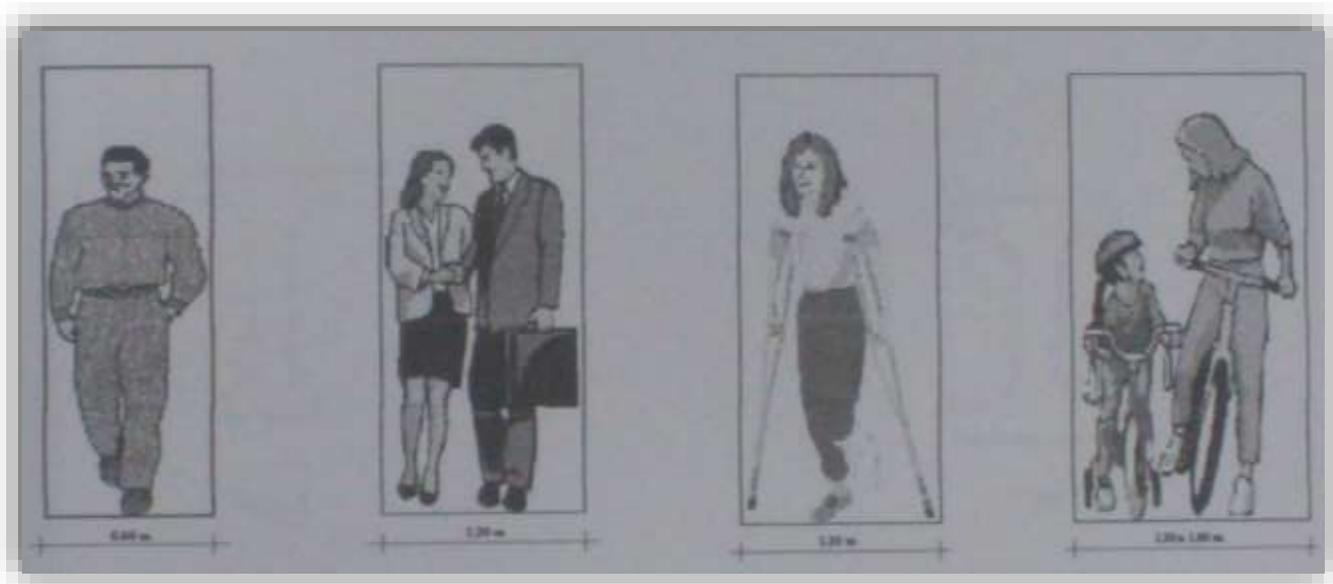


Figura N°14: Ancho mínimo de circulación. Fuente El Arte de proyectar Neufert

Como referencia, se incluye en la tabla siguiente los valores mínimos recomendados para las anchuras de las pasarelas:

Categoría	Empleo	Anchura libre Mínima (m)
Ancha	Peatones y ciclistas (alta densidad de tráfico)	4,50
Normal	Peatones y ciclistas (densidad intermedia de tráfico)	3,50
Estrecha	Peatones y ciclistas (baja densidad de tráfico)	2,50

Tabla N°12: Valores de anchuras para los diferentes posibles usos. Fuente: Tomado de "Puentes de madera", de Kurt Schwaner y otros. 2004

Tomando en cuenta todos estos parámetros se determinó un ancho de calzada de 3m debido a la existencia de grandes congestionamientos peatonales en ocasiones de eventos de dicho centro.

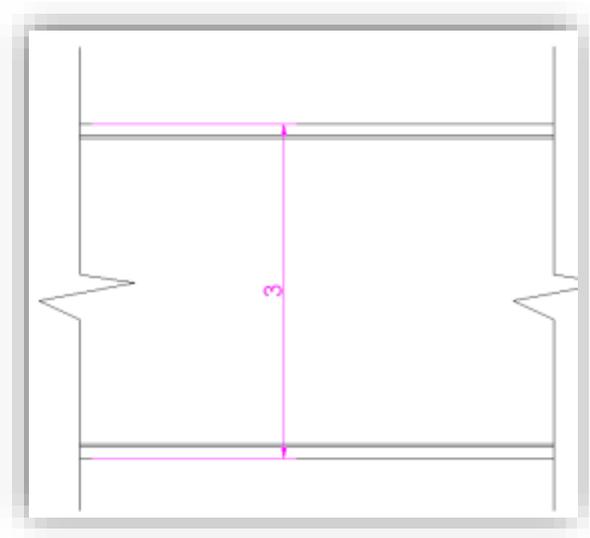


Figura 15: Ancho de calzada para la Pasarela

- **Carga de diseño.-** Según la norma AASHTO:

Se deberá aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de $4,1 \times 10^{-3}$ MPa..

- ✓ Puente peatonal y ciclista $Q=4,1 \times 10^{-3}$ MPa; $Q=$ sobrecarga de diseño.

Análisis de cargas.

Las cargas actuantes sobre la estructura se clasifican como cargas permanentes y cargas vivas. Las cargas permanentes incluyen el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios y otros. Las cargas vivas incluyen las sobrecargas de uso y las sobrecargas provocadas por los agentes externos.

El peso específico del hormigón armado es de 2500 kg/m^3

Diseño estructural de la losa.-

Se tienen dos losas simétricas separadas por una junta de dilatación en el apoyo central de la pasarela. Cada una de las losas se diseñará como una losa continua con un apoyo central de un metro y un volado de un metro también en ambos laterales, asimismo, se tomará en cuenta para el cálculo de la armadura, una pequeña longitud adicional de seguridad para el tramo en voladizo de la losa, tal como se muestra en la figura N°16

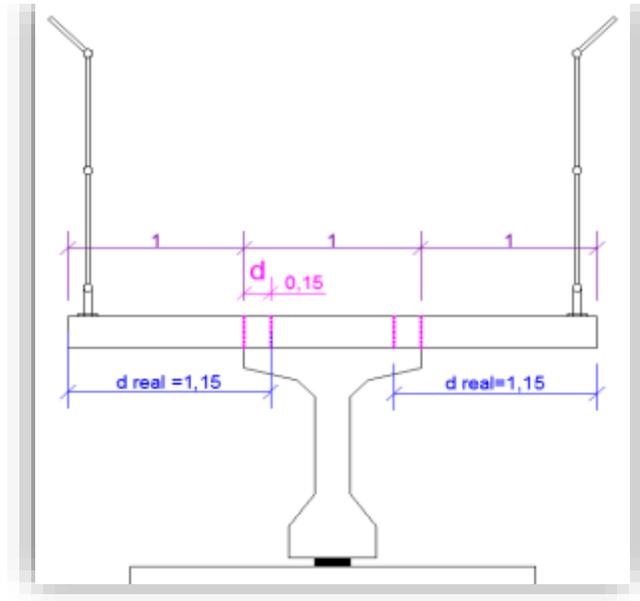
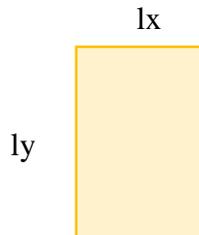


Figura N°16: dimensiones reales del tramo de losa en voladizo.

Tomando en cuenta el largo de anclaje de ambas losas en voladizo con el tramo de losa apoyada, se diseñará una sola armadura longitudinal para todo el ancho de la losa de tres metros, con la armadura calculada para los tramos de losa en voladizo.

Clasificación de las losas.- se clasifican en:

a) Losa armada en una dirección.

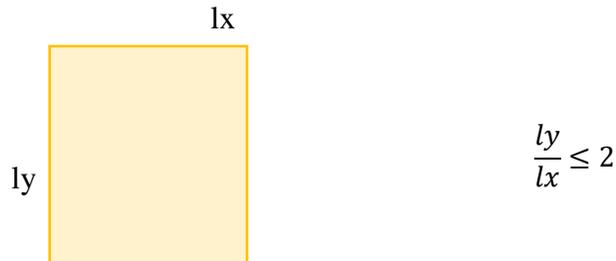


$$\frac{l_y}{l_x} > 2$$

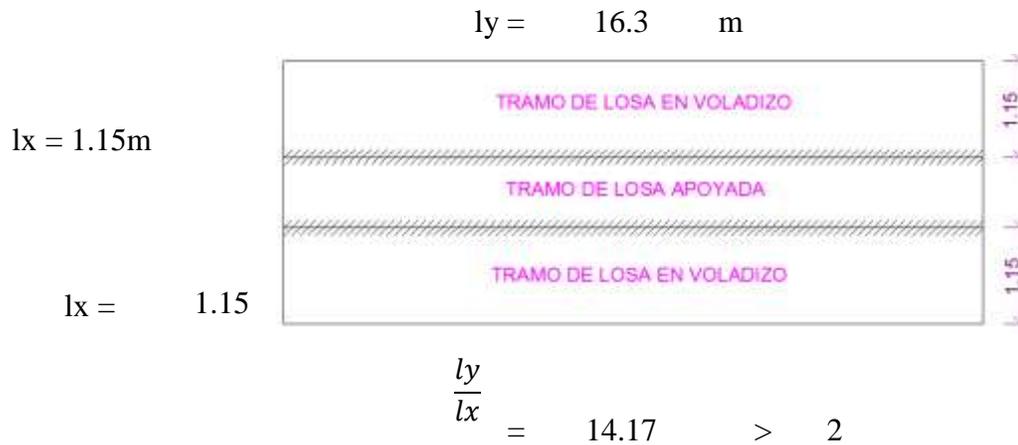
* El momento flector acompaña al eje

ly = Longitud mayor de la losa
 lx = Longitud menor de la losa

b) Losa armada en cruz



* El momento flector acompaña al eje.

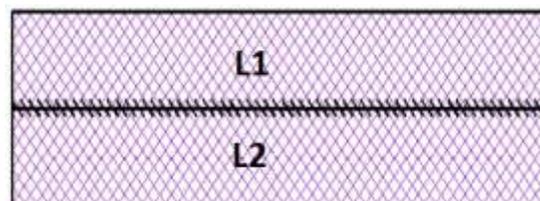


*La losa para la pasarela peatonal se clasifica en losa armada en una sola dirección

***Hipótesis de carga.-** se diseñara una sola losa puesto que ambas son simétricas y se presentan dos únicas hipótesis de carga:

Hipótesis N°1: cuando la carga peatonal y de ciclistas esta esparcida uniformemente en toda la losa:

$Q = 4.1 \text{ KN/m}^2$ (sobre carga de diseño según la Norma AASHTO LRFD 2004)



Hipótesis N°2: cuando toda la carga peatonal se concentra en un lateral de la losa, mayorando la carga máxima para "L1".

Se considera una carga de 7 personas por metro cuadrado, utilizando los parámetros de dimensiones del espacio necesario del libro El Arte de Proyectar "Neufert":

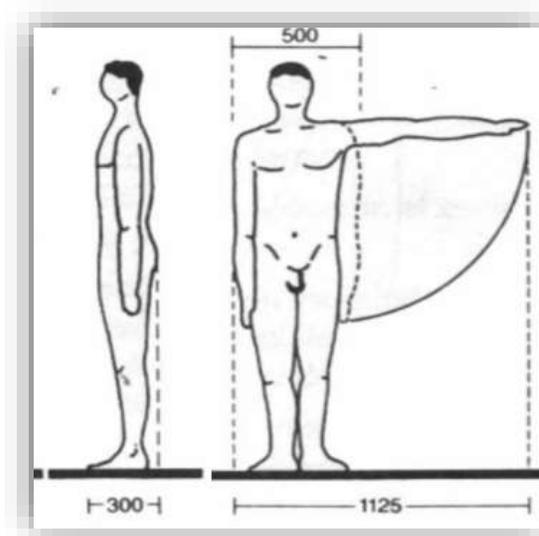


Figura N°17: Dimensiones promedio básicas de una persona (Neufert)

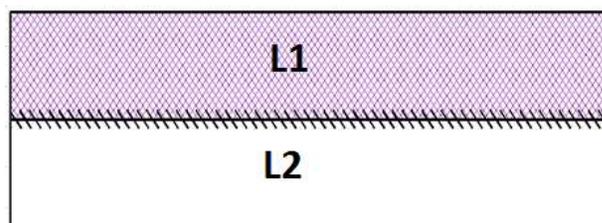
$$\text{Área/persona } 0.3 \times 0.5 = 0.15 \text{ m}^2$$

$$\# \text{ pers/m}^2 = 6.67 \approx 7 \text{ Personas por m}^2$$

Tomando en cuenta un peso estándar de 75Kg por persona se tiene:

$$Q = 7 \text{ pers} \times 75 = 525 \text{ kg por cada metro cuadrado}$$

$$Q = 5.25 \text{ KN/m}^2$$



El peor de los casos es la Hipótesis N°2 puesto que la carga se concentra en una de las losas internas y puede ser el caso tanto para la losa L1 como para la losa L2, debido a esto realizará el diseño tomando en cuenta la Hipótesis N°2.

***Cargas actuantes**

$Q_b = 77.86 \text{ Kgf/m}$ Carga debido al peso propio del barandado.

$Q_{pi} = 10 \text{ Kgf/m}$ Carga de postes de iluminación

$Q_{wb} = 74.4 \text{ Kgf/m}$ Sobre carga del barandado.

Carga debido al peso propio:

$\gamma_H = 2500 \text{ kgf/m}^3$ 25 KN/m^3
 $h = 0.15 \text{ m}$ altura de la losa

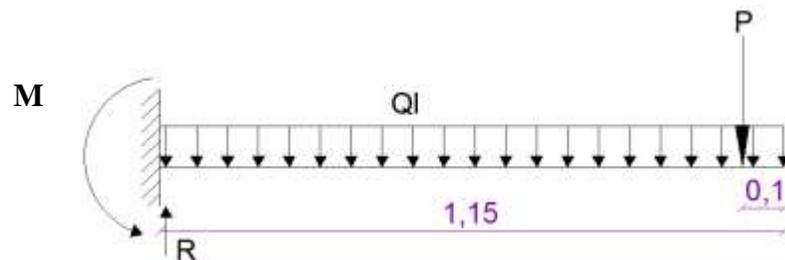
$Q_{pp} = 375 \text{ Kgf/m}^2$

$Q = 525 \text{ Kgf/m}^2$

$Q_{losa} = 900 \text{ Kgf/m}^2$

$P = 162.260 \text{ Kgf/m}^2$

***Cálculo de las reacciones de la losa.-**



$$M = (900 * 1.15) * \frac{1.15}{2} + 162.26 * 1.05 = 765.50 \text{ Kgf m/m}$$

$$R = 900 * 1.15 + 162.26 = 1197.26 \text{ Kg/m}$$

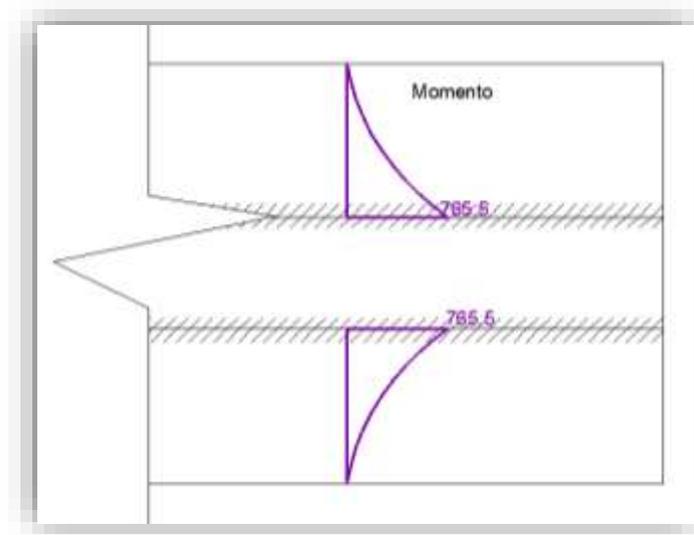


Figura N°18: Diagrama de momentos de la losa.

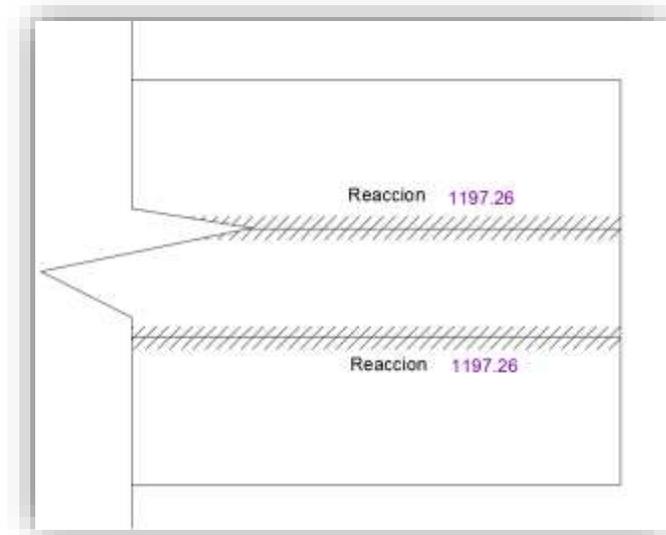


Figura N°19: Reacción en los apoyos de la losa.

***Diseño de la armadura para la losa.-** se seguirá los pasos cumpliendo lo establecido en la Norma Boliviana del Hormigón CBH-87

Se trabajará con una resistencia característica a compresión del hormigón de 210 Kg/cm^2 y un límite elástico del acero de 5000 kg/cm^2

$$f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

f_{ck} = Resistencia caracteristica del hormigon

f_{yk} = Limite elastico del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 140 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 3652.17 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

f_{cd} = Resistencia de calculo del hormigon

γ_c = coeficiente de minorac 1.5

f_{yd} = resistencia de calculo del acero (traccion o compresion)

γ_s = coeficiente de seguridad del acero 1.15

El momento de calculo es:

$$M_d = 1.6 * M = 1224.8 \text{ kg m/m}$$

El momento reducido de calculo se lo determina con la siguiente expresi3n:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} \leq \mu_{lim}$$

Si el momento reducido es menor o igual al momento reducido limite no se necesita armadura a compresion

Donde:

M_d = momento de calculo kg m/m

b_w = 1 m = 100 cm (se analiza por metro lineal)

d = canto util

$$d = h - d_1 = 13 \text{ cm}$$

h = altura de la losa = 15 cm

d_1 = altura de recubrimiento de la losa = 2 cm

$$\mu_d = 0.052 \leq 0.332 \text{ (no necesita armadura a compresion)}$$

μ_{lim} = momento reducido de calculo limite = 0.332
(Tabla N°3)

$$A_s = w_s * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left[\frac{cm^2}{m} \right]$$

Donde:

w_s = cuantia mecánica = 0.0522 (Tabla N°4)

$$A_{s \text{ calc}} = 2.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cuantia minima de armadura $w_{s \text{ min}} = 0.0018$
(tabla 13.8 Hormigon Armado - Jimenez Montoya)

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * bw * d$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se elije la mayor armadura:

$$A_{s \text{ calc}} = 2.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

*Distribucion de la armadura:

$$\text{Area } \phi 8' = 0.503 \text{ cm}^2$$

Numero de barras $\phi 8 = 2.6/0.583 \approx 6$ barras

Espaciamiento de barras = 20 cm \approx 20 cm

$$N^{\circ} \text{ barras real} = \frac{bw}{\text{esp}} + 1 = 6$$

$$A_{s \text{ real}} = N^{\circ} \text{ barras real} * A_{\phi 8}$$

$$A_{s \text{ real}} = 3.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\phi 8 \text{ c}/20\text{cm}$

Para cubrir la parte inferior de la losa se diseñará con la armadura mínima:

$$\text{Area } \phi 6' = 0.283 \text{ cm}^2$$

$$\text{Numero de barras } \phi 6 = 2.34/0.283 \approx 9 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento de barras} = 12.5 \text{ cm} \approx 12.5 \text{ cm}$$

$$\phi 6 \text{ c}/12.5\text{cm}$$

Armadura de distribución.- Se diseñará con una armadura de distribución de $\phi 6$ cada quince centímetros tomando en cuenta los parámetros de la Norma Boliviana CBH 87

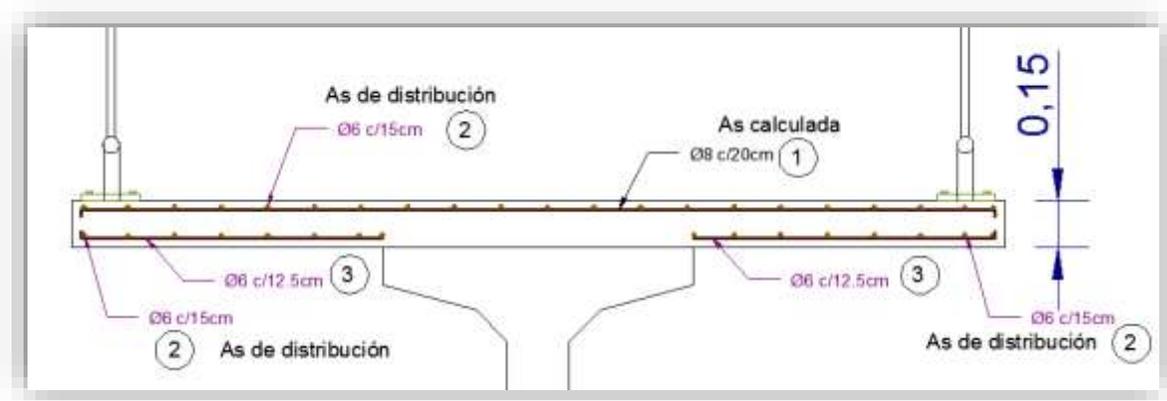


Figura N°20: Armadura de la losa

3.4.1.2. Vigas.-

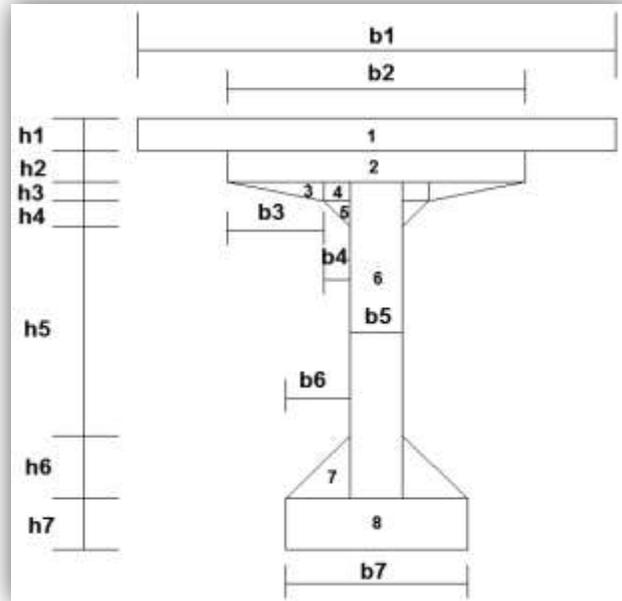
Como ya se mencionó anteriormente se tienen dos vigas postensadas de sección I en dos tramos, ambas simétricas por lo que se detallará el diseño estructural de una sola:

Propiedades geométricas de la viga:

VIGA PARA T = 0

Datos:

h1 =	0.00	cm
h2 =	12.00	cm
h3 =	8.00	cm
h4 =	10.00	cm
h5 =	60.00	cm
h6 =	20.00	cm
h7 =	20.00	cm
h vaina =	10.00	cm
h total =	130.00	cm
b1 =	300.00	cm
b2 =	100.00	cm
b3 =	30.00	cm
b4 =	10.00	cm
b5 =	20.00	cm
b6 =	15.00	cm
b7 =	50.00	cm



Nº	AREA	Yi	A*Yi	di2*A	Ix	Ixi
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1200.00	6.00	7200.00	43200.00	14400.00	57600.00
3	240.00	14.67	3520.00	51626.67	853.33	52480.00
4	160.00	16.00	2560.00	40960.00	426.67	41386.67
5	100.00	23.33	2333.33	54444.44	426.67	54871.11
6	1960.00	61.00	119560.00	7293160.00	1568653.33	8861813.33
7	300.00	103.33	31000.00	3203333.33	6666.67	3210000.00
8	1000.00	120.00	120000.00	14400000.00	33333.33	14433333.33
suma	4960.00				1624760.00	26711484.44

Resultados		
Area	4960.00	cm2
Q	286173.33	cm3
Ix	26711484.44	cm4
C10	57.70	cm
C20	72.30	cm
I0	10200360.11	cm4
excentricidad	62.30	cm

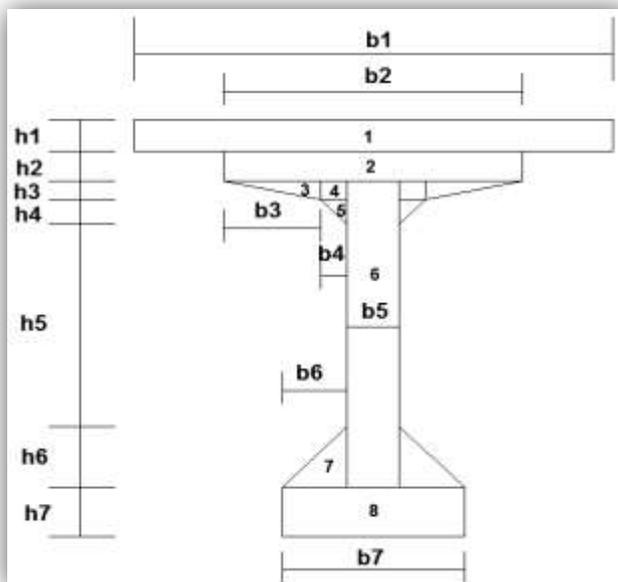
Tabla N°13: propiedades geométricas de la viga para t = 0 (Fuente propia)

VIGA PARA T = ∞

Datos:

- h1 =** 15.00 cm
- h2 =** 12.00 cm
- h3 =** 8.00 cm
- h4 =** 10.00 cm
- h5 =** 60.00 cm
- h6 =** 20.00 cm
- h7 =** 20.00 cm
- h vaina =** 10.00 cm
- h total =** 145.00 cm

- b1 =** 0.00 cm
- b2 =** 110.00 cm
- b3 =** 45.00 cm
- b4 =** 0.00 cm
- b5 =** 20.00 cm
- b6 =** 25.00 cm
- b7 =** 60.00 cm



Nº	AREA	Yi	A*Yi	di2*A	Ix	Ixi
1	0.00	7.50	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1320.00	21.00	27720.00	582120.00	15840.00	597960.00
3	360.00	29.67	10680.00	316840.00	1280.00	318120.00
4	0.00	31.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	38.33	0.00	0.00	0.00	0.00
6	1960.00	76.00	148960.00	11320960.00	1568653.33	12889613.33
7	500.00	118.33	59166.67	7001388.89	11111.11	7012500.00
8	1200.00	135.00	162000.00	21870000.00	40000.00	21910000.00
suma	5340.00				1636884.44	42728193.33

Resultados		
Area	5340.00	cm2
Q	408526.67	cm3
Ix	42728193.33	cm4
C100	76.50	cm
C200	68.50	cm
I00	11474628.28	cm4
excentricidad	58.50	cm

Tabla N°14: propiedades geométricas de la viga para $t = \infty$ (Fuente propia)

Características de la sección:

Datos:

AT=	0.534	m ²
C1=	0.765	m
C2=	0.685	m
Io =	0.1020	m ⁴
e=	0.585	m

Módulo de elasticidad:

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'c'}$$

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 282495.133 \text{ kg/cm}^2$$

Carga debido al peso Propio:

$$q_0 = A_T * \rho_{H^o}$$

AT=	0.534	m²
ρH°=	2500	Kg/m³
qo=	1335	Kg/m

Carga Peso Permanente:

$$qD = 1197.26 \text{ Kg/m}$$

* Carga transmitida por la losa

Cálculo de momentos producidos por todas las cargas:

Dónde:

Mo = Momento debido al peso propio.

MD = Momento debido a las cargas muertas.

ML = Momento debido a las cargas vivas superpuestas.

Como se trata de una viga isostática simplemente apoyada se tiene:

$$M = \frac{q * L^2}{8}$$

1.- CALCULO DEL Mo:

$q_0 =$	1335	kg/m	}	Mo = 44337.02 Kg*m
$L =$	16.3	m		

2.- CALCULO DEL MD:

$q_D =$	1197.26	kg/m	}	MD = 39762.50 Kg*m
$L =$	16.3	m		

3.- CALCULO DEL ML:

$q_L =$	0	kg/m	}	ML = 0.000 Kg*m
$L =$	16.3	m		

MT = 84099.52 kg/m	Momento Total
---------------------------	---------------

Análisis de esfuerzos EN $t=0$ y $t=\infty$

Cálculo de la fuerza de pretensado:

TIEMPO INICIAL

T= 0

A=	5340	cm ²	
I_o=	10200360.11	cm ⁴	
C_{1o}=	76.503	cm	
C_{2o}=	68.497	cm	
e_o=	58.497	cm	
Mo =	4433701.875	kg*cm	
f_{ci}=	245	kg/cm ²	Para hormigón a los 7 días.

Cálculo de las tensiones admisibles del hormigón:

$f_c = 35.00 \text{ Mpa} \longrightarrow 350.00 \text{ kg/cm}$

$f_{ci} = 24.50 \text{ Mpa} \longrightarrow 245.00 \text{ kg/cm}$

$f_{t_i} = 0.25 \sqrt{f'_{ci}}$ $f_{t_i} = 1.24 \text{ Mpa} \longrightarrow 12.37 \text{ kg/cm}$

$f_{c_i} = 0.60 f'_c$ $f_{c_i} = -14.70 \text{ Mpa} \longrightarrow -147.00 \text{ kg/cm}$

$f_{c_s} = 0.45 f'_c$ $f_{c_s} = -15.75 \text{ Mpa} \longrightarrow -157.50 \text{ kg/cm}$

$f_{t_s} = 0.50 \sqrt{f'_c}$ $f_{t_s} = 2.96 \text{ Mpa} \longrightarrow 29.58 \text{ kg/cm}$

1.- PARA LA FIBRA SUPERIOR

$$P_o \leq \frac{F_{t_i} + \frac{M_o * C_{1o}}{I_o}}{\frac{e_o * C_{1o}}{I_o} - \frac{1}{A_o}}$$

$f_{10}: \quad P_o \leq 182034.38 \text{ kg} \quad 181447.37$

$12.52 \leq 12.52 \quad \text{ok}$

2.- PARA LA FIBRA INFERIOR

$$P_o \leq \frac{-F_{c_i} + \frac{M_o * C_{2o}}{I_o}}{\frac{e_o * C_{2o}}{I_o} + \frac{1}{A_o}}$$

$f_{20}: \quad P_o \leq 304738.46 \quad 304738.46$

$-147.00 \geq -147.00 \quad \text{ok}$

TIEMPO FINAL

T= ∞

A=	5340.00	cm ²
I _{oo} =	10200360.11	cm ⁴
C _{1oo} =	76.50	cm
C _{2oo} =	68.50	cm
e _{oo} =	58.50	cm
M _t =	8409951.99	kg*cm
f _c =	350.00	kg/cm ²
η=	0.80	
I _{oo} =	11474628.28	

PARA HORMIGON EN TIEMPO INFINITO

1.- PARA LA FIBRA SUPERIOR

$$P_o \geq \frac{F_{cs} + \frac{M_t * C_{1oo}}{I_{oo}}}{\frac{e_{oo} * n * C_{1oo}}{I_{oo}} - \frac{n}{A_{oo}}}$$

f₁₀₀: **P_o ≥ -469378.11 -625361.54**

-157.50 >= -157.50

ok

2.- PARA LA FIBRA INFERIOR

$$P_o \geq \frac{-F_{ts} + \frac{M_t * C_{2oo}}{I_{oo}}}{\frac{e_{oo} * n * C_{2oo}}{I_{oo}} + \frac{n}{A_{oo}}}$$

f₂₀₀: **P_o ≥ 57191.97 48051.58**

29.93 <= 29.93

ok

Determinación del número de torones:

Conjunto solución:

TIEMPO INICIAL T= 0

$$P_o \leq 181447.37 \text{ Kg}$$

$$P_o \leq 304738.464 \text{ Kg}$$

TIEMPO FINAL T= oo

$$P_o \geq -625361.54 \text{ Kg}$$

$$P_o \geq 48051.58 \text{ Kg}$$



DATOS:

$$f_{pu} = 18980 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,74 * f_{pu} = 14045 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 0.987 \text{ cm}^2$$

$$P_T = A * (0,74 * f_{PU})$$

$$P_T = 13863 \text{ Kg}$$

NUMERO DE TORONES

$$\frac{237895}{13863} = 3.47$$

$$N^\circ = 3$$

$$\frac{395774}{13863} = 22.0$$

$$N^\circ = 20$$

$$N^\circ = 12$$

SE ADOPTA 2 vainas de 6 torones cada una.

Pi exacto	165650.18	165.65	a	0.74 de Fpu
Pi elegido	165700.00	165.70	a	0.74 de Fpu

Comprobación de esfuerzos admisibles:

f _{1o} =	1.69 ≤	12.37 Kg/cm ²	ok!!!
f _{2o} =	-77.39 ≥	-147.00 Kg/cm ²	ok!!!
f _{1oo} =	-30.58 ≥	-157.50 Kg/cm ²	ok!!!
f _{2oo} =	-20.11 ≤	29.58 Kg/cm ²	ok!!!

Cálculo de la excentricidad

Resumen de datos:

$L =$	1630 cm	tiempo $t = 0$	
$P_i =$	165700 Kg	$c_1 =$	57.70 cm
$Q_o =$	12.4 kg/cm	$c_2 =$	72.30 cm
$Q_{Total} =$	24.3726 kg/cm	Inercia =	10200360.1 cm ⁴
$h_{total} =$	130.00 cm	tiempo $t = \infty$	
área =	4960.00 cm ²	$c_1 =$	76.50 cm
$f_{ti} =$	12.37 kg/cm	$c_2 =$	68.50 cm
$f_{ci} =$	-147.00 kg/cm	inercia =	11474628.3 cm ⁴
$f_{cs} =$	-157.50 kg/cm	$n =$	0.8
$f_{ts} =$	29.58 kg/cm		

Ecuación del Momento Flector.

$$M_{O(x)} = \frac{Q_o * L * x}{2} - \frac{Q_o * x^2}{2}$$

$$M_{T(x)} = \frac{Q_{Total} * L * x}{2} - \frac{Q_{Total} * x^2}{2}$$

Inecuaciones para la estimación de la Excentricidad.

Para $t = 0$

$$f_{10}: \quad e \leq \frac{\left(F_{ti} + \frac{M_o * C_1}{I} + \frac{P_i}{A} \right) * I}{P_i * C_1}$$

$$f_{20}: \quad e \leq \frac{\left(F_{ci} - \frac{M_o * C_2}{I} + \frac{P_i}{A} \right) * I}{-P_i * C_2}$$

Para $t = \infty$.

$$f_{1\infty}: \quad e \geq \frac{\left(-F_{cs} + \frac{M_T * C_1}{I} + \frac{\eta P_i}{A} \right) * I}{\eta * P_i * C_1}$$

$$f_{2\infty}: \quad e \geq \frac{\left(-F_{ts} - \frac{M_T * C_2}{I} + \frac{\eta P_i}{A} \right) * I}{-\eta * P_i * C_2}$$

Inecuaciones de exentricidad:

Distancia	Mo	Mt	Mo	Mt	Inec. I	Inec. II	Inec. III	Inec. IV
m	Kg*m	Kg*m	Kg*cm	Kg*cm	cm	cm	cm	cm
0	0.00	0.00	0	0	48.85	96.71	-150.12	-68.75
1	9486.00	18645.04	948600	1864503.9	54.57	102.44	-136.05	-54.69
2	17732.00	34852.82	1773200	3485281.8	59.55	107.41	-123.83	-42.46
3	24738.00	48623.34	2473800	4862333.7	63.78	111.64	-113.44	-32.07
4	30504.00	59956.60	3050400	5995659.6	67.26	115.12	-104.89	-23.52
5	35030.00	68852.60	3503000	6885259.5	69.99	117.85	-98.18	-16.81
6	38316.00	75311.33	3831600	7531133.4	71.97	119.84	-93.31	-11.94
7	40362.00	79332.81	4036200	7933281.3	73.21	121.07	-90.27	-8.91
8	41168.00	80917.03	4116800	8091703.2	73.69	121.56	-89.08	-7.71
9	40734.00	80063.99	4073400	8006399.1	73.43	121.30	-89.72	-8.35
10	39060.00	76773.69	3906000	7677369	72.42	120.29	-92.20	-10.84
11	36146.00	71046.13	3614600	7104612.9	70.66	118.53	-96.52	-15.16
12	31992.00	62881.31	3199200	6288130.8	68.15	116.02	-102.68	-21.32
13	26598.00	52279.23	2659800	5227922.7	64.90	112.76	-110.68	-29.31
14	19964.00	39239.89	1996400	3923988.6	60.90	108.76	-120.52	-39.15
15	12090.00	23763.29	1209000	2376328.5	56.14	104.01	-132.19	-50.83
16	2976.00	5849.42	297600	584942.4	50.64	98.51	-145.71	-64.34
16.3	0.00	0.00	0	0	48.85	96.71	-150.12	-68.75

Puntos de la posición de las fronteras de condición

	f1o	f2o	f1oo	f2oo	
Lim Sup	Lim Inf	Inec1	Inec 2	Inec3	Inec4
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
130.00	0.00	23.46	-24.41	226.62	137.25
130.00	0.00	17.73	-30.13	212.56	123.18
130.00	0.00	12.76	-35.11	200.33	110.96
130.00	0.00	8.53	-39.34	189.94	100.57
130.00	0.00	5.05	-42.82	181.39	92.02
130.00	0.00	2.32	-45.55	174.68	85.31
130.00	0.00	0.33	-47.53	169.81	80.44
130.00	0.00	-0.90	-48.77	166.78	77.40
130.00	0.00	-1.39	-49.25	165.58	76.21
130.00	0.00	-1.13	-48.99	166.23	76.85
130.00	0.00	-0.12	-47.98	168.71	79.33
130.00	0.00	1.64	-46.22	173.03	83.65
130.00	0.00	4.15	-43.72	179.19	89.81
130.00	0.00	7.40	-40.46	187.19	97.81
130.00	0.00	11.41	-36.46	197.02	107.65
130.00	0.00	16.16	-31.71	208.70	119.32
130.00	0.00	21.66	-26.20	222.21	132.84
130.00	1.00	23.46	-24.41	226.62	137.25

Trayectoria del cable

Punto de apoyo	82.5 cm	
Punto central	10 cm	
Luz	1630 cm	
H vaina	10.00 cm	$E=AX^2+BX+C$

Ecuación de la trayectoria del cable

A	1.09E-04	X^2
B	-0.18	X
C	82.5	

e para h/2 58.50 cm Desde el centroide de tiempo infinito

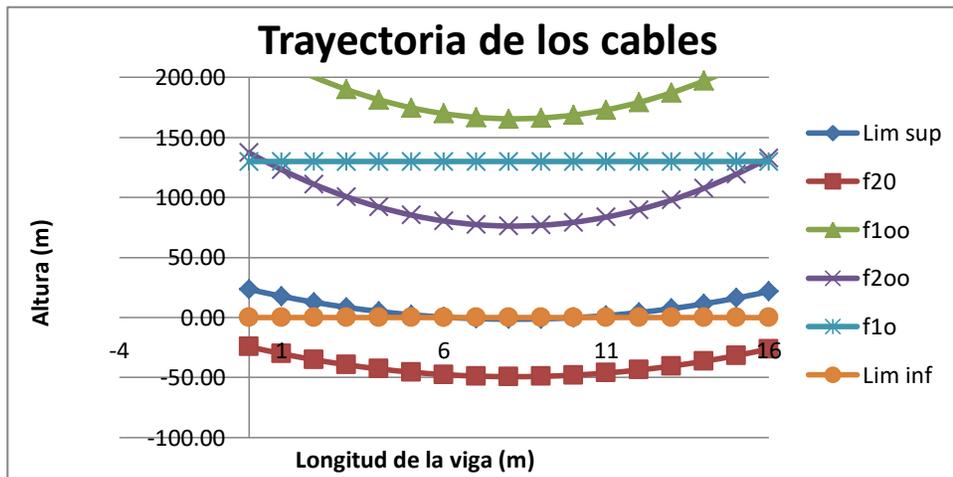
Para la Vaina Superior

Punto de apoyo	105	A	1.25E-04	X^2
Punto central	22	B	-0.20	X
Luz	1630	C	105	

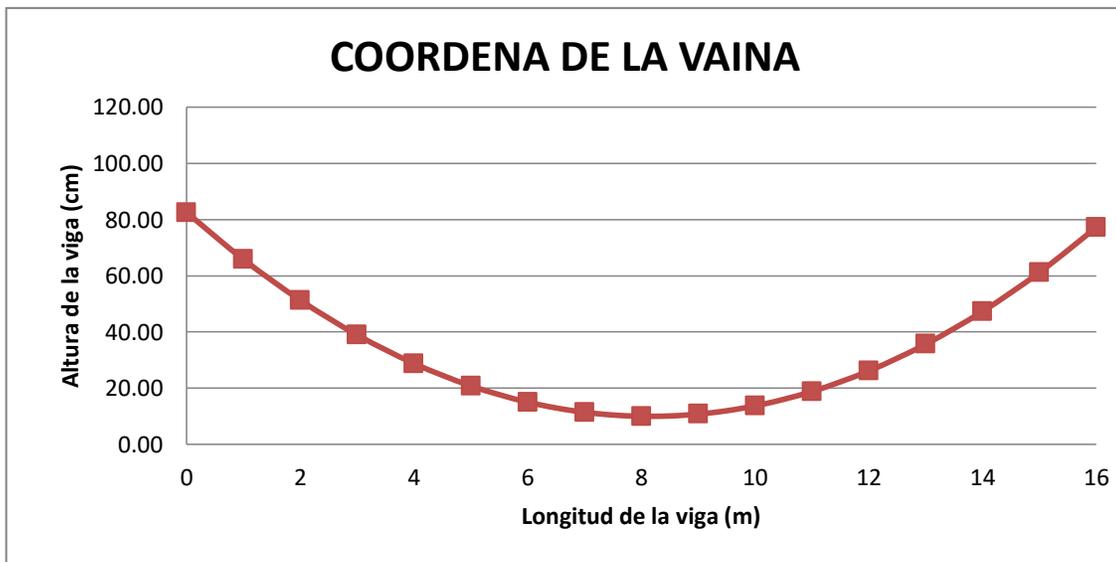
Para la vaina Inferior

Punto de apoyo	70	A	9.03E-05	X^2
Punto central	10	B	-0.15	X
Luz	1630	C	70	
d=	35 cm			

Distancia entre los ejes de las vainas en los apoyos considerando 25 cm de alto para la placa de anclaje de 6 torones y un espaciamiento entre vainas de 10cm.



Coordenadas de las vainas				
m	cm	Vaina Sup.	Cable	Vaina Inf.
0	0	105.00	82.50	70.00
1	100	85.88	65.80	56.18
2	200	69.26	51.28	44.17
3	300	55.14	38.95	33.96
4	400	43.52	28.80	25.56
5	500	34.40	20.83	18.96
6	600	27.78	15.05	14.18
7	700	23.65	11.44	11.19
8	800	22.03	10.02	10.02
9	900	22.90	10.79	10.65
10	1000	26.28	13.74	13.09
11	1100	32.15	18.87	17.34
12	1200	40.52	26.18	23.39
13	1300	51.39	35.67	31.25
14	1400	64.76	47.35	40.91
15	1500	80.63	61.22	52.39
16	1600	99.00	77.26	65.66
16.3	1630	105.00	82.50	70.00



Pérdidas de pretensado

1) Pérdidas instantaneas:

1.1 Pérdida por fricción:

$$P_o = P_x * e^{k * l_x + u * \alpha}$$

cuando:

$$(k * l_{px} + u_p * \alpha_{px}) \leq 0.30$$

$$P_o = \frac{P_x}{1 + k * l_x + \mu * \alpha}$$

Tipo de Tendon	k		μ	
Tendones inyectados en conducto metalico				
Tendones de Alambre	0%	0%	15%	25%
Barras de alta Resistencia	0%	0%	8%	30%
Torones de Siete Hilos	0%	0%	15%	25%
Tendones no Adheridos				
Tendones de Alambre Cubiertos con Masilla	0%	0%	5%	15%
Torones de Siete Hilos Cubiertos con Masilla	0%	0%	5%	15%
Tendones Preengrasados de Alambre	0%	0%	5%	15%
Torones Preengrasados de Siete Hilos	0%	0%	5%	15%

Tabla N°6: Valores de los coeficientes K y μ. (Arthur Nilson)

Datos

L= 1630% m

e= 6230% cm

Px= 16570000% kg

lpx= 815% m

k= 0% coeficiente por deformación no intencional del ducto

up= 20% coeficiente por curvatura vaina metálica galvanizada

Ecuación de la Parábola (CABLE)

E=Ax²+Bx+C

A= 0% X²

B= -18% X

C= 8250%

$$\alpha = \frac{dE}{dx}$$

Sección	A	B	C	Unidades
x	0%	815%	1630%	m
α	18%	18%	17%	*
κl + μα	4%	4%	5%	*
Po=	16000652%	15881125%	15763370%	kg/cm ²
% perdida	344%	416%	487%	%

1.2 Pérdida por acñamiento:

Datos

Po=	165700 kg	
L=	1630 cm	
Es=	2000000.00 Kg/cm ²	
anclaje=	0.6 cm	Recomendado por protende
As =	11.84 cm ²	

$$\Delta f_{s, deslizamiento} = \frac{\Delta L}{L} * E_s \quad \begin{array}{l} 736.20 \text{ kg/cm}^2 \\ 8719.51 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

%Pérdida= 5.26 %

1.3 Pérdida por acortamiento elástico:

datos

Es =	2000000 kg/cm ²	Pi-10% =	149130
Ec =	300000 kg/cm ²	Inercia	10200360
Pi =	165700 kg	Area	4960.00
Atoron =	0.987	e	62.30
N torones =	6	r	45.35
n vainas =	2	M	4118195

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

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad n = 6.67$$

$$f_c = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_o * e}{I_c} \quad f_c = 61.66$$

$$\Delta f_{s, elástico} = n * f_c$$

Afs =	411.09 kg/cm ²	% PERDIDA	2.94
	4869.01 kg		

Se emplea la mitad de la pérdida

% pérdida = 1.47 %

2) Pérdidas diferidas

2.1 Pérdida por flujo plástico

Para elementos con tendones adherentes

$$CR = K_{cr} * \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{cds})$$

Para elementos con tendones no adherentes

$$CR = K_{cr} * \frac{E_s}{E_c} * f_{cpa}$$

DATOS

Kcr=	2 elementos pretensados	$f_{cir} = \frac{M\sigma^*e}{Ic} - \frac{P\sigma^*e^2}{Ic} - \frac{P\sigma}{Ac}$	f _{cir} =	71.31
Kcr=	1.6 elementos postesados		$f_{cds} = \frac{Md}{Ic} * e$	f _{cds} =
Es=	2000000.00 kg/cm ²			
Ec=	300000 kg/cm ²			
Mo=	4118195 kg*cm			
Po=	165700 kg		CR =	501.59 kg/cm ²
Ac=	4960.00 cm ²			
Ic=	10200360.11 cm ⁴		CR =	3.59 %
Esfuerzo σ	13990.20601 kg/cm ²			
e=	62.30 cm			
Mo=	3976250.118 kg*cm			

2.2 Pérdida por contracción del acero

La retracción es el acortamiento del hormigón debido a un fenómeno químico producido en el fraguado.

$$\sigma = 8.2 * 10^{-6} K_{sh} * E_s * (1 - 0.024 * V/S) * (100 - RH)$$

Ambiente	Humedad Relativa (RH) media	
En aire muy Humedo	90	%
En general al aire libre	70	%
En aire seco (p.e. en ambientes interiores secos)	50	%

K_{sh}= 1 para elementos pretensados.
 K_{sh}= 1.6 para elementos postesados, se muestran en la siguiente tabla:

Tiempo (días)	1	3	5	7	10	20	30	60
K _{sh}	0.92	0.85	0.8	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

Tabla N°7: Valores de K_{sh}. Fuente Estructuras de concreto "Arthur Nilson"

Datos

Perímetro = 474.38 cm
 Es = 2000000.00 Kg/cm²
 Ac = 4960.00 cm²
 V/S = 10.46 cm Espesor ficticio
 RH = 75 % Humedad relativa media es tarija
 σ = 13990.20601 Kg/cm²

Tiempo días	1	3	5	7	10	20	30	60
SH	140.57	129.87	122.23	117.65	111.54	97.78	88.62	68.76
%	1.00	0.93	0.87	0.84	0.80	0.70	0.63	0.49

2.3 Pérdida por relajamiento del acero

El relajamiento se define como la pérdida de esfuerzo de un material esforzado manteniendo su longitud constante.

$$RE = (Kre - J * (SH + CR + ES)) * C$$

Valores de Kre y J

Tipo de Cable	Kre (psi)	J	Kre(Kg/cm2)
Cordon o alambre aliviado de tensiones Grado 270	20	0.15	1.4
Cordon o alambre aliviado de tensiones Grado 250	18.5	0.14	1.295
Alambre aliviado de tensiones Grado 240 o 235	17.6	0.13	1.232
Cordon de baja Relajación Grado 270	5000	0.04	350
Alambre de baja relajacion Grado 250	4630	0.037	324.1
Alambre de baja relajacion Grado 240 o235	4400	0.035	308
Barra aliviada de tensiones Grado 145 o160	6000	0.05	420

Tabla N°8: Valores de Kre y J. Fuente Estructuras de concreto "Arthur Nilson"

SH=	117.65	kg/cm2
CR=	501.59	kg/cm2
Es =	411.09	kg/cm2
σ =	13990.21	kg/cm3
C=	0.95	(Tabla N°9)
Kre=	350	kg/cm2
J=	0.04	

$$RE = 293.35 \text{ kg/cm2}$$

$$RE = 2.10 \%$$

PERDIDAS DE PRETENSADO		
1. POR FRICCION	4.16	%
2. POR ACUÑAMIENTO	5.26	%
3. POR "ES"	1.47	%
4. POR "CR"	3.59	%
5. POR "SH"	0.84	%
6. POR "RE"	2.10	%
TOTAL=	17.4	%

$$n \text{ adoptado} = 18 \%$$

Fuerza de pretensado efectiva:

$$Pe = Po * n$$

$$Pe = 135874 \text{ kg}$$

DISEÑO A CORTANTE.-

Bases Del Diseño.-

El diseño por cortante sigue el procedimiento descrito en el capítulo 9 de la norma ACI para el cortante máximo obtenido a partir de la combinación de cargas más desfavorable.

El diseño de las secciones transversales sometidas a cortante se basa en la relación:

$$V_u = \frac{U * L}{2}$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante aplicada bajo cargas factorizadas

V_n = Resistencia Nominal al cortante de sección.

ϕ = Factor de reducción de la resistencia para cortante, 0.75 según ACI

Como se desarrolla en el análisis estructural efectuado, la combinación de cargas que genera el cortante máximo, es la combinación que corresponde al estado de Resistencia II.

$$U = 1,2 * DC + 1,6 * PL$$

De esto se obtiene:

$$V_u = 28893.0866 \text{ Kg}$$

La resistencia nominal de al cortante V_n se calcula de la ecuación:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo para cortante.

Cálculo de V_c

El valor de V_c debe tomarse como el menor de los valores de V_{ci} y V_{cw}

Agrietamiento por Corte y Flexión (Cálculo de V_{ci}):

Está dado por la siguiente ecuación:

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} * b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{max}}$$

Donde:

$$\begin{aligned}L &= 16.3 & \text{m} \\h/2 &= 0.65 & \text{m} \\bw &= \text{Ancho del alma} \\bw &= 0.2 & \text{m} \\bw &= 20 & \text{cm}\end{aligned}$$

d_p = Se define como el canto útil de la viga. (0.80 h)

$$\begin{aligned}d_p &= 1.04 & \text{m} \\d_p &= 104 & \text{cm}\end{aligned}$$

f_c = Se refiere a la resistencia característica del Hormigón a los 28 días

$$f_c = 35 \text{ Mpa} = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

V_d = Cortante debido solo al peso propio de la viga en la sección estudiada

$$V_d = \frac{q_0 * L}{2} + q_0 * X \quad \boxed{X = \frac{h}{2}}$$

$$V_d = 11748 \text{ Kg}$$

V_i = Cortante debido a la carga permanente mas la carga viva en la sección estudiada.

$$V_i = 1,2 * \left(\frac{q_{DL} * L}{2} - q_{DL} * X \right) + 1,6 * \left(\frac{q_{PL} * L}{2} - q_{PL} * X \right)$$

$$q_{DC} = 2532.26 \text{ Kg/m}$$

$$q_{PL} = 0 \text{ Kg/m}$$

$$V_i = 22790.34 \text{ Kg/m}$$

M_{max} = Momento flector producido por la carga permanente mas la carga viva en la sección estudiada

$$M_{max} = 1,2 * \left(\frac{q_{DC} * L}{2} * X - q_{DC} * \frac{X^2}{2} \right) + 1,6 * \left(\frac{q_{PL} * L}{2} * X - q_{PL} * \frac{X^2}{2} \right)$$

$$q_{DC} = 2532.26 \text{ Kg/m}$$

$$q_{PL} = 0 \text{ Kg/m}$$

$$M_{max} = 15455.65 \text{ Kg*m}$$

Mcre = Es el momento que produce el agrietamiento por flexión calculado por la siguiente ecuacion:

$$M_{cre} = \frac{I}{Y_t} * \left[\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + |f_{pe}| - |f_d| \right]$$

Donde:

$$\begin{aligned} I_c &= 0.102003601 \text{ m}^4 \\ I_c &= 10200360.11 \text{ cm}^4 \\ Y_t &= 0.723 \text{ m} \\ Y_t &= 72.304 \text{ cm} \end{aligned}$$

f_{pe} = Esfuerzo de compresión en la fibra tensionada, debido a la fuerza de pretensado solamente
En nuestro caso en la fibra inferior:

$$f_{pe} = - \left[\frac{P_e}{A} + \frac{P_e * e * C_2}{I_c} \right]$$

$$\begin{aligned} P_e &= 132560.00 \text{ Kg} \\ A &= 4960.0 \text{ cm}^2 \\ e &= 62.30 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f_{pe} = -85.268 \text{ Kg/cm}^2$$

f_d = Esfuerzo de compresión en la fibra tensionada debido al peso propio de la viga

$$f_d = \frac{[M_o(h/2)] * C_2}{I_c}$$

$$M_o = 1343039.16 \text{ Kg*cm}$$

$$F_d = 9.52 \text{ Kg/cm}$$

De todo esto se tiene:

$$M_{cre} = \frac{I}{Y_t} * \left[\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + |f_{pe}| - |f_d| \right]$$

$$M_{cre} = 13325629.5 \text{ Kg*cm}$$

$$M_{cre} = 133256.295 \text{ Kg*m}$$

Con los valores obtenidos podemos calcular:

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} * b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{max}}$$

$$V_{ci} = 227699.524 \text{ Kg}$$

Agrietamiento por Corte en el Alma (Cálculo de V_{cw}):

V_{cw} = Será el cortante que resiste el Hormigón antes del agrietamiento del alma y esta dado por la siguiente ecuación:

$$V_{cw} = \left(0.928 * \sqrt{f'_c} + 0.3 * f_{pc}\right) * b_w * d_p + V_p$$

Donde:

f_{pc} = Esfuerzo de compresión en el centroide de la sección en $t = \infty$

$$f_{pc} = \frac{Pe}{A_c}$$

$$f_{pc} = 26.726 \text{ Kg/cm}^2$$

V_p = Contracortante.- Componente vertical de la fuerza de la fuerza de pretensado en la sección estudiada.

$$V_p = Pe \text{ sen } \alpha$$

Derivando la ecuación del cable

Ec. Cable:

$$Y = 7.7283E-05 x^2 + -0.1192482 x + 56$$

$$Y' = 3.8642E-05 x + -0.1192482$$

$$y'(x = h/2) = -0.1192231 \quad \text{tg } \alpha = m$$

$$\alpha = 6.799^\circ$$

$$\text{sen } \alpha = 0.11838$$

$$Pe = 132560.00 \text{ Kg}$$

$$V_p = Pe * \text{sen } \alpha = 15693.0759 \text{ Kg}$$

Entonces tenemos que V_{cw} es igual:

$$V_{cw} = 68481.4629 \text{ Kg}$$

De esto para V_c se toma el menor de V_{ci} y V_{cw} por lo tanto tenemos que:

$$V_c = 68481.4629 \text{ Kg}$$

Y luego tenemos:

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

Armadura de Corte

Se presentan los siguientes casos

si $V_u \leq \frac{V_c}{2}$ No necesita Armadura Transversal

si $\frac{V_c}{2} < V_u \leq V_c$ Se requiere Armadura mínima

si $V_u > V_c$ Se necesita Armadura por Corte

si $V_u \geq 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$ Se necesita Armadura por Corte con $S_{max} = 30 \text{ cm}$

si $V_u \geq 2.12 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$ Se tiene que cambiar de sección

Para nuestro caso tenemos que:

$$V_u = 24765.50 \text{ Kg} < \begin{matrix} V_c/2 = 34240.73 \text{ Kg} \\ V_c = 68481.46 \text{ Kg} \end{matrix}$$

Por lo que esta en el primer caso, calculamos la armadura mínima para corte.

Armadura mínima

Para el cálculo de la Armadura mínima se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{min} = \frac{3.5 * b_w * s}{f_y}$$

Donde:

A_{min} = Armadura mínima
 b_w = Ancho del alma
 s = Espaciamiento
 f_y = Resistencia a la fluencia

Si despejamos S de la ecuación anterior, tenemos un espaciamento máximo

$$S_{max} = \frac{A_{min} * f_y}{3.5 * b_w}$$

Asumiendo un diámetro de estribo :

$$\varnothing = 6.0 \text{ [mm]}$$

El área del estribo será:

$$A = 28.27 \text{ mm}^2$$

El Alma de la viga deberá tener 2 costuras o piernas

$$A = 56.55 \text{ mm}^2 = 0.57 \text{ cm}^2$$

La resistencia a la fluencia será igual a:

$$f_y = 4200 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Para esta área se tiene que el espaciamento máximo será igual a:

$$S_{max} = 33.93 \text{ cm}$$

También tiene que cumplir que:

$$S_{max} \geq 30 \text{ cm}$$

Por ultimo hacemos la verificación

$$S_{max} \leq 0.75 * H$$

$$S_{max} \leq 0.75 * 1.3 = 97.5 \text{ cm}$$

$$S_{max} \leq 97.5 \text{ cm}$$

Teniendo en cuenta estas limitaciones asumo un valor que cumpla con las mismas.
 Se adopta como espaciamento para los estribos o armadura de corte.

$$S = 35 \text{ [cm]}$$

\varnothing	6	[mm]	C/ 30 cm
---------------	---	------	----------

Diseño de la zona extrema de las vigas.-

Para las vigas con tendones de postensado, deberán usarse prismas o bloques extremos para distribuir las fuerzas concentradas de preesforzado en el anclaje. Cuando todos los tendones son alambres pretensados o cables de 7 alambres, no se requerirá el uso de bloques extremos.

Los bloques extremos tendrán área suficiente para admitir el espaciamiento del acero de preesfuerzo. Preferiblemente, serán tan anchos como el patín más angosto de la viga. Tendrán una longitud por lo menos a los tres cuartos del peralte de la viga. En miembros postensados se colocará un emparrillado con poca separación de varillas verticales y horizontales cerca de la cara del bloque extremo para resistir el desgarramiento y un refuerzo con poco espaciamiento, tanto en sentido vertical como horizontal a través de la longitud del bloque.

En vigas postensadas, se colocarán, dentro de una distancia de $d/4$ del extremo de la viga, estribos verticales actuando a un esfuerzo unitario de 1406.2 kg/cm^2 para resistir por lo menos el 4% de la fuerza total del preesfuerzo, estando el estribo final tan próximo al extremo de la viga como sea posible.

Estudios en los laboratorios de la Portland Cement Association indicaron una ecuación empírica para el diseño de los estribos para controlar el agrietamiento horizontal en los extremos de las trabes. I postensadas:

$$A_t = 0.021 * \frac{T}{f_s} * \frac{h}{l_t}$$

Donde:

A_t = Área total requerida en la sección transversal de los estribos en el extremo de la viga, para distribuirse uniformemente en una longitud igual a un quinto del peralte en la viga.

T = fuerza total de preesfuerzo efectiva, lb

f_s = esfuerzo admisible para el acero de los estribos, lb/plg²

h = peralte de la viga en plg.

l_t = Longitud de transferencia, suponiéndose, aproximadamente 50 veces el diámetro del cable.

Datos:

$$T = 135874 \text{ Kg} \rightarrow 299550.9 \text{ lbf}$$

$$f_s = 3652.17 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 51954.96 \text{ lbf/plg}^2$$

$$h = 1.3\text{m} \rightarrow 51.18 \text{ plg}$$

$$l_t = \phi_{\text{cable}} \rightarrow 0.5\text{plg} * 50 = 25 \text{ plg}$$

$$A_t = 1.56\text{cm}^2 \rightarrow \text{Área requerida de concreto que debe distribuirse uniformemente en } 1/5h$$

$$L = 1/5 * 1.3 = 0.26\text{m} \approx 30\text{cm}$$

$$\text{Adoptando un } \phi 8\text{mm} \rightarrow A_{\phi 8} = 0.503\text{cm}^2$$

$$N^{\circ}_{\text{barras}} = \frac{A_c}{A_{\phi}} = \frac{1.56}{0.503} \approx 3\text{barras}$$

$$Esp = \frac{L}{N^{\circ}_{\text{barras}}} = \frac{30}{3} = 10\text{cm}$$

Ø8 c/10cm

Se adoptan estribos para la zona de apoyos, de $\phi 8\text{c}/10\text{cm}$ distribuida uniformemente en toda la longitud de la sección de apoyo que es igual a la altura del peralte de la viga $L=1.3\text{m}$

Refuerzo longitudinal en la viga

Debe reconocerse que el agrietamiento en las vigas de concreto es un fenómeno no probabilístico, y que los espesores de las grietas en una estructura pueden exceder a los valores máximos calculados. Las grietas aisladas sobrepasan dos veces los valores máximos calculados pueden ocurrir a veces, aunque generalmente la variación del espesor de la grieta es más o menos 40 por ciento.

Una información limitada es de pruebas indica que el incremento del espesor máximo de las grietas debido a las cargas sostenidas durante dos años es más o menos 100 por ciento. Las cargas de alto grado de repetición cíclico incrementan el espesor de las grietas mediante un factor que se encuentra entre 1,5 y 4, dependiendo del nivel de la carga.

En el código ACI no se encuentran reglamentaciones con relación específicamente al espesor de las grietas en miembros presforzados. Sin embargo, se incluyen requerimientos específicos para el caso especial de las vigas con tendones de presfuerzo no adheridos, basándose en las observaciones de que tales miembros desarrollan grietas más grandes y fallan a cargas menores que los miembros con tendones adheridos. Para tales casos, un área mínima de refuerzo, A_s es requerida tal como se da la ecuación.

$$A_s = 0.004 * A$$

Donde A se define como el área de la parte de la sección transversal total del concreto entre la cara de tensión por flexión y el centro de gravedad. Este refuerzo debe distribuirse uniformemente a través de la zona de tensión precomprimida, tan cerca como sea posible en la cara en tensión.

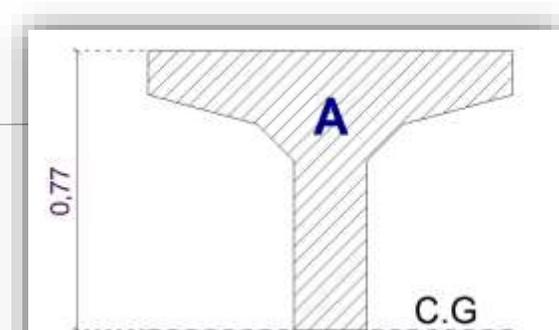


Figura N°21: Área entre la cara de tensión por flexión y el centro de gravedad de la viga

$$A = 0.3\text{m}^2$$

$$A_s = 0.004 * 0.3 = 0.0012\text{m}^2$$

$$A_s = 12 \text{ cm}^2$$

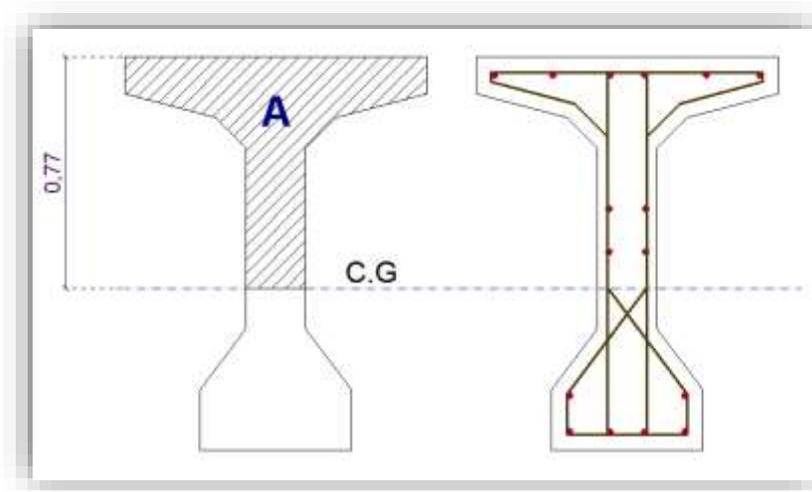


Figura N° 22: Armadura longitudinal de la viga I

Dividiendo el área requerida de refuerzo entre en número de varillas en esa sección se tiene un diámetro de:

$$\phi = \frac{A_s}{N^{\circ}_{barras}}$$

$$\phi = \frac{12}{10} = 1.2cm^2 \approx \phi 12$$

Con la finalidad de controlar el agrietamiento en el miembro antes del postensado, se oagregaran varillas longitudinales sin presforzar y se verifica también la siguiente fórmula:

$$A_s = 0.002 * A_c$$

Donde:

A_s = área del refuerzo longitudinal.

A_c = sección total del concreto.

$$A_c = 0.496m^2$$

$$A_s = 0.002 * 0.496 = 0.000992m^2$$

$$A_s = 0.992 cm^2$$

Dividiendo el área requerida de refuerzo entre el número de varillas en toda sección se tiene un diámetro de:

$$\phi = \frac{A_s}{N^{\circ}_{barras}}$$

$$\phi = \frac{0.992}{16} = 0.62cm^2 \approx \phi 10$$

Adoptamos el valor mayor: **16 barras $\phi 12$**

3.4.2. Infraestructura.-

3.4.2.1. Pilas.-

Las pilas de la pasarela peatonal están conformadas por columnas de hormigón armado como se lo mencionó anteriormente. A continuación se detallará el diseño estructural para la columna A y el cálculo para las columnas B y C se encuentran detalladas en el ANEXO II.

Cargas actuantes:

Las cargas actuantes en las pilas serán la reacción de la viga apoyada en dicha pila, más su peso propio como se puede apreciar en la siguiente figura:

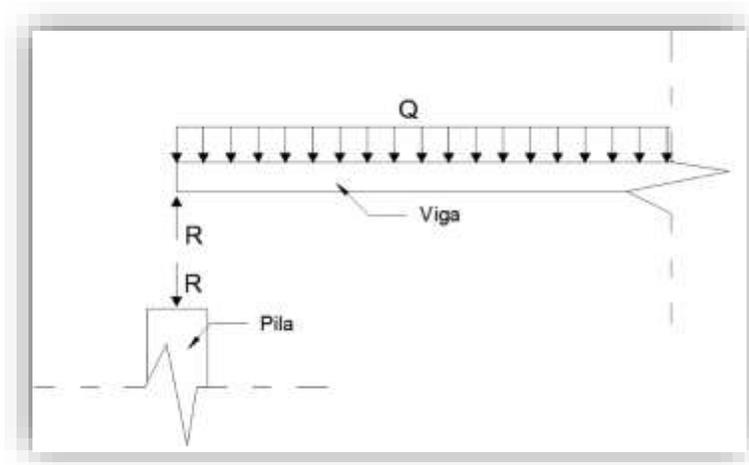


Figura N°23: Acción y reacción de la viga a la pila.

$R = \text{cortante máximo en la viga} = V_u$

$V_u = 28893.09 \text{ kg}$

Carga por peso propio:

$PP = \gamma_{H^\circ} * Vol = 9047.79 \text{ kg}$

$\gamma_{H^\circ} = 2500 \text{ kg/m}^3$

- Carga permanente DC:

$$DC = Vu + PP$$

$$DC = 37940.87 \text{ kg}$$

También se toma en cuenta la acción del viento, con una velocidad máxima para la ciudad de Tarija de $v = 80 \text{ Km/h}$ (*Datos estadísticos sacados proporcionados por el INE*)

$$w = \frac{v^2}{16}$$

Dónde:

w = presión dinámica del viento (Kg/m^2)

v = Velocidad del viento (m/s) = 22

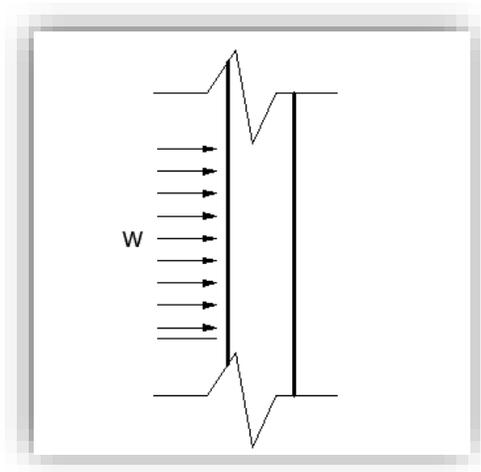


Figura N°24: Acción de la presión dinámica del viento en la columna.

$$w = \frac{22.22^2}{16}$$

$$w = 30.97 \text{ Kg/m}^2$$

La longitud total de las columnas es de 7.20 metros con un diámetro de 0.8 metros, el área donde se aplica la acción del viento será:

$$A = 7.2 * 0.8 = 5.76m^2$$

Por lo tanto, la carga puntual aplicada en el centro de la columna es de:

$$Q_w = w * A$$

$$Q_w = 30.97 * 5.76 = 177.18 \text{ Kg.}$$

Esta carga se tomará en cuenta como un momento aplicado en la columna debido a la acción del viento:

$$M_w = Q_w * (l/2)$$

Dónde:

M_w = momento debido a la carga de viento.

Q_w = Carga debida a la acción del viento

l = longitud total de la viga.

$$M_w = 642.20 \text{ kg} * \text{m}$$

Hipótesis de carga.- se la diseña con la misma hipótesis planteada para la viga y losa anteriormente:

$$U = 1.6 * DC$$

$U = 60705.40 \text{ kg} \Rightarrow$ Carga de diseño para la pila A

Diseño estructural de las columnas.- se realizará el diseño de acuerdo a lo establecido en la Norma Boliviana del Hormigon Armado CBH 87

Columna A

Datos:

l =	7.20	m	Altura de la columna
D =	0.80	m	Diametro de la sección
Vu =	28893.09	Kg	Cortante maximo de la viga
PP =	9047.79	Kg	
γH°=	2500	kg/m3	
Nd =	60705.40		Kg Esfuerzo axial de cálculo
Mw =	642.20	kg*m	Momento debido a la carga de viento

Se trabajara con una resistencia caracteristica a compresion del hormigon de 210 Kg/cm² y un limite elástico del acero de 5000 kg/cm²

fck =	210.00	Kg/cm ²
fyk =	4200.00	Kg/cm ²

fck = Resistencia caracteristica del hormigon
fyk = Limite elastico del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 105.00 \text{ Kg/cm}^2 \qquad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 3652.17 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

f_{cd} =	Resistencia de calculo del hormigon
γ_c =	coeficiente de minoracion = 2.00
f_{yd} =	resistencia de calculo del acero (traccion o compresion)
γ_s =	coeficienre de seguridad del acero= 1.15

Las inercias del soporte y de la viga son respectivamente:

$$I_{col} = \frac{\pi * D^4}{64} = 0.0201 \text{ m}^4$$

La longitud de pandeo esta dada por la siguiente tabla:

SUSTENTACION DE LA PIEZA	$l_0 = \alpha * l$
Un extremo libre y otro empotrado	$l_0 = 2 * l$
Articulado en ambos extremos	$l_0 = l$
Biempotrada, con libre desplazamiento normal a la directriz	$l_0 = 0.7 * l$
Articulacion fija en un extremo y empotramiento en el otro	$l_0 = 0.5 * l$

Tabla 15: Longitud de pandeo de las piezas aisladas (H°A° Jiménez Montoya Tabla 18.2)

$$l_0 = 2 * l = 14.40 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{I}} \leq 35 \text{ Esbeltez mecánica}$$

$$\lambda_g = \frac{l_0}{h} \leq 10 \text{ Esbeltez geométrica}$$

$$\lambda = 72.00 \leq 35 \quad \text{NO}$$

$$\lambda_g = 18.00 \leq 10 \quad \text{NO}$$

La pieza puede considerarse corta

Es necesario efectuar comprobacion al pandeo

$$e_a = \left(0.85 + \frac{f_{yd}}{12000} \right) \frac{h + 20 * e_0}{h + 10 * e_0} * \frac{l_0^2}{i} * 10^{-4}$$

Donde:

e_a = excentricidad ficticia equivalente a los efectos del segundo orden.

e_0 = excentricidad de primer orden = M/N. No se tomará menor que el valor mínimo.

h = canto total medido paralelamente al plano de pandeo.

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero, en kp/cm²

l_0 = longitud de pandeo.

i = radio de giro de la seccion de hormigón. 20.00

$$e_0 = \frac{M}{Nd} \rightarrow e_0 = 1.1 \text{ cm}$$

Por lo tanto de adopta la excetricidad menor permisible como dice la Norma:

$$e_0 \geq 2 \text{ cm}$$

por lo tanto:

$$e_a = 14.36 \text{ cm}$$

$$e_t = 16.36 \text{ cm. excentricidad total}$$

Excentricidad de primer orden:

REFUERZO LONGITUDINAL

DATOS

Excentricidad total:	etotal =	16.36	cm
Esfuerzo normal de calculo mayorado	Nd =	60705.40	Kg
Canto paralelo al eje	d=	80.00	cm
Resistencia cálculo del hormigon	fcd =	105.00	Kg/cm2
Resistencia cálculo del acero	fyd =	3652.17	Kg/cm2

CALCULOS

$$v = \frac{N_d}{A * f_{cd}}$$

Axil reducido	v =	0.115
---------------	-----	-------

$$\mu = \frac{N_d * e_t}{A * d * f_{cd}}$$

Momendo reducido	$\mu =$	0.024
------------------	---------	-------

Cuantía mecánica	w =	0.000
------------------	-----	-------

De ábacos Figura N° 6

La capacidad mecánica de la cuantía total necesaria sera:

$$U = A_s * f_{yd}$$

$$U = \omega * A * f_{cd}$$

Donde:

U = capacidad mecánica de la cuantía.

A_s = área necesaria de acero.

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

A = área de la sección de la columna

N_d = Esfuerzo axial de cálculo

Por lo tanto la capacidad mecánica de la armadura total es:

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} = 5026.55 \text{ cm}^2$$

$$U = 0.00 \text{ kg}$$

Por lo tanto se diseñara con la armadura mínima

La armadura mínima es:

$$A_s = 0,008 * A_c$$

As =	40.21	cm ²
------	-------	-----------------

*Distribución de la armadura:

$$\text{Area } \phi 20' = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Número de barras } \phi 20 = 40.21/3.14 \approx 13 \text{ barras}$$

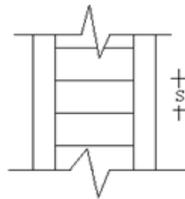
$$\text{Espaciamiento de barras} = 360^\circ/N^\circ \text{barras}$$

$$e = 27.69230769 \text{ grados}$$

$$A_s = 13 \phi 20 \text{ c}/(17\text{cm})$$

Armadura transversal

Para el cálculo de la armadura transversal en las columnas, la separación entre estribos será:



La separación de los estribos en las estructuras ubicadas en zonas sísmicas importantes o expuestas a la acción del viento y en general, cuando se trata de obras especialmente delicadas, la separación S no debe ser superior a 12ϕ por lo tanto:

$$s = 30.00 \text{ cm}$$

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

$$\phi_{est} = \frac{1}{4} * \phi_{long} = 6.25 \text{ mm}$$

$$\phi 8 \text{ c}/30 \text{ cm}$$

El detalle del cálculo de todas las columnas se encuentra en el ANEXOII



Figura N°25: Detallamiento de la armadura para la columna A

3.4.2.2. Zapatas.-

Para el diseño de las zapatas aisladas se siguió los parámetros establecidos en la NB CBH-87; a continuación se muestra el diseño de la zapata A, el cálculo de las zapatas B y C se encuentran

Se realiza la comprobación de la zapata correspondiente a la columna A, la misma es una zapata aislada con las características que se indica a continuación. en

el Anexo II.

Se tiene los siguientes datos:

N =	60.71 [tn]	fck =	210 [kg/cm ²]	$\gamma_c =$	1.5
		fyk =	4200 [kg/cm ²]	$\gamma_s =$	1.15
Hy =	0.175 [tn]	ao =	0.80 [m]	$\gamma_f =$	1.6
Mx =	10.57 [tn*m]	bo =	0.8 [m]		
		$\gamma_{H^\circ A^\circ} =$	2.5 [tn/m ³]	fcd =	140 kg/cm ²
$\sigma_{adm} =$	10 [tn/m ²]			fyd =	3652 kg/cm ²
C =	30 [Kn/m ²]	→	(Para suelos A1-a)		

Las solicitaciones que resiste la zapata se muestran en el gráfico siguiente:

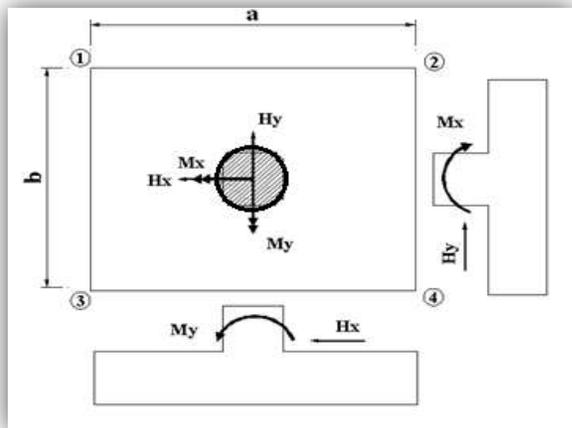


Figura N° 26: Cargas actuantes en la zapata.

Cálculos previos:

Mayoramos el valor de la fuerza normal N, en un 5% por desconocer el valor del peso propio de la zapata.

$$N^* = N + 5\% N$$

$$N^* = 63.741 \text{ [tn]}$$

$$\sigma = \frac{N^*}{A} < \sigma_{adm}$$

Trabajando en el limite, igualando $\sigma = \sigma_{adm}$ y despejando A:

$$A = \frac{N^*}{\sigma_{adm}}$$

$$A = 6.3741 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$\text{Si } a = b \rightarrow b = \sqrt{A} \rightarrow \begin{cases} b = 2.52 \text{ [m]} \\ a = 2.52 \text{ [m]} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{¡Valores limites!} \\ \text{se deben elegir valores} \\ \text{superiores a estos pudiendo } a > b \end{array}$$

1ra Tentativa:

Se debe hacer variar "a" y "b", hasta encontrar la alternativa mas conveniente siempre que no se sobrepase la tensión admisible σ_{adm} .

$$a = 3.00 \text{ [m]}$$

$$b = 3.00 \text{ [m]}$$

Cálculo de las tensiones en las cuatro esquinas de la zapata:

Ecuacion general de tensiones:

$$\sigma_i = \frac{N^*}{A} \pm \frac{6 * Ma}{a^2 * b} \pm \frac{6 * Mb}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

i = corresponde a los números designados en cada una de las esquinas de la zapata

$$\text{Ec 1: } \sigma_1 = \frac{N^*}{A} - \frac{6 * Ma}{a^2 * b} < \sigma_{adm}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 4.732 < \sigma_{adm} = 10 \text{ [tn/m}^2\text{]}$$

$$\text{Ec 2: } \sigma_2 = \frac{N^*}{A} - \frac{6 * Mb}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = 4.73 < \sigma_{adm} = 10 \text{ [tn/m}^2\text{]}$$

$$\text{Ec 3: } \sigma_3 = \frac{N^*}{A} + \frac{6 * Ma}{a^2 * b} < \sigma_{adm}$$

$$\Rightarrow \sigma_3 = 9.43 < \sigma_{adm} = 10 \text{ [tn/m}^2\text{]}$$

$$\text{Ec 4: } \sigma_4 = \frac{N^*}{A} + \frac{6 * Mb}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

$$\Rightarrow \sigma_4 = 9.432 < \sigma_{adm} = 10 \text{ [tn/m}^2\text{]}$$

Determinación del canto útil:

Utilizamos las siguientes expresiones para encontrar el canto útil "d", para obtener un canto útil eficaz, y de esta manera, evitar las comprobaciones debidas a cortante y punzonamiento.

El canto útil d, debe ser el mayor de cualquiera de las siguientes expresiones:

$$d \geq \begin{cases} d_1 = \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{(a_o + b_o)}{4} \\ d_1^* = \frac{2 * (a - a_o)}{4 + k} \\ d_2^* = \frac{2 * (b - b_o)}{4 + k} \end{cases} \quad \text{con} \quad \begin{cases} k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_t} \\ f_{vd} = 0.50 * \sqrt{f_{cd}} \quad [\text{kg/cm}^2] \end{cases}$$

donde:

f_{vd} = Resistencia convencional del hormigón a cortante

f_{cd} = Resistencia de cálculo de hormigón a compresión

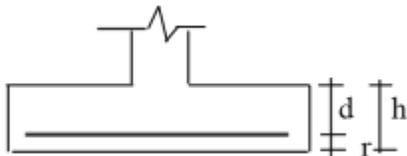
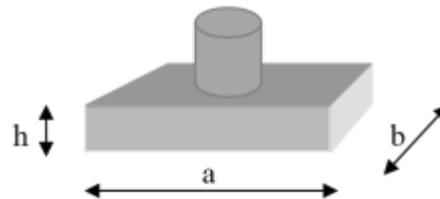
γ_f = Coeficiente de seguridad de la sollicitación a flexión ($\gamma_f = 1.60$)

σ_t = Tensión uniforme del terreno sin tomar en cuenta el peso de la zapata.

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} f_{vd} = 5.92 \quad [\text{Kg/cm}^2] \\ k = 14.79 \\ d_1 = 0.29 \quad [\text{m}] \\ d_1^* = 0.23 \quad [\text{m}] \\ d_2^* = 0.23 \quad [\text{m}] \end{array} \right\} \text{Se elije el mayor: } d = 0.30 \quad [\text{m}]$$

Asumiendo un recubrimiento de $r = 5$ [cm]

Obtenemos: $h = 0.35$ [m]



Corrección de Momentos:

$$M_x^* = M_x + H_y * h \rightarrow M_x^* = 10.64 \quad [\text{tn*m}]$$

Cálculo del peso propio de la zapata:

$$P_p = Vol * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \rightarrow Pp = 7.88 \text{ [tn]}$$

$$P_p = (a * b * c) * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

Corrección de la Normal:

$$N^* = N + P_p \quad N^* = 68.58 \text{ [tn]}$$

Cálculo de los esfuerzos con los Momentos y la Normal corregida:

$$\text{Ec 1: } \sigma_1 = \frac{N^*}{A} - \frac{6 * Ma}{a^2 * b} - \frac{6 * Mb}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

$$\text{Ec 2: } \sigma_2 = \frac{N^*}{A} - \frac{6 * Ma}{a^2 * b} < \sigma_{adm}$$

$$\text{Ec 3: } \sigma_3 = \frac{N^*}{A} + \frac{6 * Ma}{a^2 * b} < \sigma_{adm}$$

$$\text{Ec 4: } \sigma_4 = \frac{N^*}{A} - \frac{6 * Ma}{a^2 * b} < \sigma_{adm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \Rightarrow \sigma_1 = 5.2701 \text{ [tn/m}^2\text{]} \\ \Rightarrow \sigma_2 = 5.2701 \text{ [tn/m}^2\text{]} \\ \Rightarrow \sigma_3 = 9.97 \text{ [tn/m}^2\text{]} \\ \Rightarrow \sigma_4 = 9.97 \text{ [tn/m}^2\text{]} \end{array} \right\} < \sigma_{adm} = 10 \text{ [tn/m}^2\text{]} \text{ OK !!!}$$

Graficando las tensiones en las esquinas de la zapata se tiene:

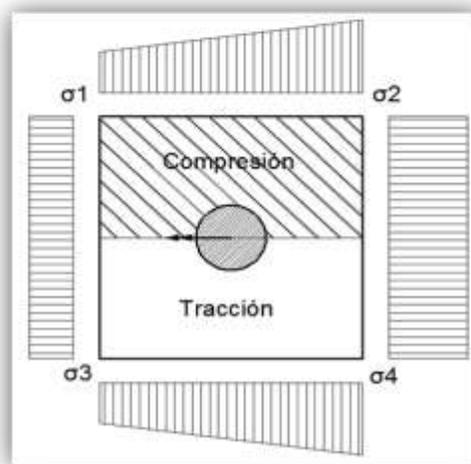


Figura N°27: Diagrama de tensiones en la zapata

Verificación al vuelco:

Para la verificación al vuelco, se comprobará que los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores (N, Pp), respecto a un punto, superen a los momentos de vuelco (M, H) en ambas direcciones.

Se debe verificar: $\gamma_{v(a)}, \gamma_{v(b)} \geq 1.50$
donde:

$\gamma_{v(a)}, \gamma_{v(b)}$ = Coeficientes de vuelco

$$\gamma_{v(b)} = \frac{(N + P_p) * (b/2)}{M * x} \longrightarrow \gamma_{v(b)} = 9.7 \} \geq 1.50 \text{ OK !!!}$$

Verificación al deslizamiento:

Para la verificación al deslizamiento, se debe garantizar que la fuerza estabilizante, esto es el rozamiento existente entre la base de la zapata y el terreno o la cohesión (base suelo), superen a las fuerza deslizantes (H).

Se deberá verificar según el tipo de suelo:

- 1). $(N+P)*\text{tg}\phi_d \geq (1,50)*H \longrightarrow$ Para suelos sin cohesión (arenas)
- 2). $A*C_d \geq (1,50)*H \longrightarrow$ Para suelos cohesivos (arcillas)

Donde:

$\phi_d = 2/3\phi$ Ángulo de rozamiento interno de cálculo (minorado)
 $C_d = 0,50*C$ Valor de cálculo (minorado) de la cohesión
 $A =$ Superficie de la base de la zapata

Como tenemos un suelos cohesivo, se verifica con la ec. 2

Para las dos direcciones:

$$\gamma_{d(b)} = \frac{A * C_d}{H_y} \geq 1.50 \longrightarrow \gamma_{d(b)} = 77.0 \} \geq 1.50 \text{ OK !!!}$$

Cálculo de la armadura a flexión:

La armadura a flexión se determina en una sección S-S, a una distancia "la", "lb" del extremo de la zapata, a 0,15a_o y 0,15b_o del bloque del pilar en ambas direcciones.

Como se observa en la figura:

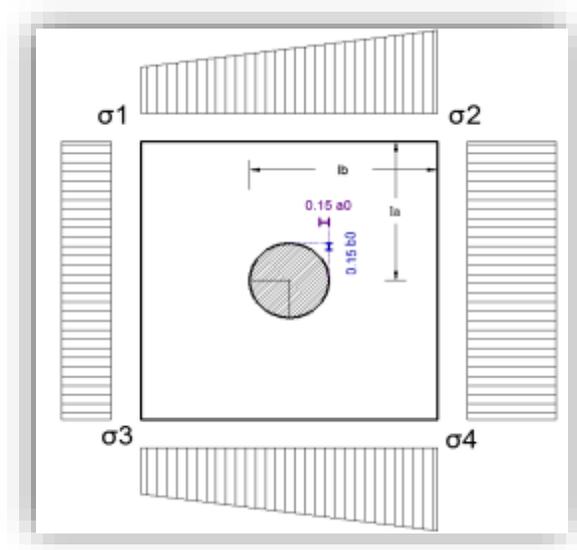
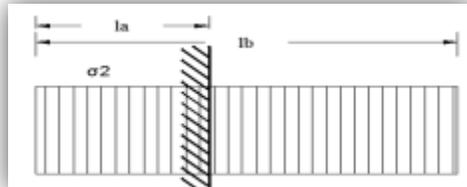


Figura N°28: Longitud "la y lb" del extremo de la zapata

Como se trata de una zapata cuadrada, se diseña del lado mas desfavorable y se repetirá en ambas direcciones puesto que el momento debido al viento se puede producir en cualquier dirección.

Cálculo del momento en la dirección "b"

$$l_a = \frac{(b - b_o)}{2} + 0.15 * b_o \longrightarrow l_a = 1.22 \text{ [m]}$$



el momento será:

$$M_b = \frac{\sigma_2 * l^2}{2} \longrightarrow M_b = 3.92 \text{ [tn*m]}$$

$$M_{bd} = M_b * \gamma_f \longrightarrow M_{bd} = 6.28 \text{ [tn*m]}$$

$$\gamma_f = 1.60$$

Cálculo de la armadura necesaria:

Se usará para el diseño bw

$$\mu_d = \frac{M_{bd}}{b * d^2 * f_{cd}} \longrightarrow \mu_d = 0.050$$

Para la cuantía geométrica mínima ω , podemos utilizar la tabla N°4 o la fórmula siguiente:

$$\omega = 0.052 \text{ de tabla}$$

$$\omega = \mu_d * (1 + \mu_d) \rightarrow \omega = 0.05228 \quad c = 0.0018$$

$$As_b = \frac{\omega * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \rightarrow As_b = 17.94 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

$$As_{min} = c * b_w * d \rightarrow As_{min} = 16.20 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Se debe adoptar la mayor área de los dos, la cual se distribuirá en todo el ancho "a"

La mayor área es:

$$As_{nec} = 17.94 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

distribuyendo en todo el ancho "a":

Número de hierros: $N^\circ \text{ Hierros} = \frac{As}{A \phi}$

Φ (mm)	A(cm ²)	N° Hierros
10	0.785	23
12	1.13	16
16	2.01	9
20	3.14	6

Usar:

$$\begin{aligned} \Phi(\text{mm}) &= 12 \\ N^\circ \text{ Hierros} &= 16 \end{aligned}$$

Espaciamiento entre barras:

Adoptamos un recubrimiento lateral de $r = 5 \text{ [cm]}$

$$S = \frac{(a - N^\circ \text{ Hierros} * \phi - 2 * r)}{N^\circ \text{ Hierros} - 1} \rightarrow S = \frac{18.053}{19.333} \text{ [cm]}$$

Usar: 16Φ12/c 18cm distribuidos en la dirección "a y b"

Para la longitud de anclaje de las zapatas se tomará las recomendaciones del libro de Hormigon Armado "Jimenez Montoya" - Anclaje de barras corrugadas:

Para la longitud de anclaje de barras corrugadas no deben adoptarse valores menores a 10ϕ ni 15 cm.

$$l_b = 10\phi = 12 \text{ cm}$$

Por lo que adoptamos 15 cm como longitud de anclaje

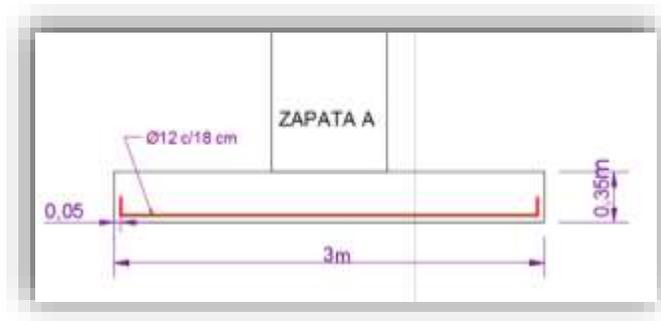


Figura N°29: Detallamiento de la zapata A

3.4.3. Estructuras complementarias-

3.4.3.1. Barandado

Las barandas son elementos muy importantes, debido a que es el encargado de brindar la seguridad a las personas que transitan en la pasarela.

- **Geometría.-** Según la norma AASHTO LRFD 2004

La mínima altura de las barandas para peatones deberá ser de 1060 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera. Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales y/o verticales. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro. Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 150 mm se deberá aplicar a los 685 mm inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 200 mm de diámetro. Se debería proveer un riel de seguridad o un cordón al nivel de la superficie de rodamiento. Las barandas se deberían proyectar más allá de la cara de los postes.

Los postes de las barandas, encargados de transmitir las cargas que ejercen los peatones a la losa, tienen un mayor diámetro (2''); los elementos verticales son de menor diámetro (1'') con una separación de 15 cm como lo establece la norma; y los elementos horizontales con un espesor de (2''), encargados de soportar a los elementos verticales menores y transmitir las cargas a los postes de dicha baranda.

De acuerdo esto se consideró la siguiente geometría:

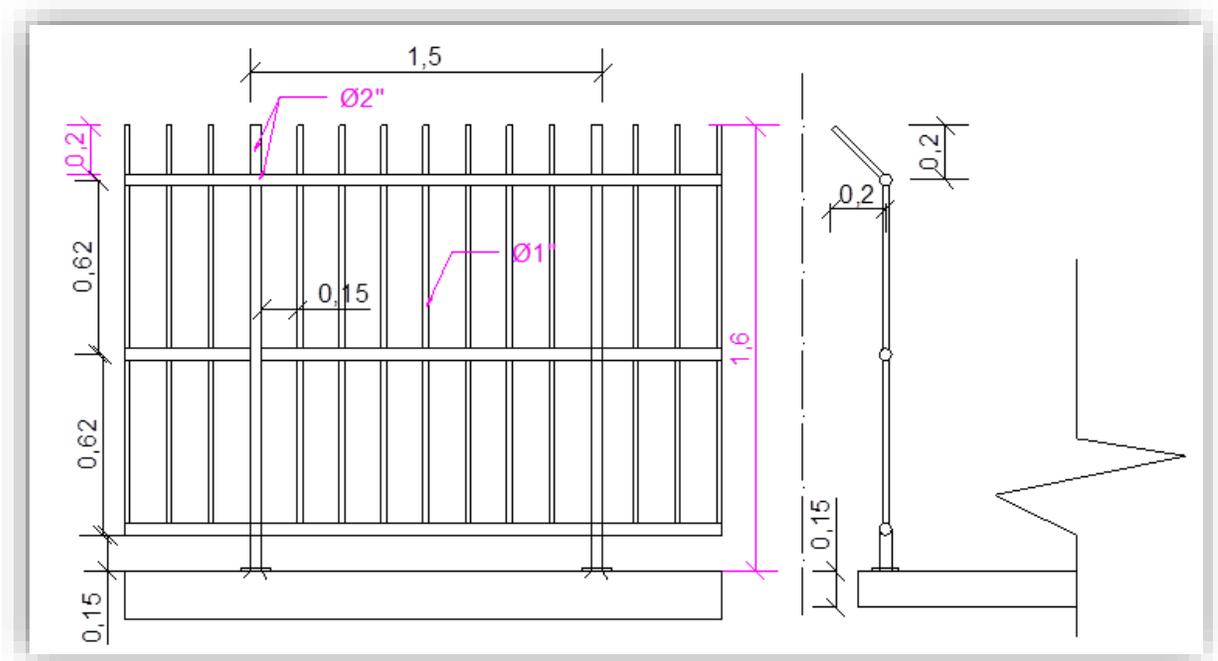


Figura N° 30: Esquema de la geometría del barandado.

- **Iluminación**

Para dar mayor visibilidad y confort a los peatones en horas nocturnas se ubicarán postes livianos con faros de iluminación en ambos lados de la pasarela en un tramo de diez metros, estos postes de iluminación deberán ser de buen aspecto arquitectónico, garantizando una correcta iluminación y buen aspecto nocturno de la pasarela.

- **Sobrecargas de Diseño**

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como $w = 0,73 \text{ N/mm}$, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea.

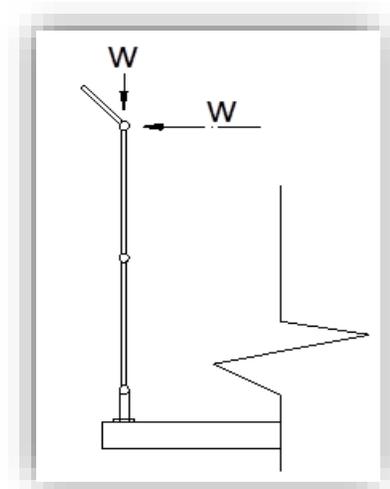


Figura N°31: Cargas que actúan sobre las barandas

- **Peso propio**

Las barandas estarán compuestas por elementos de tubo de hierro de 1cm de espesor con densidad de 7200kg/m^3 . Los postes de las barandas, encargados de transmitir las cargas a la losa, estarán separados cada 1,5 metros y recibirán el peso de toda la estructura del barandado; además de estos postes, cada tramo presenta elementos horizontales de 2" de diámetro y verticales de 1" de diámetro.

$$\text{Peso específico tubo } \gamma_{HF} = 7200 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Área sección elementos 1"} = 0.0003204 \text{ m}^2$$

$$\text{Área sección elementos 2"} = 0.0007194 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud por tramo elementos 1"} = 1.68\text{m} * 7 \text{ barras} = 11.76\text{m}$$

$$\text{Longitud por tramo elementos 2"} = 1.5\text{m} * 3 \text{ barras(horz)} + 1,4(\text{vert}) = 5.9\text{m}$$

$$\text{Carga por cada poste} = 57.69 \text{ kg}$$

Convirtiendo esta carga puntual de cada poste en una única carga uniformemente distribuida a lo largo de la longitud de la losa.

Número de postes de las barandas = 44 (para ambos lados de la pasarela)

Carga barandado $Q_b = 77.86 \text{ kg/m}$

- **Peso de postes de iluminación (Q_p)**

Los postes de iluminación se lo colocarán cada diez metros, como se lo indicó anteriormente, teniendo en total 8 postes de iluminación para una luz de 32,6m

Carga puntual por poste = 40kg

Número total de postes = 8

Carga de postes de iluminación $Q_p = 10 \text{ kg/m}$

3.4.3.2. Aparatos del apoyo de Neopreno

Denominados también elastoméricos, corresponden a una técnica moderna que en varios casos ha desplazado a los sistemas anteriores debido a las múltiples ventajas que ofrece, una de ellas el reducido espacio que ocupa.

Estos apoyos están constituidos por placas de goma dura e intercalada con placas metálicas delgadas que dan como resultado apoyos que no son del todo móviles ni del todo fijo, en todo caso son mixtos, pudiendo ser transformados en apoyos fijos con un pasador metálico.

Para su diseño se puede seguir el siguiente procedimiento según Hugo Belmonte en el libro de "Puentes": La fatiga de diseño a la compresión para el neopreno es variable y es función del espesor de las placas que lo constituyen, no debiendo en ningún caso sobrepasar estas fatigas a la máxima admisible de 13.2 Mpa y por razones anteriormente explicadas limitarse a 10 Mpa

En consecuencia, para iniciar el tanteo como fatiga de contacto con el hormigón $\beta_{nm} < 10 \text{ Mpa}$ y si la máxima carga vertical en estado de servicio es N, el área de tanteo será:

$$V_{max} = 28893.0866 \text{ Kg}$$

$$A = \frac{V_{max}}{\beta_{nm}}$$

$$\beta_{nm} = 1019716.213 \text{ kg/m}^2$$

$$A = 0.0283 \text{ m}^2$$

Un primer valor de la menor dimension estara dado por:

$$a = \sqrt{A}$$

$$a = 0.168 \text{ m}$$

Conocido el valor de a, se adopta un espesor unitario de las placas de neopreno de modo que satisfaga la siguiente condición:

$$12 < \frac{a}{e} < 22$$

Adoptando un espesor de $e = 0.01 \text{ cm}$

$$a/e = 16.83 \text{ ok}$$

$$e = 0.01 \text{ cm}$$

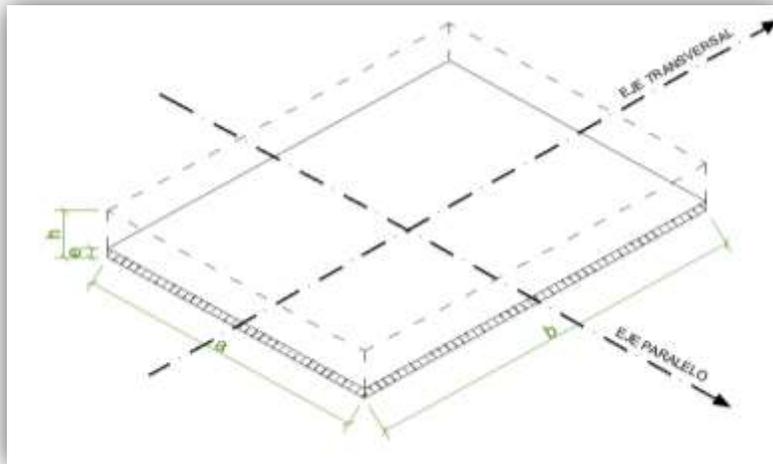


Figura N° 32: Placa de Neopreno

En esta expresión y de acuerdo a la Figura N°28

Se puede establecer la fatiga máxima admisible con la siguiente expresión:

$$\beta_n \leq 0.6 * \frac{a}{e} < 13.2 \text{ Mpa}$$

Donde:

β_n = Fatiga de trabajo en compresión para el neopreno en Mpa.

β_{nm} = Fatiga máxima admisible en compresión para el neopreno en Mpa.

a = Dimensión menor del neopreno y el sentido paralelo al tráfico.

b = Dimensión menor del neopreno y el sentido transversal al tráfico.

e = Espesor de una de las placas que constituye el Neopreno. Como espesores corrientes, tienen de 0.8 ; 1.0 ; 1.2 cms. y en casos especiales de 0.5 y 2.0 cms.

$$\beta_n = 10.10 < 13.2 \text{ Mpa OK}$$

$$\beta_n = 10.10 \text{ Mpa}$$

El área requerida será:

$$A_{req} = \frac{V_{max}}{B_n}$$

$$\beta_n = 1029913.37 \text{ kg/m}^2$$

$$A_{req} = 0.028 \text{ m}^2$$

Con lo que ya es posible determinar la otra dimensión de la placa:

$$b = \frac{A_{req}}{a}$$

$$b = 0.167 \text{ m}$$

Cuidando que se cumpla $a \leq b$

La fatiga media en el aparato de apoyo será:

$$\beta_m = \frac{V_{max}}{a * b}$$

$$\beta_m = 1029913.37 \text{ Kgf/m}^2$$

$$\beta_m = 10.09 \text{ Mpa}$$

Se calcula μ cuya expresión es:

$$\mu = \frac{H}{a * b * G}$$

En esta expresión:

H = Fuerza horizontal

G = Modulo de elasticidad transversal del neopreno, que varía entre 0.8 y 1.0 Mpa

μ = Distorcion debido a la retraccion, deformacion lenta, viento, etc.

El coeficiente de rozamiento entre la carga viva y la superficie del neopreno debe ser tal que:

$$\frac{H}{N} < 0.4$$

Asumiendo una carga horizontal $H = 20 \text{ Kn}$

$$H/N = 0.069 < 0.4 \quad \text{OK}$$

Por distorsión se deben cumplir las siguientes limitaciones: Si H corresponde a influencias permanentes (retracción, deformación lenta, etc.) la distorsión no deberá ser mayor a 0.7.

Si H corresponde a esfuerzos instantáneos (Viento, etc.) la limitación es que la distorsión debe ser menor a 1.2. Estas limitaciones han sido notablemente mejoradas con la introducción de placas de teflón en la superficie de contacto de la estructura.

Tomando en cuenta un valor de $G = 0.9$ Mpa

$$\mu = 0.79 < 1.2 \quad \text{OK}$$

La deformación horizontal máxima "d" se la establece por las condiciones estaticas de la super estructura

Teniendo definidos y d se pasa a determinar la altura total h de las placas de neopreno:

$$h = \frac{d}{\mu}$$

Asumiendo una deformación horizontal maxima d = 2 cm

$$h = 0.0252 \quad \text{m}$$

El número de placas será:

$$n = \frac{h}{e}$$

$$n = 2.52 \approx 3$$

Se adoptan 3 placas de 1cm de espesor, totalizando una altura:

$$h = 0.03 \quad \text{m}$$

En estas condiciones, la rotación para la placa es:

$$\Omega = 3.3 * \left(\frac{e}{a}\right)^3 * \beta_n$$

$$\Omega = 0.0070 \quad \text{rad}$$

Siendo la rotación máxima para todo el apoyo de:

$$n * \Omega = 0.021 \text{ rad}$$

Para verificar la deformación vertical del neopreno (compresibilidad) se aplica la ley de Hooke

$$\frac{\beta_n}{E_n} = \frac{\partial_e}{e} = \frac{\partial_h}{h}$$

Donde:

E_n = Módulo de elasticidad del neopreno

$$E_n = \phi * G * \left(\frac{a}{e}\right)^2$$

ϕ = Coeficiente que varia desde 1,0 para placas rectangulares con $b = \infty$; 0.75 para placas rectangulares con $b = 2 * a$ y 0.5 para placas cuadradas.

Como la placa adoptada es cuadrada se tiene $\phi = 0.5$

$$E_n = 127.504974 \text{ Mpa}$$

$$\partial_h = \frac{\beta_m}{E_n} * h$$

$$\partial_h = 0.002 \text{ m}$$

El funcionamiento del neopreno es similar al del líquido contenido en una bolsa de goma, con excepción de sus bordes, donde se presenta un efecto de membrana. Lo que origina un estado triple de tensión en que la fricción deberá resistir las tensiones de tracción en el neopreno.

En las planchas de acero que van intercaladas entre las capas de goma se puede conocer la tensión de tracción a la que están trabajando, aplicando la siguiente expresión:

$$\beta_a = 0.75 \frac{e}{s} * \beta_m$$

Donde:

s = Espesor de una de las placas de acero.

β_m = Fatiga media de compresión en el neopreno en Mpa

β_a = Fatiga de tracción en la placa de acero en Mpa

La fatiga en las placas de 1mm de espesor de acero que van intercaladas en la goma es:

$$s = 0.001 \text{ m}$$

$\beta_a =$	75.68 Mpa < 140 Mpa	OK
-------------	---------------------	----

3.4.3.3. Junta de Dilatación.-

Es un elemento que permite los movimientos relativos entre dos partes de una estructura o entre la estructura y otras con las cuales trabaja.

Junta de dilatación de un puente.- Si estas juntas no se construyesen, la dilatación térmica de los materiales cuando aumentase la temperatura generaría unos esfuerzos tan grandes que fracturarían el puente. Para calcular estas juntas se necesita conocer el coeficiente de dilatación térmica.

Dilatación térmica lineal:

$$L_f = L_i * (1 + \alpha * \Delta T)$$

Dónde:

α = Coeficiente de dilatación °C-1

ΔT = Variación de la temperatura °C

L_f = Longitud final (m)

L_i = Longitud inicial (m)

$$\Delta L = L_f - L_i$$

ΔL = Variación de la longitud

$\alpha = 1.20E-05 \text{ °C}^{-1}$ Coeficiente de dilatación térmica del hormigón.

$L_i = 16.3 \text{ m}$

$\Delta T = 20^\circ - 40^\circ = 20 \text{ °C}$ Variación de la temperatura media (20°C) y máxima (40°C) para la ciudad de Tarija

$$L_f = 1.63E+01 \text{ m}$$

$$\Delta L = 3.912E-01 \text{ cm}$$

Como la variación de la longitud es muy pequeña, (0,4cm) se asumirá 4 cm por seguridad.

$$\Delta L = 4\text{cm}$$

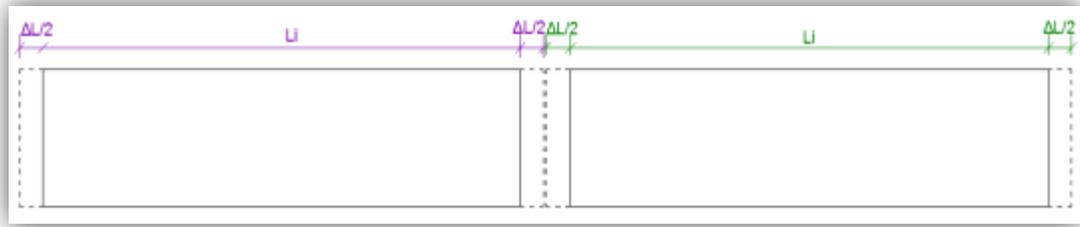


Figura N°33: Variación de la longitud en ambas vigas pretensadas

3.4.3.4. Cabezal de apoyo.-

El cabezal de apoyo para la columna C se lo diseñará como una ménsula corta, con la carga más crítica que es la cortante de la viga B y esta armadura será la misma para todo el cabezal:

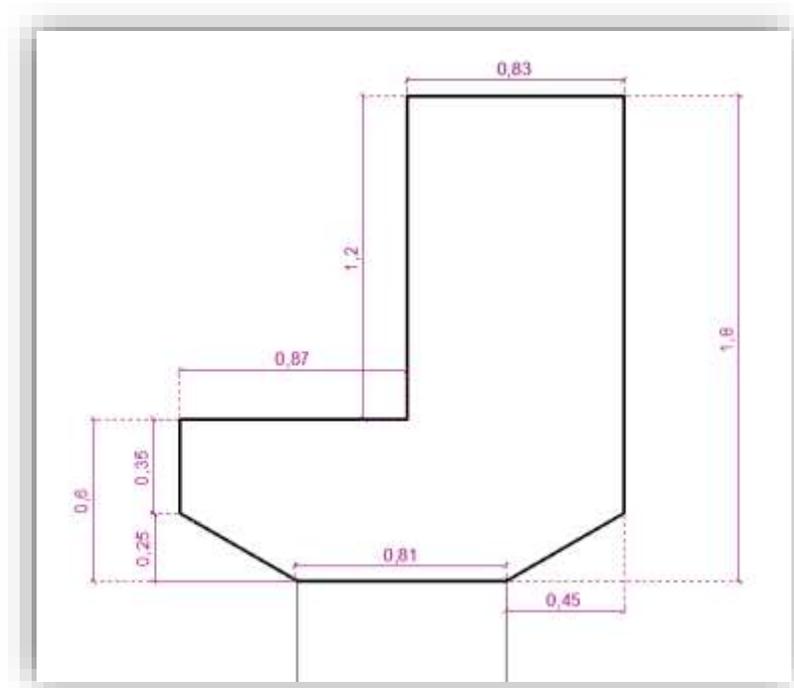


Figura N°34: Dimensionamiento del cabezal de apoyo para la columna C

Ménsulas Cortas.- Se definen como ménsulas cortas aquellas ménsulas cuya distancia “a”, entre la línea de acción de la carga vertical principal y la sección adyacente al soporte, es menor o igual que el canto útil “d”, en dicha sección. El canto útil d" medido en el borde exterior del área donde se aplica la carga, será igual o mayor que 0,5 d.

Datos:

d = 0.55 m
h = 0.6 m
d₀ = 0.35 m
a = 0.435 m
N = 28893.0866 Kg

Debe cumplir:

$a \leq d \rightarrow \text{OK!}$
 $d_0 > d/2 \rightarrow \text{OK!}$

} Mensula corta

Esfuerzos.- La sección adyacente al soporte, deberá ser calculada para resistir simultáneamente un esfuerzo cortante $V_d = F_{vd}$, una tracción horizontal $N_d = F_{hd} \leq F_{vd}$, y un momento flector $M_d = F_{vd} a + F_{hd} (h-d)$ (fig. 34). Si la acción horizontal F_{hd} , no pudiese ser definida con precisión, se podrá tomar para la misma un valor $F_{hd} = 0,2 F_{vd}$

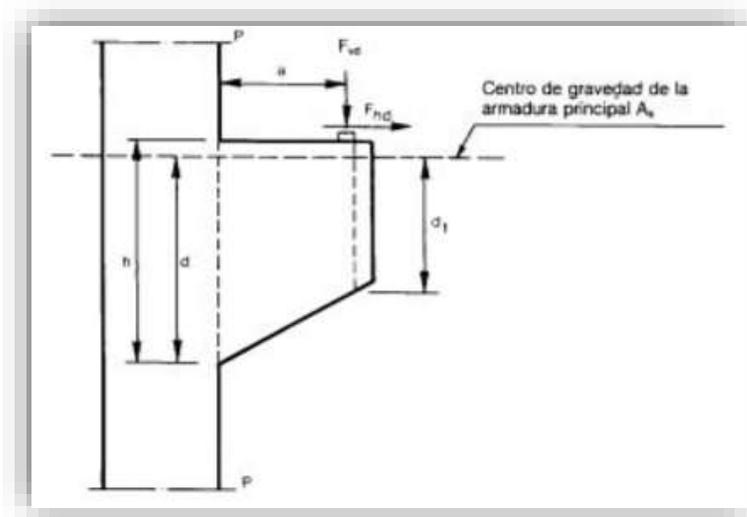


Figura N° 35: Esquema de una ménsula corta

Fvd = 28893.09 Kg Esfuerzo cortante de la viga

Fhd = 5778.62 Kg Traccion horizontal

$$Md = Fvd a + Fhd (h-d)$$

$$Md = 12857.4235 \text{ Kg*m} \quad \text{Momento flector}$$

La armadura principal será la mayor area de los valores siguientes:

$$A_s = A_{sf} + A_{sn}$$

$$A_s = \frac{2}{3} A_{sv} + A_{sn}$$

$$A_s = 0.04 * \frac{F_{cd}}{F_{yd}} b * d$$

Donde:

A_{sf} = Armadura necesaria para resistir el momento flector.

A_{sn} = Armadura necesaria para resistir la traccion horizontal.

A_{sv} = Armadura necesaria para resistir el esfuerzo cortante.

b = Anchura de la ménsula en la cara del pilar.

Cálculo de la armadura A_{sf} . - El cálculo de esta armadura a flexión necesaria para resistir el momento flector Md, se calculará como una viga, igual a lo establecido en el diseño de la armadura de la losa:

Se trabajara con una resistencia caracteristica a compresión del hormigón de 210 Kg/cm² y un limite elástico del acero de 5000 kg/cm²

$$f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

fck = Resistencia caracteristica del hormigón

fyk = Límite elástico del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 3652.17 \text{ Kg/cm}^2$$

Dónde:

$$f_{cd} = \text{Resistencia de calculo del hormigón}$$

$$\gamma_c = \text{coeficiente de minoracion} = 1.5$$

$$f_{yd} = \text{resistencia de calculo del acero (tracción o compresión)}$$

$$\gamma_s = \text{coeficiente de seguridad del acero} = 1.15$$

El momento de cálculo es:

$$M_d = 1.6 * M = 20571.88 \text{ kg m}$$

El momento reducido de calculo se lo determina con la siguiente expresión:

$$\mu_d = \frac{M_d}{bw * d^2 * f_{cd}} \leq \mu_{lim}$$

Si el momento reducido es menor o igual al momento reducido límite no se necesita armadura a compresión.

Donde:

$$M_d = \text{momento de calculo kg m}$$

$$bw = 0.8\text{m} = 80 \text{ cm}$$

$$d = \text{canto util} = 60 \text{ cm}$$

$$\mu_d = 0.051 \leq 0.332 \text{ (no necesita armadura a compresión)}$$

$$\mu_{lim} = \text{momento reducido de calculo limite} = 0.332 \text{ (Tabla N°3)}$$

$$A_s = w_s * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

$$w_s = \text{cuantia mecánica} = 0.0522 \text{ (Tabla N°4)}$$

$$A_{s \text{ calc}} = 9.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cuantia minima de armadura } w_{s \text{ min}} = 0.0033 \text{ (tabla 10.8 Hormigon Armado - Jimenez Montoya)}$$

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * bw * d$$

$$A_{s \text{ min}} = 15.84 \text{ cm}^2$$

Se elije la mayor armadura:

$$A_{sf} = 15.84 \text{ cm}^2$$

Cálculo de A_{sn} .- La armadura necesaria para resistir la tracción horizontal N_d , será:

$$N_d = Fhd$$

$$A_{sn} = \frac{N_d}{f_{yd}}$$

$$A_{sn} = 1.582 \text{ cm}^2$$

Cálculo de A_{sv} .- la armadura de cortante viene dada por la expresión:

$$V_d = Fvd$$

$$A_{sv} = \frac{V_d}{f_{yd} \cdot \cot\theta}$$

Debiendo verificarse además:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d} \leq 0.17 \cdot f_{ck} \neq 50 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde: $\cot\theta$ es el ángulo de inclinación sobre el plano P de las compresiones oblicuas
 $\cot\theta = 1.0$ si se hormigona la ménsula sobre el hormigon del pilar endurecido.

$$A_{sv} = 7.911 \text{ cm}^2$$

$$\tau_d = 6.019 \leq 35.7 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{ok!}$$

Con todas las armaduras calculadas comprobamos cual es la mayor:

$$A_s = A_{sf} + A_{sn} = 17.42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{2}{3} A_{sv} + A_{sn} = 6.856 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.04 \cdot \frac{F_{cd}}{F_{yd}} \cdot b \cdot d = 7.36 \text{ cm}^2$$

*Distribución de la armadura:

$$\text{Area } \phi 16' = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Número de barras } \phi 16 = \approx 9 \text{ barras}$$

Recubrimiento: 4 cm

Espaciamiento de barras = 9 cm \approx 9 cm

Armadura principal \rightarrow

9b ϕ 16 c/9cm

Armaduras secundarias.- Calculada el área total A_{sv} necesaria para resistir el esfuerzo cortante de cálculo V_d , se colocarán estribos horizontales según se indica a continuación (ver figura 35)

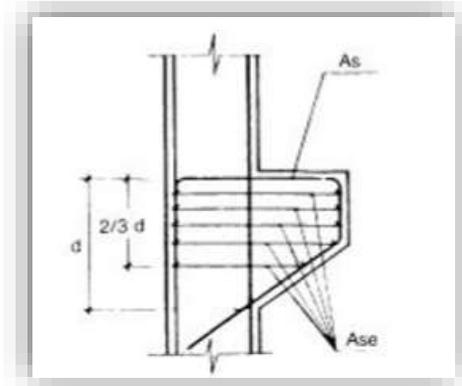


Figura N°36: Detalle de la armadura secundaria (Normativa Española)

Si $A_{sf} \geq 2/3 A_{sv}$ se dispondrá un área de estribos horizontales $A_{se} = 0.5 * A_{sf}$

Si $A_{sf} > 2/3 A_{sv}$ se dispondrá un área de estribos horizontales $A_{se} = 1/3 * A_{sf}$

La armadura obtenida A_{se} se deberá distribuir uniformemente en los 2/3 superiores del canto útil, contados a partir de la armadura A_s (figura N°35)

$$A_{sf} > 2/3 A_{sv} \rightarrow 15.84 > 5.27 \text{ ok!}$$

$$A_{se} = 2.64 \text{ cm}^2$$

*Distribucion de la armadura:

$$\text{Area } \phi 8' = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Numero de barras } \phi 16 = \approx 4 \text{ barras}$$

$$2/3d = 36.667 \approx 36 \text{ cm}$$

$$\text{Espaciamiento de barras} = 12 \text{ cm} \approx 9 \text{ cm}$$

Armadura secundaria \rightarrow

5b $\phi 10$ c/9cm

3.5. Estrategia para

la ejecución del proyecto.-

3.5.1. Especificaciones Técnicas.

Las especificaciones técnicas se las realizaron según el marco teórico y normativa empleada las cuales se pueden ver a detalle en el Anexo III

3.5.2. Cómputos métricos

Los cómputos métricos se realizaron según el marco teórico los cuales se pueden ver a detalle en el Anexo IV

3.5.3. Precios Unitarios.-

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem se lo hizo como se definió en el marco teórico y se puede apreciarlo en el Anexo V

3.5.4. Presupuesto General.-

El presupuesto total de la obra se calculó, primeramente, realizando los cálculos métricos y obteniendo la cantidad de cada ítem; posteriormente, multiplicando el precio unitario de los diferentes ítems por la cantidad de cada uno de ellos y sumándolos estos así se llegó a un presupuesto total de la obra que a continuación se lo muestra y se puede apreciarlo también en el Anexo VI.

Presupuesto general de la obra:

ITEM No	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
TAREAS PRELIMINARES					
1.00	INSTALACION DE FAENAS	GLB	1.00	19439.82	19439.82
2.00	REPLANTEO	M^2	1691.45	28.54	48279.19
3.00	LETRERO DE OBRAS	PZA	1.00	62.11	62.11
MOVIMIENTO DE TIERRAS					
4.00	EXCAVACION DE ZAPATAS AISLADAS	M^3	78.96	55.97	4419.10
5.00	RELLENO Y COMPACTADO	M^3	60.76	57.43	3489.37
INFRAESTRUCTURA					
6.00	HORMIGON POBRE PARA BASE DE FUNDACION	M^3	1.08	807.55	869.49
7.00	ZAPATAS DE HORMIGON	M^3	15.51	3013.94	46734.18
8.00	COLUMNAS DE HORMIGON	M^3	12.38	3599.35	44550.42
9.00	ACERO ESTRUCTURAL, INFRAESTRUCTURA	KG	1843.22	20.03	36926.09
SUPERESTRUCTURA					
10.00	APOYOS DE NEOPRENO	DM3	8.00	642.25	5138.00
11.00	VIGAS PRETENSADAS R35	M^3	15.18	3541.03	53766.98
12.00	PROVISION DE CABLES PARA PRETENSADO	ML	65.56	360.06	23605.83
13.00	PROVISION DE VAINAS DE CHAPA CORRUGADA	ML	10.28	357.49	3674.31
14.00	PROVISION DE CONOS DE ANCLAJE C/ACCESORIOS	PZA	8.00	1285.94	10287.56
15.00	TESADO DE CABLES	ML	65.56	196.37	12873.70
16.00	INYECCION DE LECHADA DE CEMENTO	ML	65.56	76.77	5032.82
17.00	LOSA DE H°	M3	14.67	3922.86	57548.36
18.00	CANTONERA DE FIERRO	ML	15.00	427.27	6409.11
19.00	JUNTA DE DILATACION	ML	9.00	1291.43	11622.84
20.00	BARANDADO	ML	65.20	2597.00	169324.24

21.00	LANZAMIENTO DE VIGAS	ML	65.20	583.21	38025.16
22.00	ACERO ESTRUCTURAL SUPERESTRUCTURA	KG	1384.76	20.03	27741.63
ACCESO					
23.00	EXCAVACION CON MAQUINARIA DE ZAPATAS AISLADAS	M^3	48.88	40.66	1987.57
24.00	HORMIGON POBRE PARA BASE DE FUNDACION	M^3	0.67	807.55	538.32
25.00	ZAPATAS DE HORMIGON	M^3	7.31	3013.94	22043.97
26.00	COLUMNAS DE HORMIGON	M^3	19.45	3599.35	69995.49
27.00	RELLENO Y COMPACTADO	M^3	20.68	47.12	974.33
28.00	LOSA DE H°	M^3	23.77	3922.86	93256.20
29.00	ACERO ESTRUCTURAL DEL ACCESO	kg	819.70	20.61	16893.98
30.00	BARANDADO DEL ACCESO	ML	69.76	3260.72	227467.50
TRABAJOS COMPLEMENTARIOS					
31.00	LIMPIEZA Y RETIRO DE ESCOMBROS	GLB	1.00	1768.10	1768.10
PRESUPUESTO TOTAL DE LA OBRA Bs					1'064.745,76

Un millón sesenta y cuatro mil setecientos cuarenta y cinco 76/100 bolivianos

Tabla N°16: Presupuesto general de la obra Fuente: propia

3.5.5. Planeamiento y Cronograma:

El plan y cronograma de obras se lo hizo utilizando el método de barras Gantt tal como se definió en el marco teórico y se puede apreciarlo en el Anexo VII.

Con la ayuda del programa Project se pudo determinar la duración de toda la obra que es de 160 días calendario.

