

CAPÍTULO I
CONSIDERACIONES GENERALES

1 CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 INTRODUCCIÓN

En la zona del emplazamiento de la obra, desde hace mucho tiempo requiere la construcción de un nuevo acceso que comunique al barrio Aniceto Arce (Palmarcito) con el barrio La Pampa, en principio los vecinos del barrio exigían a las autoridades la construcción de un puente vehicular, pero la disposición de las trayectorias de las calles dificultan la construcción del mismo, por lo cual su aplicación no es factible; como un medio adicional de comunicación es posible la construcción de un puente peatonal, para solucionar los problemas que ocasiona el no contar con una vía de acceso más rápida que beneficie a la población de la zona de influencia, sobre todo para bien de los estudiantes del nivel básico que al momento de regresar hacia sus casas utilizan esta ruta más corta, la situación se empeora cuando se encuentran en tiempos de lluvia, que por la imprevista y/o repentina crecida de la quebrada podría ocasionar situaciones trágicas irreversibles.

1.2 ASPECTOS FÍSICOS DE LA UBICACIÓN DEL PROYECTO

La ubicación del sitio de emplazamiento del proyecto está concretamente en el departamento de Tarija, la cual está ubicado al sur de la Estado Plurinacional de Bolivia; limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al sur con la República de la Argentina, al este con la República del Paraguay y al oeste con los departamentos de Chuquisaca y Potosí; tiene una extensión de 37623 km^2 y una población de 508757 habitantes (censo 2012). La capital del departamento es la ciudad de Tarija, la cual está ubicada a una altura de 1854 m.s.n.m. , la misma situada entre los $21^\circ 32' 08''$ de latitud sur y los $64^\circ 43' 46''$ de longitud oeste del meridiano de Greenwich.

1.2.1 Localización geográfica del proyecto

La localización más concreta del sitio de emplazamiento del proyecto, se menciona a continuación de la siguiente manera:

- Estado Plurinacional:Bolivia

- Departamento:Tarija
- Provincia:Cercado
- Sección:Primera
- Municipio:Ciudad de Tarija y la provincia Cercado

Mediante los siguientes gráficos y/o imágenes se ubica el sitio de emplazamiento, el cual se encuentra en el Estado Plurinacional de Bolivia, departamento de Tarija, provincia Cercado, capital del departamento de Tarija.



Figura 1.1 Estado plurinacional de **Bolivia**

Fuente: Internet



Figura 1.2 Departamento de **Tarija**

Fuente: Internet



Figura 1.3 Provincia Cercado

Fuente: Internet

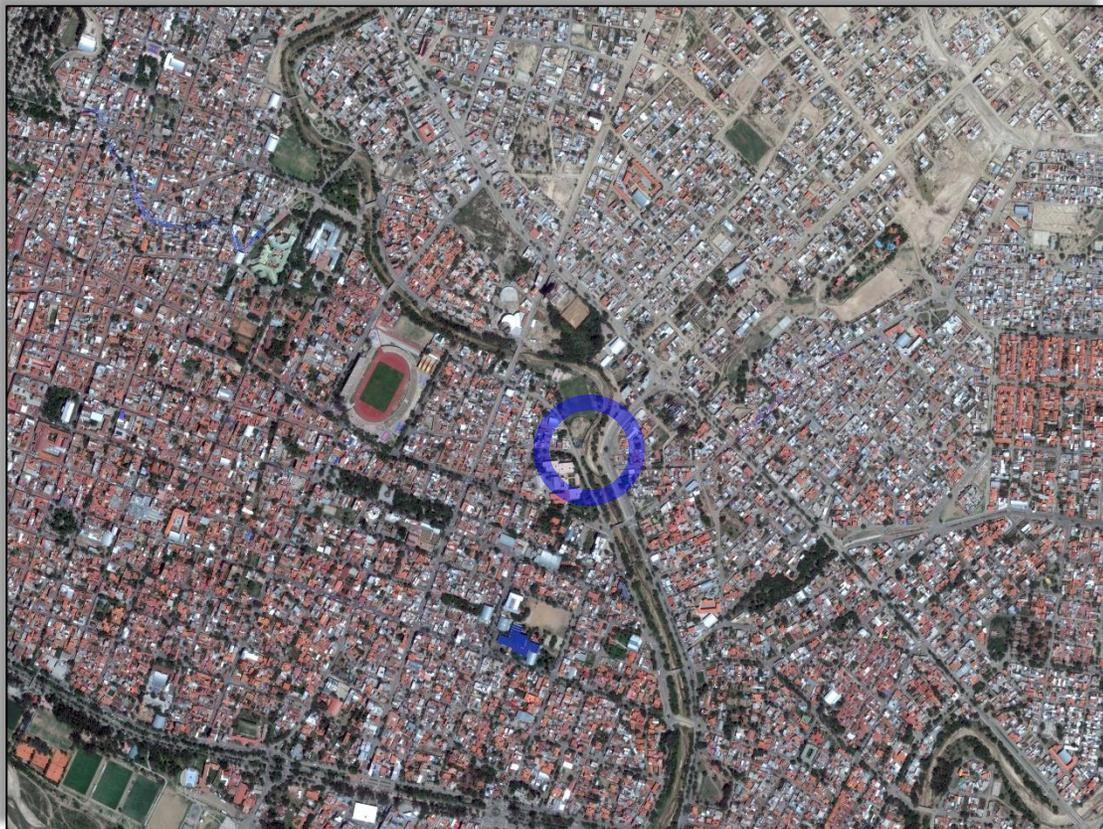


Figura 1.4 Capital del departamento de Tarija (imagen satelital). Fuente: Internet

1.2.2 Ubicación del sitio de emplazamiento

El sitio de la obra se encuentra entre los barrios La Pampa y Aniceto Arce, a unos pocos metros de la cancha de fútbol del barrio La Pampa sobre de la quebrada denominada “El Monte”, justamente en una curva de la trayectoria del río; este puente peatonal conectará las calles Rosendo Estensoro (barrio La Pampa) y Aniceto Arce (barrio Aniceto Arce).

Con la ayuda de la siguiente imagen se realizará un reconocimiento visual de la zona de emplazamiento de la obra.



Figura 1.5 Imagen satelital de la zona del emplazamiento del proyecto.

Fuente: Internet

1.2.3 Situación actual del lugar del proyecto

En la actualidad el sitio de emplazamiento del puente peatonal es un sendero que cruza por medio de la quebrada “El Monte”, el cual se usa como una vía más para poder comunicar el barrio Aniceto Arce con el barrio La Pampa, este sendero lo utiliza una gran parte de la población de determinados sectores de los barrios beneficiarios y aledaños, por ser un tramo que acorta el tiempo de recorrido, pero el mismo en tiempos de lluvia, las crecidas repentinas hace imposible el utilizarlo, teniendo que optar por usar otras vías de comunicación más largas pero a la vez más seguras, sobre todo para la población de menor edad que cursan el ciclo básico en los distintos establecimientos educativos del sector de influencia.

1.2.3.1 Delimitación del área del proyecto

El área del proyecto limita con diversos barrios, según el siguiente esquema:

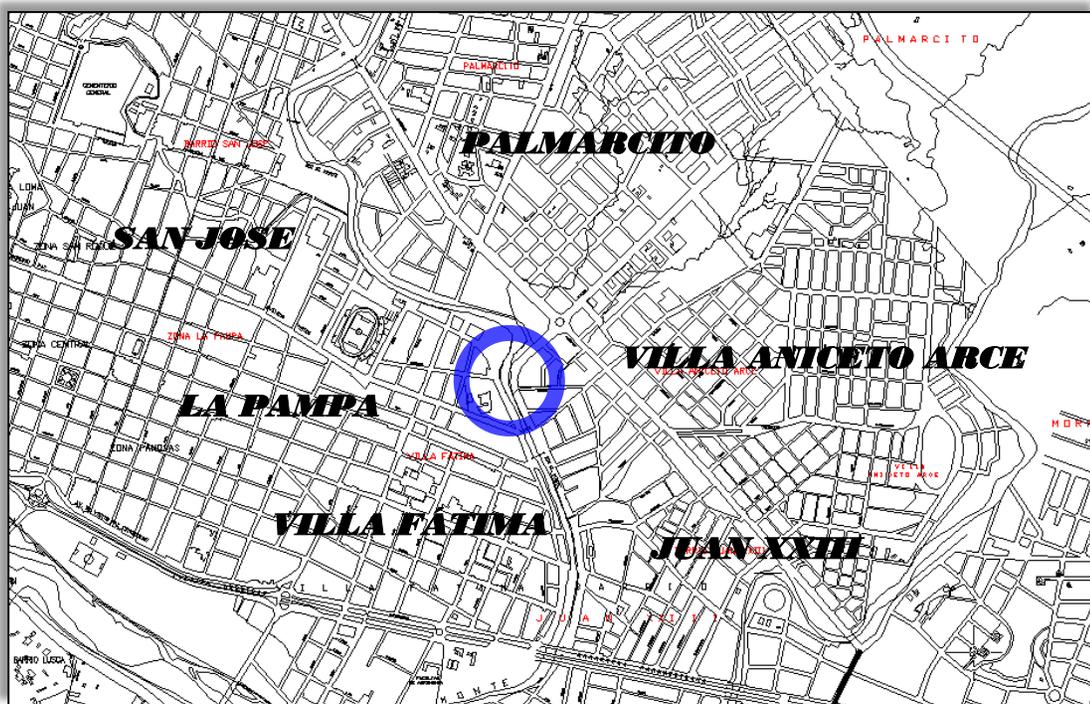


Figura 1.6 Esquema de ubicación de los barrios colindantes. Fuente: Internet

Como se observa, el área de influencia del proyecto está delimitada por dos barrios, que son los principales beneficiarios del proyecto, pero existen barrios aledaños, y en general, la estructura será utilizada por toda la población en general.

A continuación, se pueden observar algunas imágenes de la zona donde se emplazará la estructura del puente peatonal.



Figura 1.7 Zona del proyecto en la quebrada “EL monte”.

Fuente: Elaboración propia



Figura 1.8 Aguas arriba de la quebrada “El Monte”.

Fuente: Elaboración propia



Figura 1.9 Aguas abajo de la quebrada “El Monte”.

Fuente: Elaboración propia

1.2.3.2 Condiciones climáticas y ecológicas del área de influencia

La ciudad de Tarija está caracterizada por tener un clima cálido y seco, típico de sus valles, la temperatura promedio es de 18 grados centígrados; las estaciones frías (otoño e invierno) tienen lugar desde el mes de mayo hasta septiembre y la temporada caliente (primavera y verano) desde los meses de octubre hasta abril, también consideradas como las temporadas de lluvias.

1.2.3.3 Aspectos socioeconómicos y culturales de la población beneficiaria

1.2.3.3.1 Descripción socioeconómica de la población

En el sector de la zona del emplazamiento de la obra, la población en sí, en un buen porcentaje se caracteriza por ser de bajos ingresos económicos; y por efectos de la alta migración que tiende a existir hacia este punto del país, este fenómeno provoca una incidencia directa en el aumento del nivel de pobreza, en el caso que no se ejecuten planes de desarrollo, los mismos desarrollados en función a la migración existente y/o futura.

1.2.3.3.2 Descripción cultural de la población beneficiaria

Según el desarrollo de los barrios y la gran migración existente de pobladores de distintas partes del país que buscan mejorar su forma de vida, hace que los distintos barrios reciban a una gran cantidad de personas de distintas clases sociales y/o culturales, sobresaliendo pobladores del sector occidental del país, porque en un gran porcentaje de esta región se caracterizan por contar con altos niveles de pobreza, y/o extrema pobreza.

1.2.3.4 Pasos a desnivel en cercanías del área de estudio

En relación al puente peatonal a diseñarse, la ubicación de los puentes peatonales más cercanos alrededor del área de estudio son: el primero está ubicado aproximadamente a *380 m* aguas abajo del punto de estudio sobre la misma quebrada en cercanías del puente vehicular sobre la avenida Potosí, mientras que el segundo está ubicado aproximadamente a unos *1200 m* aguas arriba del punto de estudio sobre la misma quebrada en cercanías del puente vehicular sobre la calle Santa Cruz; en relación a los puentes vehiculares los más cercanos al punto de estudio son los que están sobre la avenida Potosí y sobre la avenida La Paz.

1.2.4 Objetivos del proyecto

Los objetivos del presente proyecto se dividen en objetivo general y objetivos específicos.

1.2.4.1 Objetivo general

Realizar el diseño y cálculo estructural de un puente peatonal, que brinde un medio de comunicación más seguro, eficiente y confiable entre los barrios beneficiarios, precautelando de esta manera la vida de los transeúntes, e indirectamente mejorando la calidad de vida de la población del sector de influencia.

1.2.4.2 Objetivos específicos

Según las características particulares del proyecto se plantean los siguientes objetivos específicos:

- Definir la normativa y los parámetros de aplicación para el análisis y diseño de la estructura peatonal y sus componentes adicionales como las estructuras de acceso y barandas.
- Realizar los estudios de ingeniería básica necesarias para la culminación satisfactoria y emplazamiento de la estructura del puente peatonal.
- Realizar un análisis minucioso de la información de ingeniería básica para obtener un diseño que sea acorde a las condiciones del sitio de emplazamiento.
- Minimizar a lo máximo el costo de los componentes de la estructura peatonal, mediante un diseño conforme a los requisitos mínimos de la norma aplicada.
- Obtener una estimación del costo económico de la estructura peatonal para su emplazamiento, en relación a la mejor alternativa.

1.2.5 Justificación del proyecto

Las justificaciones para la realización del proyecto se mencionan a continuación:

1.2.5.1 Razón social

Con la implementación y/o construcción del puente peatonal, los barrios beneficiarios se unirán mediante una vía más de comunicación, y de esta manera se dará una solución añorada por la población aledaña al sitio de emplazamiento de la estructura, con esto se evitara los problemas existentes como la dificultad y el riesgo que pasan las personas al momento de cruzar el sendero, sobre todo en la época de lluvia por la imprevista crecida de la quebrada, también se da el caso negativo de adquirir alguna enfermedad por la manipulación involuntaria del agua que fluye por la quebrada que a simple vista se puede considerar contaminada; otro aspecto que se dará solución es que, estos lugares llegan a ser sitios de preferencia de personas de dudosa reputación comúnmente denominados malvivientes o antisociales, y los mismos tienden a delinquir por no contar con infraestructuras adecuadas para la transito y/o concurrencia de la población, sobre todo por las noches es cuando estas personas tienden a tener más valor para cometer los

diferentes delitos. Uno de los puntos a favor para la población directamente relacionada, se refiere a la economía, pues con la implementación de la estructura peatonal se realzarán las características, tanto de mejoramiento como de desarrollo de los barrios beneficiarios, y con esto elevando el valor monetario de los inmuebles en referencia al patrimonio de los habitantes de la zona, que en un gran porcentaje se contempla en los bienes inmuebles mencionados.

1.2.5.2 Razón técnica

La culminación de este proyecto dará como resultado un diseño estructural de un puente peatonal que podrá satisfacer tanto las necesidades estructurales, como de confort, facilidad de uso y sobre todo de seguridad, esto en relación para con los habitantes de los barrios beneficiarios y la población en general.

1.2.5.3 Razón académica

Con la realización de la propuesta de ingeniería para solucionar el problema en análisis, se brindará y/o profundizará los conocimientos adquiridos en cuestión al análisis y diseño de estructuras peatonales de hormigón pretensado, involucrando al hormigón armado y los diferentes temas relacionados con las estructuras complementarias, como los accesos tipo rampas, barandas, etc., las mismas son incorporadas para la facilidad y comodidad de uso por parte de las personas hacia esta estructura.

1.3 ALCANCE DEL PROYECTO

1.3.1 Identificación y análisis del problema

El problema que atraviesa en los últimos tiempos los habitantes de los barrios involucrados tanto de La Pampa como de Aniceto Arce es el de no contar con una vía de comunicación adecuada en este sector crítico entre los barrios, el cual permita una buena comunicación entre los mismos; el sector crítico actualmente es un sendero provisional por donde la población aprovecha para cruzar la quebrada desafiando diferentes obstáculos para lograr su objetivo.

1.3.2 Discusión de la información

Para el desarrollo del presente proyecto, se utilizarán en la parte de diseño de la superestructura e infraestructura si corresponden, las normas relacionadas con las de diseño de puentes, por tratarse de un proyecto que se asemeja considerablemente a la de un puente vehicular, en la parte del diseño de las barandas y/o accesos al puente peatonal se utilizaran las normativas relacionadas con la parte de diseño del hormigón armado.

1.3.2.1 Información disponible

En relación sobre la información disponible para el desarrollo del proyecto se puede mencionar las siguientes:

- Información relacionada con las precipitaciones pluviales de las zonas más cercanas al sector del proyecto, la misma proporcionada por la institución correspondiente SENAMHI (Servicio nacional de meteorología e hidrología).
- Información con relación a la topografía de la cuenca de la quebrada, la misma será analizada mediante cartas topográficas de la zona de estudio para la quebrada, proporcionadas por la institución correspondiente IGM (Instituto geográfico militar).
- Información relacionada con la cantidad poblacional del área de influencia, proporcionada por la entidad relacionada con este tipo de información INE (Instituto nacional de estadística).

1.3.2.2 Información no disponible

La información no disponible para el desarrollo del proyecto se menciona a continuación:

- Ensayos de laboratorio de suelos, clasificación del suelo, tensión admisible del suelo de fundación (ensayo de SPT).
- Características hidráulicas e hidrológicas de la quebrada, caudal máximo de crecida, tirante de una crecida extraordinaria de la quebrada.

- Levantamiento planimétrico y altimétrico del área de estudio, curvas de nivel y/o plano topográfico del sitio de emplazamiento, perfil longitudinal de la quebrada, plano de delimitación de la quebrada y/o catastral.
- Diseño arquitectónico del puente peatonal.

1.3.3 Planteamiento de alternativas de solución

1.3.3.1 Puente peatonal atirantado

Esta alternativa refleja una estructura conformada de un solo tramo para salvar la depresión, la plataforma que conecta los puntos de accesos esta soportado por la acción de tirantes anclados en la estructura tipo pilar, localizado en el extremo este de la estructura de la pasarela, tal como se muestra en la siguiente figura:

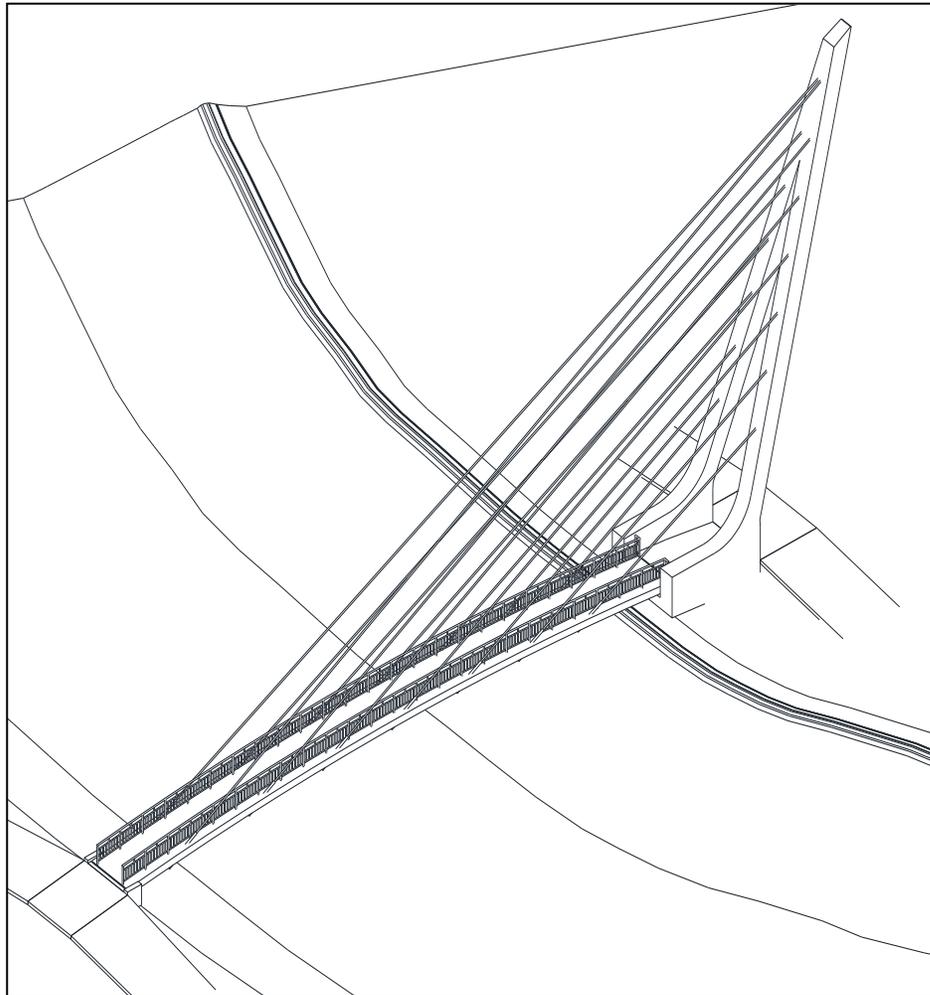


Figura 1.10 Alternativa, puente peatonal atirantado. Fuente: Elaboración propia

1.3.3.2 Puente peatonal colgante

Esta alternativa refleja una estructura conformada de un solo tramo para salvar la depresión, la plataforma que conecta los puntos de acceso está conformada de un piso de madera, la misma soportada por vigas metálicas, a su vez estas están conectadas a los cables secundarios y estos últimos a los cables principales del puente peatonal, y a la vez estos están conectados a las pilas de soporte y las mismas ancladas al terreno, tal como se muestra en la siguiente figura:

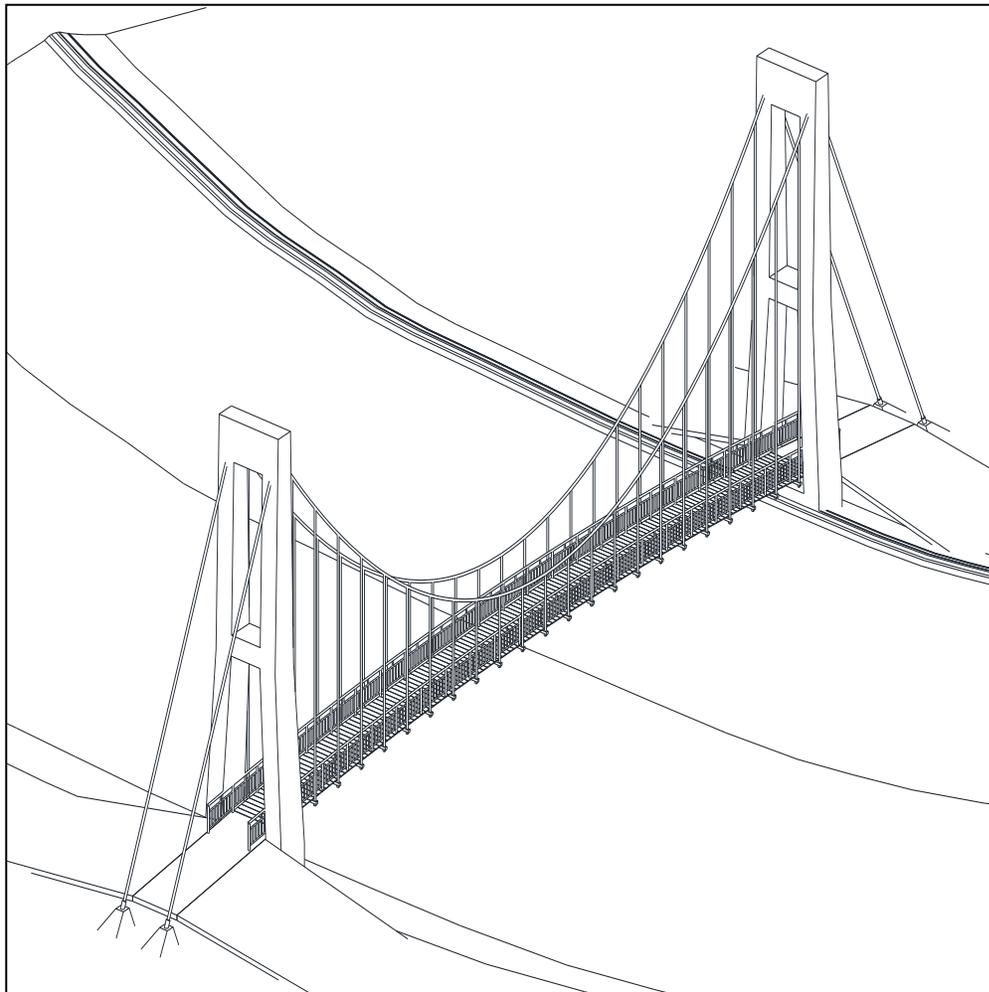


Figura 1.11 Alternativa, puente peatonal colgante.

Fuente: Elaboración propia

1.3.3.3 Puente peatonal de viga simplemente apoyada

La estructura peatonal está conformada de un solo tramo, la plataforma que conecta las estructuras de acceso está formada por una viga cajón de hormigón pretensado

con armadura postesa, las estructuras de los accesos están conformadas por rampas con pendientes permisibles, la estructura de acceso de mayor tamaño está ubicado en el extremo este de la pasarela, tal como se muestra en la siguiente figura:

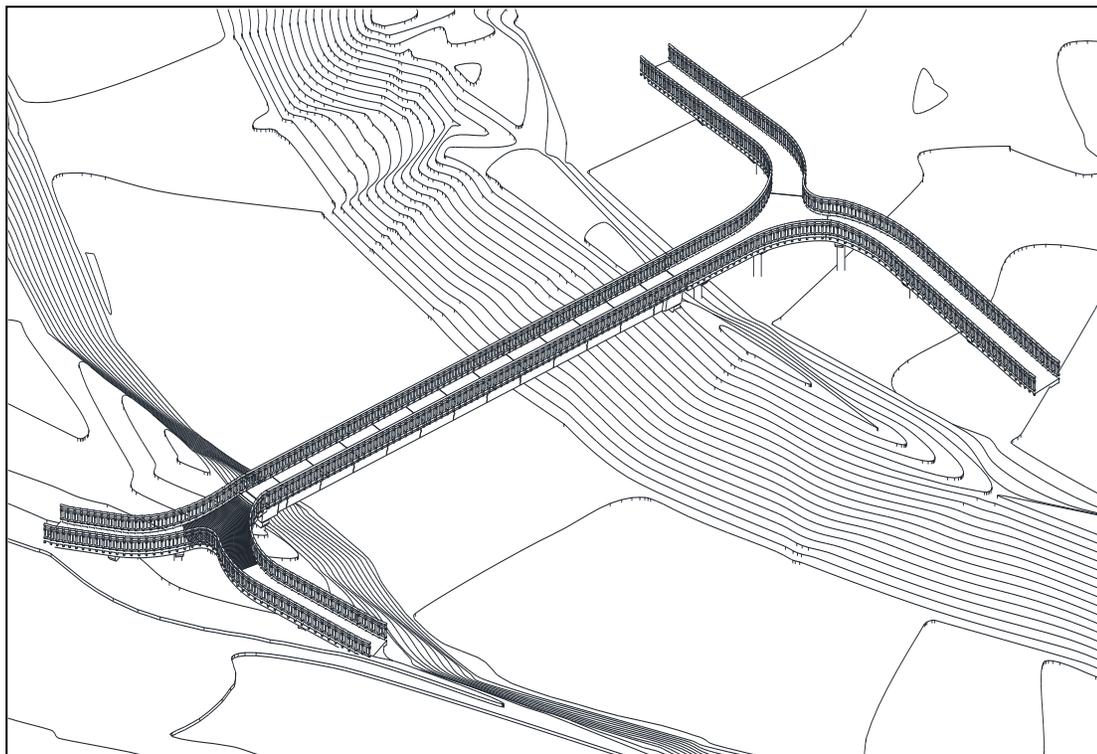


Figura 1.12 Alternativa, puente peatonal viga simplemente apoyada.

Fuente: Elaboración propia

1.3.3.4 Alternativa elegida

La elección de la alternativa se la realiza mediante el análisis de los siguientes parámetros de medición, los mismos se describen en la siguiente tabla:

<i>PARÁMETROS PRELIMINARES DE LAS ALTERNATIVAS</i>			
<i>ALTERNATIVA: Puente peatonal atirantado</i>			
Costo económico de la estructura: (Bs/ml)	Costos de mantenimiento: (Bs/año)	Vida útil: (años)	Método constructivo: (Definición corta)
31500	25200	40	Construcción general en situ, aplicando estructuras provisionales de soporte de elementos como la plataforma de enlace entre los accesos del puente peatonal.

<i>ALTERNATIVA: Puente peatonal colgante</i>			
10500	50500	30	Construcción general en situ, y aplicando una estructura provisional de ayuda para la implementación de los elementos de soporte de la plataforma de enlace entre los accesos del puente.
<i>ALTERNATIVA: Puente peatonal de viga simplemente apoyada</i>			
24500	17000	40	Construcción en situ de las subestructuras de los elementos que conforman la estructura peatonal, la superestructura conformada por la viga pretensada construida en un sitio predeterminado, y posterior traslado para el ensamblaje correspondiente, previamente construida estructura provisional de soporte de la viga pretensada.

Tabla 1.1 Parámetros de diseño de las alternativas.

Fuente: Elaboración propia

Estudiadas las alternativas presentadas, la elección se da en función de los parámetros mostrados en la tabla anterior, como el costo económico de la estructura, el costo de mantenimiento, la vida útil y el método constructivo, se muestra claramente que la alternativa del puente peatonal de viga simplemente apoyada llega a ser la alternativa más factible, tanto por el costo lineal intermedio de la estructura, por un costo de mantenimiento bajo, y una vida útil notablemente razonable en relación a las otras alternativas.

1.3.4 Resultados propuestos

Los resultados a lograr con la culminación del proyecto de diseño de la pasarela se mencionan a continuación:

- Estudio hidráulico e hidrológico de la quebrada El Monte.
- Estudios de suelos del sitio de fundación, determinar las características resistentes del suelo.
- Levantamiento altimétrico y planimétrico del sitio de emplazamiento.
- Emplazamiento definitivo, geometría del puente peatonal y los accesos.

- Análisis y diseño de la superestructura y subestructura.
- Análisis y diseño de la estructura de acceso y las barandas.
- Elaboración de planos generales y a detalle.
- Elaboración de la ficha ambiental.
- Presupuesto específico y general de la obra.
- Cronograma de ejecución de las actividades del proyecto.
- Especificaciones técnicas.

Con la culminación del proyecto se dará solución a la demanda de la población del sector de influencia, contribuyendo de esta manera en el mejoramiento de la calidad de vida de los habitantes de la zona.

CAPÍTULO II
MARCO TEÓRICO

2 MARCO TEÓRICO

2.1 COMPONENTES DEL HORMIGÓN PRETENSADO

2.1.1 Acero de pretensado

El módulo de elasticidad de los aceros usados para pretensar varía entre 1900000 kg/cm^2 y 2100000 kg/cm^2 , el alargamiento que se obtiene depende casi exclusivamente de la resistencia y de la correspondiente tensión admisible en el momento del tesado. Mientras mayor sea la fuerza a la que se pueda tesar, y por tanto alargar el acero, tanto menor será la cantidad de acero y la proporción de fuerza de pretensado introducidos, hasta cierto punto inútilmente, para compensar las pérdidas.

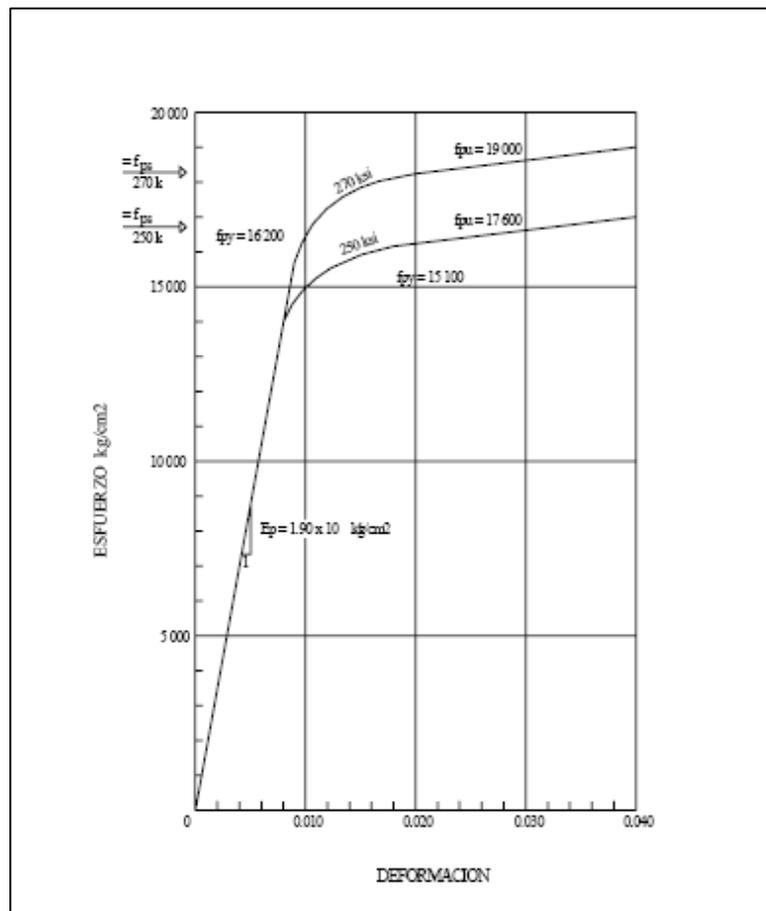


Figura 2.1 Diagrama de tensión vs. deformación para aceros de alto límite elástico (ALE).

Fuente: Internet

El acero para pretensar se conoce también con el nombre de Acero de Alto Límite Elástico (ALE). El acero de pretensado está constituido generalmente por cables de acero de baja relajación, según la norma AASHTO LRFD 2004, el módulo de elasticidad E_p para el acero de pretensado será de 197000 MPa , la tensión de fluencia f_{py} se deberá tomar como el valor del 90 % de la resistencia última especificada f_{pu} , esto para cables de baja relajación.

La resistencia a la tracción y la tensión a la fluencia se pueden tomar como se especifican en la siguiente tabla.

Material	Grado o Tipo	Diámetro (mm)	Resistencia a la tracción, f_{pu} (MPa)	Tensión de fluencia, f_{py} (MPa)
Cables	1725 MPa (Grado 250)	6,35 a 15,24	1725	85% de f_{pu} , excepto 90% de f_{pu} para cables de baja relajación
	1860 MPa (Grado 270)	9,53 a 15,24	1860	
Barras	Tipo 1, Lisas	19 a 35	1035	85% de f_{pu}
	Tipo 2, Conformadas	16 a 35	1035	80% de f_{pu}

Tabla 2.1 Propiedades de los cables y barras de pretensado.

Fuente: AASHTO LRFD-04

La tensión en los tendones debida al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor que la siguiente tabla:

Condición	Tipo de tendón		
	Cables aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cables de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Pretensado			
Inmediatamente antes de la transferencia ($f_{pt} + \Delta f_{pES}$)	$0,70 f_{pu}$	$0,75 f_{pu}$	-
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas (f_{pe})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$
Postesado			
Antes del acuanamiento, se puede permitir f_s a corto plazo	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuanamiento de los anclajes ($f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$)	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acuanamiento del anclaje ($f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$)	$0,70 f_{pu}$	$0,74 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{pe})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$

Tabla 2.2 Límites de tensión para los tendones de pretensado.

Fuente: AASHTO LRFD-04

2.1.2 Acero normal u ordinario

Para el acero normal u ordinario según la norma AASHTO LRFD 2004 se debe asumir un módulo de elasticidad E_s de 200000 MPa y una tensión de fluencia f_y de 420 MPa si se usan acero normal de grado 60.

En hormigón pretensado los tipos de armadura que se utilizan en su construcción de clasifican en: armadura activa y armadura pasiva.

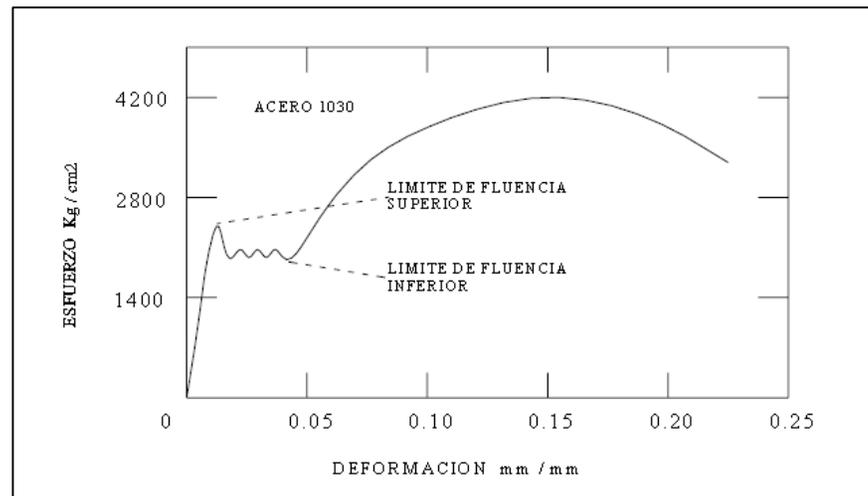


Figura 2.2 Diagrama tensión-deformación del acero ordinario. Fuente: Internet

El uso de refuerzo ordinario en elementos de hormigón pretensado, es muy útil para: aumentar la ductilidad, la resistencia, para resistir esfuerzos de tensión y compresión, resistir cortante y torsión, restringir agrietamientos, reducir deformaciones a largo plazo, confinar el hormigón, etc.

2.1.3 Implementos estructurales

Los implementos estructurales que coadyuvan a transferir la fuerza de pretensado del cable al hormigón, son los siguientes:

2.1.3.1 Vaina

Conducto cilíndrico por donde pasa el cable de pretensado o conjunto de torones que conforman este, en el caso de un conducto de material metálico, está formado por el desarrollo de una plancha metálica, uniéndolo en forma de un embudo utilizando una herramienta especial para darle la forma de un conducto.



Figura 2.3 Vaina metálica.

Fuente: Sistema Dywidag

2.1.3.2 Anclaje activo

Se denomina anclaje activo, al anclaje en el cual se ubica el gato para tesar el cable, una representación gráfica de los anclajes activos, se muestran en las siguientes gráficas:



Figura 2.4 Anclaje activo.

Fuente: Sistema Dywidag

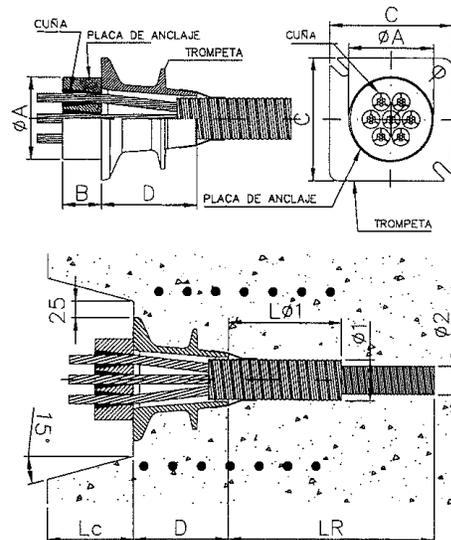
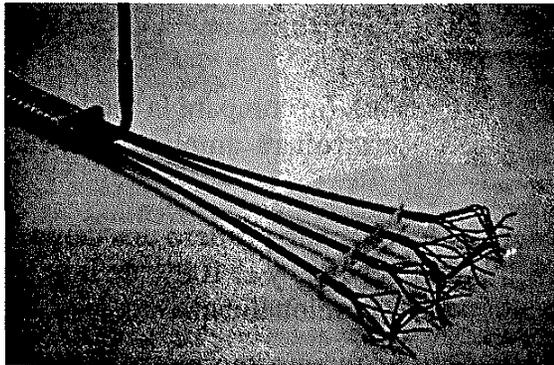


Figura 2.5 Anclaje MS de MK4.

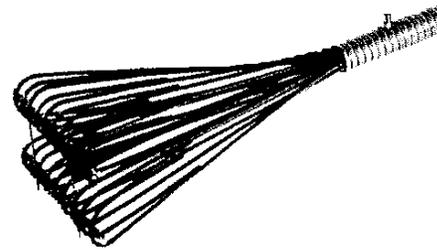
Fuente: Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón (J. Calavera) Tomo I

2.1.3.3 Anclaje pasivo

Se denomina anclaje pasivo o ciego, al anclaje en el cual no se ubica al gato para tesar los cables de pretensado, sino que en el cual, el cable debe estar adherido directamente al hormigón mediante el uso de una configuración especial de anclaje, estos tipos de anclajes tienen diversas configuraciones tal como se muestra en la siguiente representación gráfica.



ANCLAJE PASIVO POR
ADHERENCIA VSL TIPO H
(Cortesía de "THE VSL GROUP")



ANCLAJE PASIVO BBR
(Cortesía de BBR, S.A.)

Figura 2.6 Anclaje pasivo o ciego

Fuente: Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón (J. Calavera) Tomo I

2.1.3.4 Cuñas

Son dispositivos que sirven para anclar los torones a la placa del anclaje activo, estos dispositivos tienen la forma de un pequeño cono, que por cuyo interior pasan los torones, y cuya superficie interna es de consistencia áspera para impedir el deslizamiento del torón y por su parte exterior tiene una forma de un cono truncado que le sirve para obstruirse en el orificio de la placa del anclaje.

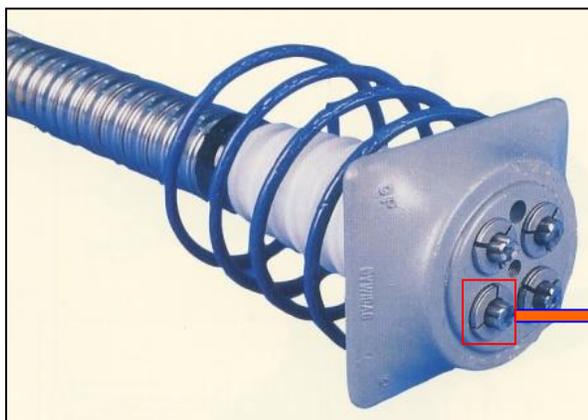


Figura 2.7 Cuñas de anclaje.

Fuente: Sistema Dywidag

2.1.4 Inyección de lechada de cemento

Los principales objetivos de la introducción de la lechada de cemento en el interior de las vainas, es evitar la corrosión del acero de pretensado y proporcionar una adherencia eficaz entre el hormigón y el mismo acero de pretensado; para conseguirlo, es condición básica que todos los huecos de las vainas o conductos y anclajes estén llenos por un material de inyección adecuado, que posea los requisitos de resistencia y adherencia necesarios.

2.2 ANÁLISIS Y DISEÑO

2.2.1 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

2.2.1.1 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico de la pasarela peatonal se lo realiza tomando un análisis tanto económico como estético, pero predominando lo económico ante lo estético esto porque el costo de la pasarela aumentaría drásticamente, por el alto costo de los distintos materiales que se pudieran utilizar para darle un mejor realce estético. Por tratarse del diseño de una pasarela que brinde ante todo seguridad y comodidad, tomamos en cuenta en relación a lo estético como un aspecto secundario, esto para minimizar el costo de la estructura.

2.2.1.2 Diseño estructural

2.2.1.2.1 Dimensionamiento de la sección

La sección transversal de la viga del puente peatonal en análisis es la correspondiente a una sección tipo cajón, para determinar las principales dimensiones como el espesor del tablero y alas, el ancho de las almas y la altura correspondiente se pueden considerar las dimensiones de vigas de sección cajón para puentes vehiculares, esto para un predimensionamiento.

La determinación de la altura de la viga incluyendo el tablero, a falta o ausencia de otros criterios se puede considerar los límites indicados en la siguiente tabla:

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040 L$	$0,032 L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033 L$	$0,027 L$
	Cerchas	$0,100 L$	$0,100 L$

Tabla 2.3 Altura mínima para superestructuras de sección constante.

Fuente: AASHTO LFRD-04

El dimensionamiento de la sección de la superestructura se lo realiza determinando las propiedades características de la sección en análisis y luego verificando ésta para determinar si es la sección óptima o no mediante las siguientes expresiones:

$$\boxed{S_1 = \frac{I_c}{c_1}} \quad \boxed{S_2 = \frac{I_c}{c_2}} \quad (2-1)$$

Dónde:

S_1 = Módulo de sección teórico de la fibra superior, en (mm³).

I_c = Momento de inercia de la sección bruta, en (mm⁴).

c_1 = Distancia de la fibra superior al eje neutro, en (mm).

S_2 = Módulo de sección teórico de la fibra inferior, en (mm³).

I_c = Momento de inercia de la sección bruta, en (mm⁴).

C_2 = Distancia de la fibra inferior al eje neutro, en (mm).

La sección transversal que se debe escoger, tendrá que ser de tal forma que por lo menos logren los siguientes valores de S_1 y S_2 de cálculo, mediante las siguientes expresiones:

$$\boxed{S_1 \geq \frac{(1-\eta)M_o + M_d + M_l}{\eta\sigma_{ti} - \sigma_c}} \quad \boxed{S_2 \geq \frac{(1-\eta)M_o + M_d + M_l}{\sigma_t - \eta\sigma_{ci}}} \quad (2-2)$$

Dónde:

S_1 = Módulo de sección de cálculo de la fibra superior, en (mm³).

S_2 = Módulo de sección de cálculo de la fibra inferior, en (mm³).

η = Coeficiente de pérdida de pretensado.

M_o = Momento flector debido al peso propio de la viga, en (N-mm).

M_d = Momento flector debido a la capa de rodadura, en (N-mm).

M_l = Momento flector debido a la sobrecarga peatonal, en (N-mm).

σ_{ci} = Tensión de compresión admisible del hormigón en tiempo inicial, en (MPa).

σ_{ti} = Tensión de tracción admisible del hormigón en tiempo inicial, en (MPa).

σ_c = Tensión de compresión admisible del hormigón en tiempo final, en (MPa).

σ_t = Tensión de tracción admisible del hormigón en tiempo final, en (MPa).

2.2.1.2.2 Normativa a utilizar

La normativa a utilizar será la correspondiente a las especializadas sobre diseño de puentes, por tratarse del diseño de un puente peatonal, por lo tanto, la norma a aplicar será la AASHTO LRFD 2004 (American Association of State Highway and Transportation Officials, Load and Resistance Factor Design) Bridge Design Specifications. La nomenclatura y unidades de las ecuaciones se refieren al SI (Sistema internacional), salvo consideraciones de la normativa en aplicación, y/o estudios relacionados al tema, o extra normativa según sea el caso.

2.2.1.2.3 Análisis de cargas

Para el análisis respectivo de las cargas, se deberá introducir en el desarrollo del cálculo con la correcta diferenciación entre ellas, estas para un mejor análisis se clasificarán en cargas permanentes y cargas variables.

2.2.1.2.3.1 Cargas permanentes

Son cargas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente su magnitud.

2.2.1.2.3.1.1 Peso propio de la estructura

El peso propio de la superestructura se determina considerando todos los elementos que se consideren indispensables para que la superestructura funcione como tal.

2.2.1.2.3.1.2 Carga muerta

Las cargas muertas incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, que se adherirán a la superestructura tales como veredas, superficie de rodadura, balasto, rieles, durmientes, barandas, postes, tuberías, ductos, cables, etc.

2.2.1.2.3.2 Cargas variables

Son aquellas cargas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio.

2.2.1.2.3.2.1 Cargas durante la construcción

Estas cargas se deben a las cargas que se relacionan con las de los materiales de construcción de apoyo, los cuales, con momentáneos en el tiempo, pero su propio peso en algunos casos cuando se transfieren de alguna manera a la estructura son significativos por lo cual se deberá de tomar en cuenta en los correspondientes cálculos, si corresponde.

2.2.1.2.3.2.2 Carga viva

La carga viva correspondiente para el análisis de la estructura será la correspondiente a la sobrecarga viva debido al peso propio de la circulación de las personas sobre la pasarela. Las cargas vivas correspondientes a la circulación esporádica como las correspondientes a bicicletas no se tomarán en cuenta para el análisis por la magnitud de su carga y los posibles efectos que esta ocasionaría sobre la estructura.

2.2.1.2.3.2.3 Cargas de viento

Se asumirá que las presiones especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento de 160 km/hr . Se asumirá que la carga de viento esta uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. Para puentes o partes de puentes a más de 10 m sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad del viento de diseño, se deberá ajustar de la siguiente manera:

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (2-3)$$

Dónde:

V_{DZ} = Velocidad del viento de diseño a la altura de diseño Z , en (km/hr).

V_{10} = Velocidad del viento a 10 m sobre el nivel del agua o terreno de diseño, en (km/hr).

V_B = Velocidad básica del viento igual a 160 km/hr a una altura de 10 m .

Z = Altura de la estructura medida desde la superficie del terreno o nivel de agua, en (mm).

V_0 = Velocidad friccional, característica meteorológica del viento, en (km/hr).

Z_0 = Longitud de fricción de fetch o campo de viento aguas arriba, en (mm).

2.2.1.2.3.2.3.1 Presión horizontal sobre la estructura

El viento en acción sobre la estructura no es normal sobre ella, por lo tanto, la presión básica del viento se subdivide en carga lateral y carga longitudinal, las cuales se deberán de aplicar simultáneamente.

Se asumirá que la dirección del viento es horizontal, y en ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño se puede determinar como:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{(V_{DZ})^2}{25600} \quad (2-4)$$

Dónde:

P_D = Presión del viento de diseño, en (MPa).

P_B = Presión básica del viento, en (MPa).

V_{DZ} = Velocidad del viento de diseño a la altura de diseño Z , en (km/hr).

V_B = Velocidad básica del viento igual a 160 km/hr a una altura de 10 m .

2.2.1.2.3.2.3.2 **Presión vertical sobre la estructura**

Se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente de 0.00096 MPa por el ancho del tablero, incluyendo los parapetos y aceras, como una carga lineal longitudinal, y esta fuerza se deberá aplicar solo para los estados límites que no involucren viento actuando sobre la sobrecarga, y solo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta fuerza se deberá aplicar en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero o barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales especificadas anteriormente.

2.2.1.2.3.2.4 **Cargas de sismo**

En consideración a la estructura en general, el cual es un puente de un solo tramo, el mismo constituida por una unidad de superestructura soportada por apoyos (columnas). Según la normativa para los puentes de un solo tramo no se requiere realizar un análisis sísmico, independientemente de su importancia, geometría y de la zona sísmica en la cual estén ubicados. Sin embargo, para estos puentes se deberá aplicar los requisitos mínimos especificados.

Para los puentes de un solo tramo, independientemente de la zona sísmica en que se encuentren, la mínima sollicitación de diseño de una unión entre superestructura y subestructura en la dirección en la cual la unión está restringida no deberá ser menor que el producto entre el coeficiente de sitio, el coeficiente de aceleración y la carga permanente tributaria.

Para los puentes ubicados en zona sísmica I , siempre que el coeficiente de aceleración sea menor que $0,025$ y el perfil del suelo sea tipo I o tipo II , la fuerza de diseño horizontal en las direcciones restringidas de una unión se deberá tomar mayor o igual que $0,1$ veces la reacción vertical debida a la carga permanente tributaria y las sobrecargas tributarias que se supone existirán durante el sismo.

Para todos los demás sitios ubicados en zona sísmica *I*, la fuerza de diseño horizontal en las direcciones restringidas de una unión se deberá tomar mayor o igual que 0,2 veces la reacción vertical debida a la carga tributaria permanente y las sobrecargas tributarias que se suponen existirán durante el sismo.

2.2.1.2.4 Combinaciones de carga y factores de carga

La determinación de las combinaciones de carga se las realizara mediante la aplicación de las siguientes tablas:

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL LM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
EVEN TO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVEN TO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	-
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, LM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 2.4 Combinaciones de carga y factores de carga.

Fuente: AASHTO LFRD-04

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Tabla 2.5 Factores de carga para cargas permanentes, γ_p .

Fuente: AASHTO LFRD-04

Las diferentes combinaciones de cargas y factores de carga que se aplicaran para el análisis de la estructura serán relacionadas en función de las cargas que actuaran en la misma, la aplicación de estas combinaciones tendrá el objetivo de determinar la sección más crítica de la viga, y por ende tomar con más énfasis en el análisis de tensiones de la estructura en la sección correspondiente.

2.2.1.2.5 Cálculo estructural de la superestructura

Los componentes estructurales de hormigón pretensado se deberán analizar para determinar las tensiones y deformaciones correspondientes a cada etapa que pudiera resultar crítica durante la construcción, tesado, manipuleo, transporte y montaje, así como durante la vida de servicio de la estructura mediante la aplicación de los requisitos en todos los estados límites de servicio, fatiga, resistencia y eventos extremos que correspondan. Cabe mencionar que el análisis en estado límite de fatiga no se tomara en cuenta porque las cargas correspondientes para la combinación de cargas a la fatiga, involucra cargas relacionadas a la vehicular, como la sobrecarga vehicular *LL*, incremento por carga vehicular dinámica *IM*, y carga centrífuga de los vehículos *CE*, con las cuales no se cuenta.

2.2.1.2.5.1 Análisis en estado límite de servicio

2.2.1.2.5.1.1 Límites para la tensión en el hormigón pretensado

2.2.1.2.5.1.1.1 Tensiones temporarias antes de las pérdidas

El límite para la tensión de compresión en el hormigón pretensado σ_{ci} , será de $0.60f'_{ci}$.

El límite para la tensión a la tracción en el hormigón pretensado será de:

$$\sigma_{ti} = 0.25\sqrt{f'_{ci}} \quad (MPa) \quad (2-5)$$

Dónde:

f'_{ci} = Resistencia específica a la compresión del hormigón, en (MPa).

Pero no deberá ser mayor a $1.38 MPa$.

2.2.1.2.5.1.1.2 Tensiones después de las pérdidas

El límite para la tensión a compresión en el hormigón pretensado σ_c , será de $0.45f'_c$.

El límite para la tensión a la tracción en el hormigón pretensado será de:

$$\sigma_t = 0.50\sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa}) \quad (2-6)$$

Dónde:

f'_c = Resistencia específica a la compresión del hormigón, en (MPa).

2.2.1.2.5.1.2 Fuerza de pretensado inicial

Esta fuerza es la que se introduce o transfiere mediante un mecanismo al hormigón, en pocas palabras esta es la fuerza que se tiene en el hormigón en el momento del tesado del cable de pretensado, esta fuerza con el transcurrir del tiempo tiende a reducirse o acortarse produciéndose una pérdida de la fuerza de pretensado. Un método alternativo para la determinación de la fuerza de pretensado inicial y con este la excentricidad requerida, es el concepto de la carga equivalente.

Una vez determinada la fuerza de pretensado inicial se deberá de verificar las tensiones en las fibras extremas de la viga para que estas no sobrepasen los límites correspondientes, tanto en tiempo inicial antes de las pérdidas como en tiempo final después de que ocurran las pérdidas de pretensado, mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} \left[-\frac{M_o C_1}{I_c} + \frac{(P_e)e C_1}{I_c} - \frac{P_i}{A_c} \leq \sigma_{ii} \right] & \quad \left[\frac{M_o C_2}{I_c} - \frac{(P_e)e C_2}{I_c} - \frac{P_i}{A_c} \geq \sigma_{ci} \right] \\ \left[-\frac{M_T C_1}{I_c} + \frac{(P_e)e C_1}{I_c} - \frac{P_e}{A_c} \geq \sigma_c \right] & \quad \left[\frac{M_T C_2}{I_c} - \frac{(P_e)e C_2}{I_c} - \frac{P_e}{A_c} \leq \sigma_t \right] \end{aligned} \quad (2-7)$$

Dónde:

P_i = Fuerza de pretensado inicial, en (N).

P_e = Fuerza de pretensado efectiva, en (N).

e = Excentricidad de la fuerza de pretensado, en (mm).

C_1 = Distancia de la fibra superior al eje neutro, en (mm).

C_2 = Distancia de la fibra inferior al eje neutro, en (mm).

M_o = Momento flector debido al peso propio de la estructura, en (N-mm).

M_T = Momento flector debido a todas las cargas de la estructura, en (N-mm).

I_c = Momento de inercia de la sección bruta del hormigón de la viga, en (mm⁴).

A_c = Área de la sección bruta del hormigón de la viga, en (mm²).

σ_{ci} = Tensión de compresión límite para el hormigón en tiempo inicial, en (MPa).

σ_{ti} = Tensión de tracción límite para el hormigón en tiempo inicial, en (MPa).

σ_c = Tensión de compresión límite para el hormigón en tiempo final, en (MPa).

σ_t = Tensión de tracción límite para el hormigón en tiempo final, en (MPa).

También se puede determinar la fuerza de pretensado inicial aplicando las ecuaciones anteriores tomando en cuenta que P_e sea un porcentaje de P_i , mediante la introducción de un coeficiente de pérdida de pretensado η , y realizando un proceso iterativo hasta determinar la fuerza de pretensado requerida.

2.2.1.2.5.1.3 Límites para la excentricidad de la fuerza de pretensado

Las limitaciones de la excentricidad para la aplicación de la fuerza de pretensado para cada sección de la viga se la deberán determinar mediante las cuatro inequaciones desarrolladas para la determinación de la fuerza de pretensado inicial, mencionadas anteriormente, de las cuales se despeja el parámetro de la excentricidad, quedando de la siguiente manera:

$$\begin{array}{cc}
 \boxed{e_{(x)} \leq \frac{\sigma_{ti} I_c}{P_i C_1} + \frac{M_{o(x)}}{P_i} + \frac{I_c}{A_c C_1}} & \boxed{e_{(x)} \leq -\frac{\sigma_{ci} I_c}{P_i C_2} + \frac{M_{o(x)}}{P_i} - \frac{I_c}{A_c C_2}} \\
 \boxed{e_{(x)} \geq \frac{\sigma_c I_c}{\eta P_i C_1} + \frac{M_{T(x)}}{\eta P_i} + \frac{I_c}{A_c C_1}} & \boxed{e_{(x)} \geq -\frac{\sigma_t I_c}{\eta P_i C_2} + \frac{M_{T(x)}}{\eta P_i} - \frac{I_c}{A_c C_2}}
 \end{array} \quad (2-8)$$

Dónde:

$e_{(x)}$ = Excentricidad de la fuerza de pretensado, en (mm).

P_i = Fuerza de pretensado inicial, en (N).

η = Coeficiente de pérdida de pretensado.

C_1 = Distancia de la fibra superior al eje neutro, en (mm).

C_2 = Distancia de la fibra inferior al eje neutro, en (mm).

$M_{o(x)}$ = Momento flector debido al peso propio de la estructura, en (N-mm).

$M_{T(x)}$ = Momento flector debido a todas las cargas de la estructura, en (N-mm).

I_c = Momento de inercia de la sección bruta del hormigón de la viga, en (mm⁴).

A_c = Área de la sección bruta del hormigón de la viga, en (mm²).

σ_{ci} = Tensión de compresión límite para el hormigón en tiempo inicial, en (MPa).

σ_{ti} = Tensión de tracción límite para el hormigón en tiempo inicial, en (MPa).

σ_c = Tensión de compresión límite para el hormigón en tiempo final, en (MPa).

σ_t = Tensión de tracción límite para el hormigón en tiempo final, en (MPa).

2.2.1.2.5.1.4 Pérdidas de pretensado

La magnitud de la fuerza de pretensado en un elemento de hormigón no es constante, sino que toma diferentes valores durante el transcurso de la vida útil del mismo. Algunos de estos cambios son instantáneos o casi instantáneos, otros dependen del tiempo, y otros más suceden en función de la carga superpuesta. La pérdida total de la fuerza de pretensado es igual a la suma de todas las pérdidas producidas tanto en el hormigón como en el cable estructural, y que es igual a:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \quad (2-9)$$

Dónde:

Δf_{pT} = Pérdida total de pretensado, en (MPa).

Δf_{pF} = Pérdida por fricción, en (MPa).

Δf_{pA} = Pérdida por deslizamiento de los anclajes, en (MPa).

Δf_{pES} = Pérdida por acortamiento elástico del hormigón, en (MPa).

Δf_{pSR} = Pérdida por contracción del hormigón, en (MPa).

Δf_{pCR} = Pérdida por fluencia lenta del hormigón, en (MPa).

Δf_{pR} = Pérdida por relajación del acero después de la transferencia, en (MPa).

2.2.1.2.5.1.4.1 Pérdidas instantáneas

2.2.1.2.5.1.4.1.1 Pérdida de pretensado por fricción

En elementos postesados, por lo general los tendones se anclan en un extremo y se tesan mediante gatos desde el otro. A medida en que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla una resistencia friccionante, con el resultado de que la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el extremo donde está ubicado el gato. La pérdida total por fricción es la suma de la fricción por deformación no intencional del ducto, y la fricción debida a la curvatura intencional del tendón. Estos efectos se considerarán separadamente en inicio, y luego en forma combinada, obteniendo la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)} \right) \quad (2-10)$$

Dónde:

Δf_{pF} = Pérdida por fricción, en (MPa).

f_{pj} = Tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado, en (MPa).

K = Coeficiente de fricción por desviación de la vaina en mm por tendón.

x = Longitud del tendón de pretensado desde el extremo de tesado, en (mm).

μ = Coeficiente de fricción entre el acero de pretensado y la vaina.

α = Sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de pretensado, entre el extremo de tesado y el punto investigado, en (radianes).

2.2.1.2.5.1.4.1.2 Pérdida por deslizamiento de los anclajes

La pérdida de pretensado por deslizamiento o acuñaamiento de los anclajes es provocada por el movimiento del tendón a medida que la cuña o el dispositivo de agarre del anclaje se acomoda y/o deforma parcialmente dentro del dispositivo de anclaje a medida que se libera la fuerza del gato. Esta pérdida ocurre antes de la transferencia, y es responsable de la mayor parte de la diferencia entre la tensión de tasado y la tensión en el momento de la transferencia. Estos deslizamientos en los anclajes son del orden de 3 a 10 mm aproximadamente, dependiendo del tipo de sistema utilizados. La pérdida por deslizamiento de los anclajes se puede determinar mediante la aplicación de las siguientes expresiones:

$$\boxed{\Delta f_{pA} = 2x_A (f_{pF-x})} \quad \boxed{x_A = \sqrt{\frac{\Delta E_p}{f_{pF-x}}}} \quad (2-11)$$

Dónde:

Δf_{pA} = Pérdida por deslizamiento de los anclajes, en (MPa).

x_A = Longitud hasta donde llega el efecto del deslizamiento, en (mm).

Δ = Profundidad del deslizamiento de la cuña, en (mm).

E_p = Módulo de elasticidad del acero de pretensado, en (MPa).

f_{pF-x} = Pérdida por fricción por mm de tendón, en (MPa).

2.2.1.2.5.1.4.1.3 Pérdida por acortamiento elástico del hormigón

Cuando la fuerza pretensora se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el hormigón a medida en que éste se comprime.

Para determinar la pérdida por acortamiento elástico se pueden aplicar las siguientes expresiones:

$$\boxed{\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}} \quad \boxed{E_{ci} = 0.043(\gamma_c)^{1.5} \sqrt{f'_{ci}}} \quad (2-12)$$

Por otra parte, determinando la tensión del hormigón al nivel del centro de gravedad de los tendones, provocada por la fuerza de pretensado y el peso propio del elemento en la sección de máximo momento, después del tesado; y este reemplazando en la ecuación anterior, nos produce como resultado la siguiente expresión:

$$\boxed{\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \left(\frac{A_{ps} f_{pbt} (I_c + e_m^2 A_c) - M_o e_m A_c}{A_{ps} (I_c + e_m^2 A_c) + \frac{I_c A_c E_{ci}}{E_p}} \right)} \quad (2-13)$$

Dónde:

Δf_{pES} = Pérdida por acortamiento elástico del hormigón, en (MPa).

N = Número de tendones de pretensado, idénticos.

f_{cgp} = Tensión del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado, provocada por la fuerza de pretensado y el peso propio del elemento en la sección de máximo momento, después del tesado, en (MPa).

A_{ps} = Área del acero de pretensado, en (mm²).

A_c = Área bruta de la sección, en (mm²).

E_{ci} = Módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia, en (MPa).

E_p = Módulo de elasticidad de los tendones de pretensado, en (MPa).

e_m = Excentricidad promedio en la mitad del tramo, en (mm).

f_{pbt} = Tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia, en (MPa).

I_c = Momento de inercia de la sección bruta del hormigón, en (mm⁴).

M_o = Momento a la mitad del tramo debida al peso propio del elemento, en (N-mm).

γ_c = Densidad del hormigón, en (kg/m³).

f_{ci} = Resistencia específica a la compresión del hormigón, en (MPa).

2.2.1.2.5.1.4.2 Pérdidas diferidas

2.2.1.2.5.1.4.2.1 Pérdida por contracción del hormigón

La contracción por secado del hormigón provoca una reducción en la deformación del acero de pretensado igual a la deformación por contracción del hormigón. La reducción de esfuerzo resultante en el acero constituye una componente importante de la pérdida del presfuerzo para todos los tipos de vigas de hormigón pretensado.

Para determinar la pérdida por contracción del hormigón, se puede aplicar la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{sh} E_p \quad (2-14)$$

Para hormigones curados en húmedo, la deformación específica debida a la contracción ε_{sh} , en el tiempo t se puede tomar como:

$$\varepsilon_{sh} = k_s k_h \left(\frac{t}{35.0 + t} \right) 0.00051 \quad (2-15)$$

El factor k_h , para humedades relativas menores que 80 por ciento se puede utilizar la siguiente expresión:

$$k_h = \frac{140 - H}{70} \quad (2-16)$$

Dónde:

Δf_{pSR} = Pérdida por contracción del hormigón, en (MPa).

ε_{sh} = Deformación específica debida a la contracción del hormigón.

k_s = Factor de tamaño, relación volumen-área superficie.

k_h = Factor de humedad.

t = Tiempo de secado, en (días).

H = Humedad ambiental relativa media, en (%).

2.2.1.2.5.1.4.2.2 Pérdida por fluencia lenta del hormigón

La pérdida por fluencia lenta del hormigón, denominado también flujo plástico o escurrimiento plástico, es la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga.

La deformación por fluencia lenta es casi directamente proporcional a la intensidad del esfuerzo. Para la determinación de la pérdida por fluencia lenta del hormigón, se puede aplicar la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pCR} = \Psi_{(t,t_i)} \frac{E_p}{E_c} f_{cgp} \quad (2-17)$$

El valor de f_{cgp} , que cuyo momento actuante debe ser el momento que genere todas las cargas muertas más el de cualquier porción de carga viva que pueda considerarse carga sostenida. Para la determinación del coeficiente de fluencia lenta $\Psi_{(t,t_i)}$, se puede tomar la siguiente expresión:

$$\Psi_{(t,t_i)} = 3.5k_c k_f \left(1.58 - \frac{H}{120} \right) \left(t_i^{-0.118} \frac{(t-t_i)^{0.6}}{10 + (t-t_i)^{0.6}} \right) \quad (2-18)$$

El factor que considera el efecto de la resistencia del hormigón, es igual a:

$$k_f = \frac{62}{42 + f'_c} \quad (2-19)$$

Y el factor que considera el efecto de la relación volumen-área superficial, es igual a:

$$k_c = \left(\frac{\frac{t}{26e^{0.0142(V/S)} + t}}{\frac{t}{45+t}} \right) \left(\frac{1.80 + 1.77e^{-0.0213(V/S)}}{2.587} \right) \quad (2-20)$$

Para la determinación de f_{cgp} de una manera aproximada tomando en cuenta la reducción gradual de la fuerza pretensora a medida en que ocurre el flujo plástico, la contracción y el relajamiento, se recomienda utilizar un P_i igual a $0.9P_i$ en los cálculos de flujo plástico; finalmente la pérdida por flujo plástico es igual a la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pCR} = 3.5k_c k_f \left(1.58 - \frac{H}{120} \right) \left(t_i^{-0.118} \frac{(t-t_i)^{0.6}}{10 + (t-t_i)^{0.6}} \right) \left[-\frac{0.9P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e_m^2}{r^2} \right) + \frac{M_T e_m}{I_c} \right] \frac{E_p}{E_c} \quad (2-21)$$

Dónde:

Δf_{pCR} = Pérdida por fluencia lenta del hormigón, en (MPa).

k_c = Factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie del componente.

k_f = Factor que considera el efecto de la resistencia del hormigón.

f'_c = Resistencia específica a la compresión del hormigón a los 28 días, en (MPa).

t = Edad de madurez del hormigón, en (días).

t_i = Edad del hormigón cuando se aplica inicialmente la carga, en (días).

H = Humedad relativa, en (%).

P_i = Fuerza de pretensado inicial en el acero de pretensado, en (N).

A_c = Área bruta de la sección, en (mm²).

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón, en (MPa).

E_p = Módulo de elasticidad de los tendones de pretensado, en (MPa).

I_c = Momento de inercia de la sección bruta del hormigón, en (mm⁴).

M_T = Momento flector en centro luz de la viga debido al peso propio y a la carga muerta, en (N-mm).

e_m = Excentricidad promedio en centro luz de la viga, en (mm).

f_{cgp} = Tensión del hormigón en el centro de gravedad de los tendones pretensado, provocada por la fuerza de pretensado, tomando en cuenta la reducción gradual de la fuerza pretensora debida al flujo plástico, contracción y relajación del acero de pretensado, en (MPa).

2.2.1.2.5.1.4.2.3 Pérdida por relajación del acero después de la transferencia

Cuando al acero de pretensado se le esfuerza hasta los niveles que son usuales durante el tesado inicial y al actuar las cargas de servicio, se presenta una propiedad que se conoce como relajación. La relajación se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante. La magnitud del relajamiento depende de la intensidad del esfuerzo en el acero, así como del tiempo; para aceros de baja relajación, la relación del esfuerzo reducido f_{pR} al esfuerzo inicial f_{pi} puede estimarse usando la siguiente expresión:

$$\frac{f_{pR}}{f_{pi}} = 1 - \frac{\log t}{40} \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (2-22)$$

Para este efecto la ecuación anterior se puede expresar en términos de la pérdida de esfuerzo en el acero proveniente del relajamiento, y dicha expresión es la siguiente:

$$\Delta f_{pR} = \frac{\log t}{40} \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) f_{pi} \quad (2-23)$$

Dónde:

Δf_{pR} = Pérdida por relajación del acero de pretensado, en (MPa).

t = Tiempo después de la transferencia, en (hr).

f_{pR} = Tensión final en el tendón después de t horas, en (MPa).

f_{pi} = Tensión inicial en el tendón en el momento de la transferencia, en (MPa).

f_{py} = Tensión de fluencia específica del acero de pretensado, en (MPa).

2.2.1.2.5.1.5 Limitación de la fisuración

El esfuerzo de tensión debido a la flexión en elementos de hormigón bajo cargas de servicio puede limitarse hasta cualquier valor deseado, o eliminarse completamente mediante el pretensado.

La limitación de la fisuración mediante la distribución de la armadura se deberá aplicar a la armadura de todos los elementos de hormigón, en los cuales la tracción en la sección transversal es mayor que el 80 por ciento del módulo de rotura, para la respectiva combinación de cargas para el estado límite de servicio aplicable.

El módulo de rotura, para hormigones de densidad normal, se puede tomar como:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \quad (2-24)$$

Dónde:

f_r = Módulo de rotura del hormigón, en (MPa).

f'_c = Resistencia característica del hormigón, en (MPa).

2.2.1.2.5.1.6 Análisis de las deflexiones

Se define como elástica o curva de deflexión a la línea curva que adopta el eje neutro de la viga bajo flexión. La deflexión de un punto del eje neutro de una viga inicialmente recta, es la distancia que recorre en el plano de las cargas durante la flexión, esto es, la distancia entre el eje neutro en su posición inicial y la curva elástica. La siguiente ecuación es conocida como la *Ecuación Diferencial de la Elástica* o de la curva de deflexión de una viga:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M_x}{EI} \quad (2-25)$$

Dónde:

M_x = Momento flector actuante.

E = Módulo de elasticidad del material de la sección.

I = Momento de inercia de la sección.

Aplicando la ecuación diferencial para una carga uniformemente distribuida, se obtiene la respectiva ecuación de la curva elástica:

$$y = \frac{wx^4 - 2wlx^3 + wl^3x}{24E_cI_c} \quad (2-26)$$

La carga equivalente producida por el pretensado y la correspondiente deflexión producida por el mismo pretensado, son:

$$q = \frac{2M_x}{lx - x^2} \quad y_p = \frac{1}{12} \frac{P_i e_x}{E_c I_c} \left(\frac{x^4 - 2lx^3 + l^3x}{lx - x^2} \right) \quad (2-27)$$

Dónde:

y = Deflexión debida a la carga uniformemente distribuida, en (mm).

y_p = Deflexión producida por la fuerza de pretensado, en (mm).

w = Carga uniformemente distribuida a lo largo de la viga, en (N/mm).

q = Carga equivalente uniformemente distribuida, debida al pretensado, en (N/mm).

l = Longitud del tramo de la viga, en (mm).

x = Parámetro de distancia desde un extremo de la viga al punto de análisis, en (mm).

P_i = Fuerza de pretensado inicial en el punto de análisis, en (N).

e_x = Excentricidad de la fuerza de pretensado inicial en el punto de análisis, en (mm).

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón, en (MPa).

I_c = Momento de inercia de la sección bruta de hormigón, en (mm⁴).

M_x = Momento flector producida por el pretensado, en (N-mm).

Uno de los métodos más precisos para la determinación de la deflexión es el método refinado de intervalos de tiempo, el cual para la determinación de la flecha y contraflecha con mayor precisión, toma en cuenta los cambios dependientes del

tiempo de la fuerza pretensora en forma tal que se conozca la interacción de los efectos del flujo plástico, la contracción, y el relajamiento.

Para el método de los intervalos sucesivos, para obtener la curvatura después de las pérdidas ϕ_{pt} , en una sección cualquiera en el tiempo, viene dada por la siguiente expresión:

$$\phi_{pt} = -\frac{P_i e_x}{E_c I_c} + \sum_0^t (P_{n-1} - P_n) \frac{e_x}{E_c I_c} - \sum_0^t (\psi_n - \psi_{n-1}) P_{n-1} \frac{e_x}{E_c I_c} \quad (2-28)$$

Donde los subíndices $(n-1)$ y n definen el inicio y el final de un intervalo particular de tiempo. El primer término de la expresión es la curvatura instantánea que ocurre después de la aplicación de la fuerza pretensora P_i , el segundo término es la disminución en curvatura correspondiente a la pérdida de pretensado debida al flujo plástico, a la contracción y al relajamiento, y el tercer término es el incremento en la curvatura proveniente del flujo plástico. Para obtener el incremento en curvatura, se aplicará la siguiente expresión:

$$(\phi_n - \phi_{n-1}) = \frac{\Delta \varepsilon_{2net} - \Delta \varepsilon_{1net}}{h} \quad (2-29)$$

Dónde:

$\Delta \varepsilon_{1net}$ = Cambio neto en la deformación por flujo plástico en la fibra extrema superior.

$\Delta \varepsilon_{2net}$ = Cambio neto en la deformación por flujo plástico en la fibra extrema inferior.

h = Altura total de la sección de la viga.

2.2.1.2.5.2 Análisis en estado límite de resistencia

2.2.1.2.5.2.1 Análisis a la flexión

La propiedad más importante de una estructura es su resistencia, debida a que la resistencia del miembro está relacionada directamente con su seguridad. La forma de la curva esfuerzo-deformación del hormigón varia grandemente de un tipo de

hormigón a otro, pero todas estas curvas tienen una forma similar, la respuesta es razonablemente elástica para cargas menores que más o menos la mitad de la máxima. Por esta razón, no se pueden escribir relaciones explícitas tanto para la magnitud como para la ubicación de c . Pero la distribución real de los esfuerzos en el hormigón se puede reemplazar con una representación simplificada, escogida de tal forma que reproduzca el valor correcto de c y que dicha fuerza c actúe en el nivel correcto de la viga.

Usando un método combinado de análisis y experimentación se ha hallado que la distribución real de los esfuerzos de compresión en una viga puede reemplazarse con una distribución rectangular equivalente que tenga una intensidad de esfuerzo uniforme de $0.85f'_c$ hasta una profundidad a . La relación entre la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos y la real es $a = \beta_1 c$. El factor de β_1 se deberá tomar como 0.85 para hormigones cuyas resistencias no superen los 28 MPa , para resistencias mayores que 28 MPa , a β_1 se le deberá aplicar una reducción de 0.05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa , pero no deberá ser menor que 0.65 ; se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7} \quad (2-30)$$

Dónde:

β_1 = Relación entre la altura de la zona comprimida equivalente solicitada uniformemente supuesta en el estado límite de resistencia y la altura de la zona comprimida real.

f'_c = Resistencia a la compresión específica del hormigón, en (MPa).

2.2.1.2.5.2.1.1 Momento resistente nominal a la flexión

La sección de la viga en análisis es la correspondiente a la sección tipo cajón, la cual está constituida por almas inclinadas y alas con espesor variable, la representación gráfica del diagrama rectangular de tensiones equivalentes en consideración a la sección de la viga, se muestra en la siguiente gráfica:

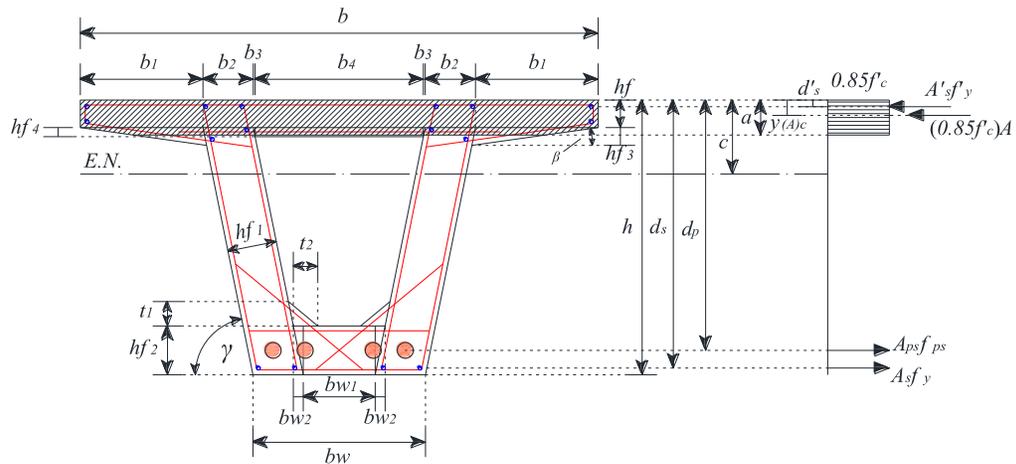


Figura 2.8 Representación del diagrama rectangular de tensiones equivalentes para la viga de sección cajón.

Fuente: Elaboración propia

La distancia del eje neutro de la sección con respecto a la fibra extrema superior c (para este caso), se la determina mediante la siguiente expresión:

$$c = \frac{0.85 f'_c \beta_1 b h_{f3} + 2 k h_f}{1.7 f'_c \beta_1^2 k}$$

$$h_{f3} \sqrt{\frac{\left(0.85 f'_c \beta_1 \left(b + \frac{2 k h_f}{h_{f3}}\right)\right)^2 - \frac{3.4 f'_c \beta_1^2 k}{h_{f3}} \left(\frac{0.85 f'_c k h_f^2}{h_{f3}} + A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y\right)}{1.7 f'_c \beta_1^2 k}}$$

$$k = \frac{1.17 b (\sqrt{2} - 1)}{2} + \frac{h_{f3} b (1 - 1.17 (\sqrt{2} - 1)) - h_{f3} b_w}{2(h - h_f)} \quad (2-31)$$

Para la determinación del momento nominal a la flexión, se puede aplicar la siguiente expresión:

$$p = \left(1.17 b (\sqrt{2} - 1) + \frac{h_{f3} b (1 - 1.17 (\sqrt{2} - 1)) - h_{f3} b_w}{h - h_f}\right) \left(\frac{h_{f3} - \beta_1 c + h_f}{h_{f3}} - 1\right)$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$\begin{aligned}
M_n = & A_{ps} f_{ps} \left(d_p - h_f - \frac{\beta_1 c - h_f}{3} \left(\frac{3b + 2p}{2b + p} \right) \right) \\
& + A_s f_y \left(d_s - h'_f - \frac{\beta_1 c - h_f}{3} \left(\frac{3b + 2p \left(\frac{h_{f3}}{h_f - \beta_1 c} \right) \left(\frac{h_{f3} - \beta_1 c + h_f}{h_{f3}} \right)}{2b + p \left(\frac{h_{f3}}{h_f - \beta_1 c} \right) \left(\frac{h_{f3} - \beta_1 c + h_f}{h_{f3}} \right)} \right) \right) \\
& + A'_s f'_y \left(h_f - d'_s + \frac{\beta_1 c - h_f}{3} \left(\frac{3b + 2p}{2b + p} \right) \right) \\
& + 0.85 f'_c h_f b \left(\frac{h_f}{2} + \frac{\beta_1 c - h_f}{3} \left(\frac{3b + 2p}{2b + p} \right) \right)
\end{aligned}$$

Dónde: (2-32)

c = Distancia entre el eje neutro y la fibra extrema comprimida, en (mm).

ϕ = Factor de resistencia para flexión para el hormigón pretensado.

M_u = Resistencia a la flexión mayorada de una sección flexionada, en (N-mm).

M_n = Momento nominal a la flexión, en (N-mm).

β_1 = Relación entre la altura de la zona comprimida equivalente solicitada uniformemente supuesta en el estado límite de resistencia y la altura de la zona comprimida real.

d_s = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada, en (mm).

d'_s = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de compresión, en (mm).

d_p = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de pretensado, en (mm).

A_s = Área de la armadura de tracción no pretensada, en (mm²).

A'_s = Área de la armadura de compresión, en (mm²).

A_{ps} = Área de la armadura de pretensado, en (mm²).

f_y = Tensión de fluencia de la armadura de tracción, en (MPa).

f'_y = Tensión de fluencia de la armadura de compresión, en (MPa).

f_{ps} = Tensión del acero de pretensado en el momento de la falla, en (MPa).

f'_c = Resistencia a la compresión específica del hormigón, en (MPa).

La determinación de la tensión en el acero de pretensado en el momento de la falla se la puede realizar mediante el método del análisis de compatibilidad de deformaciones.

La tensión en el acero de pretensado en el momento de la falla se puede determinar mediante las siguientes expresiones:

$$\boxed{f_{ps} = E_p \varepsilon_{ps}} \quad \boxed{\varepsilon_{ps} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3} \quad (2-33)$$

Dónde:

f_{ps} = Tensión del acero de pretensado en el momento de la falla, en (MPa).

E_p = Módulo de elasticidad del acero de pretensado, en (MPa).

ε_{ps} = Deformación total unitaria en el momento de la falla, en (mm/mm).

ε_1 = Deformación unitaria al nivel del acero de pretensado, debida a la fuerza de pretensado efectiva, en (mm/mm).

ε_2 = Deformación unitaria del hormigón al nivel correspondiente, debida a la acción de la fuerza de pretensado efectiva, en (mm/mm).

ε_3 = Deformación unitaria del hormigón al nivel correspondiente, debida a la deformación unitaria del hormigón a la rotura, en (mm/mm).

Cuando se aplica solamente la fuerza efectiva de pretensado P_e , después de que hayan ocurrido todas las pérdidas; en este nivel de carga el esfuerzo en el acero y su deformación asociada, se puede determinar con las siguientes expresiones:

$$\boxed{f_{pe} = \frac{P_e}{A_{ps}}} \quad \boxed{\varepsilon_1 = \varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_p}} \quad (2-34)$$

Dónde:

ε_1 = Deformación unitaria al nivel del acero de pretensado, debida a la fuerza de pretensado efectiva, en (mm/mm).

f_{pe} = Tensión de pretensado efectiva en el acero de pretensado, en (MPa).

P_e = Fuerza de pretensado efectiva, en (N).

A_{ps} = Área de la armadura del acero de pretensado, en (mm²).

E_p = Módulo de elasticidad del acero de pretensado, en (MPa).

Es útil considerar un nivel de cargas intermedio correspondiente a la descompresión del hormigón al nivel del centroide del acero. Suponiendo que la adherencia permanece intacta entre el hormigón y el acero, el incremento de la deformación en el acero producida a medida que las cargas pasan del nivel anterior al nivel siguiente, es el mismo que la disminución en la deformación del hormigón a aquel nivel en la viga. Este incremento viene dado por la siguiente expresión:

$$\boxed{\varepsilon_2 = \frac{P_e}{A_c E_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right)} \quad (2-35)$$

Dónde:

ε_2 = Deformación unitaria del hormigón al nivel correspondiente, debida a la acción de la fuerza de pretensado efectiva, en (mm/mm).

P_e = Fuerza de pretensado efectiva, en (N).

A_c = Área bruta de la sección de hormigón, en (mm²).

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón, en (MPa).

e = Excentricidad promedio en la mitad del tramo, en (mm).

r^2 = Radio de giro, en (mm²).

Cuando el miembro se sobrecarga hasta el nivel de la falla, el eje neutro está a la distancia c por debajo de la parte superior de la viga. Por lo tanto, el incremento en la deformación al nivel de la falla es igual a:

$$\boxed{\varepsilon_3 = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p - c}{c} \right)} \quad (2-36)$$

Dónde:

ε_3 = Deformación unitaria del hormigón al nivel correspondiente, debida a la deformación específica de falla del hormigón en compresión, en (mm/mm).

ε_{cu} = Deformación específica de falla del hormigón en compresión, en (mm/mm).

d_p = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro del acero de pretensado, en (mm).

c = Distancia entre el eje neutro y la cara comprimida, en (mm).

Con la ayuda de la curva esfuerzo-deformación, para el acero de pretensado grado 270, se determinará la deformación total en el acero de pretensado en el momento de la falla ε_{ps} , mediante un proceso iterativo aplicando el procedimiento descrito.

2.2.1.2.5.2.1.2 Verificación de la armadura máxima

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que cumpla la siguiente condición:

$$\boxed{\frac{c}{d_e} \leq 0.42} \quad \boxed{d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}} \quad (2-37)$$

Dónde:

c = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro, en (mm).

d_e = Altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada, en (mm).

Si la desigualdad no fuese cumplida, la sección se debería de considerar como sobre armada; en elementos de hormigón pretensado y parcialmente pretensado se puede utilizar secciones sobre armadas, si se demuestra mediante análisis y ensayos que con ellas se puede lograr la ductilidad suficiente para la estructura.

2.2.1.2.5.2.1.3 Verificación de la armadura mínima

En cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada M_r , como armadura mínima se deberá tomar igual al menor valor entre los siguientes:

- a) 1.2 veces el momento de fisuración M_{cr} , determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura f_r , del hormigón, donde M_{cr} se puede tomar como:

$$M_{cr} = S_c (f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \leq S_c f_r \quad (2-38)$$

El módulo de rotura para hormigones de densidad normal, se puede tomar como:

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} \quad (2-39)$$

Dónde:

M_{cr} = Momento de fisuración, en (N-mm).

M_{dnc} = Momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta, en (N-mm).

S_c = Módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en (mm^3).

S_{nc} = Módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en (mm^3).

f_{cpe} = Tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas, en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en (MPa).

f_r = Módulo de rotura, en (MPa).

f'_c = Resistencia a la compresión específica del hormigón, en (MPa).

b) 1.33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia.

2.2.1.2.5.2.2 Análisis al corte

Los elementos de hormigón, generalmente como las vigas, deben tener seguridad en contra de fallas prematuras de otros tipos, las cuales pueden ser más peligrosas que la falla por flexión en el sentido que, si sobrevinieran la sobrecarga y colapso catastrófico, estos podrían ocurrir de súbito y sin previo aviso. La falla por cortante,

más propiamente llamada falla por tensión diagonal, es un ejemplo. Las vigas de hormigón pretensado normalmente poseen refuerzo para el cortante, con la finalidad de asegurar que la falla por flexión, la cual puede predecirse con precisión y viene precedida por el agrietamiento y las grandes deflexiones obvias, ocurrirá antes que la falla por cortante, la cual es súbita y más difícil de predecir con exactitud.

2.2.1.2.5.2.2.1 Resistencia nominal al corte

La resistencia al corte de un elemento de hormigón se puede dividir en una componente V_c que depende de las tensiones de tracción en el hormigón, una componente V_s que depende de las tensiones de tracción en la armadura transversal y una componente V_p que es la componente vertical de la fuerza de pretensado.

La resistencia nominal al corte V_n , se deberá determinar como el menor valor de las siguientes expresiones:

$$\begin{array}{l}
 \boxed{V_u \leq \phi V_n} \quad \boxed{V_n = V_c + V_s + V_p} \quad \boxed{V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p} \\
 \boxed{V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v} \quad \boxed{V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}}
 \end{array} \quad (2-40)$$

Dónde:

V_u = Resistencia al corte mayorado en la sección, en (N).

ϕ = Factor de resistencia para corte, para hormigón de densidad normal.

V_n = Resistencia nominal al corte de la sección considerada, en (N).

V_c = Resistencia nominal al corte proporcionado por las tensiones de tracción del hormigón, en (N).

V_s = Resistencia al corte proporcionado por la armadura de corte, en (N).

V_p = Componente de la fuerza de pretensado efectiva en dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado, en (N).

b_v = Ancho del alma efectivo, tomando como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v , en (mm).

d_v = Altura de corte efectiva tomada como la distancia, medida en forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a la flexión; no es necesario tomarla menor que el mayor valor entre $0.9d_e$ ó $0.72h$, en (mm).

s = Separación de los estribos, en (mm).

β = factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción.

θ = Ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal, en ($^\circ$).

α = Ángulo de inclinación de la armadura transversal, respecto al eje longitudinal, en ($^\circ$).

A_v = Área de la armadura de corte, en una distancia s , en (mm^2).

f_y = Tensión de fluencia de la armadura transversal, en (MPa).

f'_c = Resistencia a la compresión específica del hormigón, en (MPa).

2.2.1.2.5.2.2.2 Parámetros β y θ

Para las secciones que contienen como mínimo la mínima armadura transversal, los valores de β y θ se deberán tomar de la tabla 2-6.

$\frac{V}{f'_c}$	$\epsilon_x \times 1000$								
	$\leq -0,20$	$\leq -0,10$	$\leq -0,05$	≤ 0	$\leq 0,125$	$\leq 0,25$	$\leq 0,50$	$\leq 0,75$	$\leq 1,00$
$\leq 0,075$	22,3 6,32	20,4 4,75	21,0 4,10	21,8 3,75	24,3 3,24	26,6 2,94	30,5 2,59	33,7 2,38	36,4 2,23
$\leq 0,100$	18,1 3,79	20,4 3,38	21,4 3,24	22,5 3,14	24,9 2,91	27,1 2,75	30,8 2,50	34,0 2,32	36,7 2,18
$\leq 0,125$	19,9 3,18	21,9 2,99	22,8 2,94	23,7 2,87	25,9 2,74	27,9 2,62	31,4 2,42	34,4 2,26	37,0 2,13
$\leq 0,150$	21,6 2,88	23,3 2,79	24,2 2,78	25,0 2,72	26,9 2,60	28,8 2,52	32,1 2,36	34,9 2,21	37,3 2,08
$\leq 0,175$	23,2 2,73	24,7 2,66	25,5 2,65	26,2 2,60	28,0 2,52	29,7 2,44	32,7 2,28	35,2 2,14	36,8 1,96
$\leq 0,200$	24,7 2,63	26,1 2,59	26,7 2,52	27,4 2,51	29,0 2,43	30,6 2,37	32,8 2,14	34,5 1,94	36,1 1,79
$\leq 0,225$	26,1 2,53	27,3 2,45	27,9 2,42	28,5 2,40	30,0 2,34	30,8 2,14	32,3 1,86	34,0 1,73	35,7 1,64
$\leq 0,250$	27,5 2,39	28,6 2,36	29,1 2,33	29,7 2,33	30,6 2,12	31,3 1,93	32,8 1,70	34,3 1,58	35,8 1,50

Tabla 2.6 Valores de θ y β para secciones con armadura transversal.

Fuente: AASHTO LFRD-04

Y ε_x se deberá tomar como la deformación específica longitudinal calculada a la mitad de la altura del elemento cuando la sección está sujeta a M_u , N_u y V_u como se ilustra en la siguiente figura.

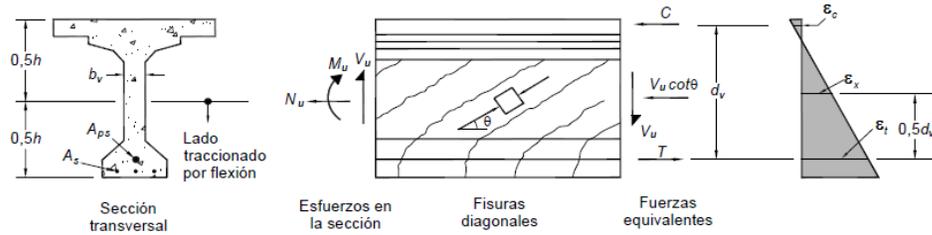


Figura 2.9 Deformación específica longitudinal calculada a la mitad de la altura del elemento.

Fuente: AASHTO LFRD-04

El valor inicial de ε_x se deberá tomar menor o igual que 0.001, aplicando la siguiente expresión:

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5(V_u - V_p) \cot \theta - A_{ps} f_{po} \right)}{2(E_s A_s + E_p A_{ps})} \quad (2-41)$$

Si el valor de la deformación específica longitudinal es negativo, la deformación específica longitudinal ε_x se deberá tomar como la siguiente expresión:

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + (V_u - V_p) \cot \theta - A_{ps} f_{po} \right)}{2(E_c A_c + E_s A_s + E_p A_{ps})} \quad (2-42)$$

Dónde:

ε_x = Deformación específica longitudinal en la armadura del alma, del lado del elemento traccionado por flexión, en (mm/mm).

θ = Ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal, en ($^\circ$).

d_v = Altura de corte efectiva tomada como la distancia, medida en forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a la flexión; no es necesario tomarla menor que el mayor valor entre $0.9d_e$ ó $0.72h$, en (mm).

A_{ps} = Área del acero de pretensado del lado del elemento traccionado por flexión, en (mm²).

A_s = Área del acero no pretensado del lado del elemento traccionado por flexión, en la sección considerada, en (mm²).

A_c = Área del hormigón del lado del elemento traccionado por flexión, en (mm²).

f_{po} = Parámetro que se toma como el módulo de elasticidad de los tendones de pretensado multiplicado por la diferencia de deformación unitaria remanente entre los tendones de pretensado y el hormigón que los rodea, en (MPa).

E_s = Módulo de elasticidad de la armadura de refuerzo, en (MPa).

E_p = Módulo de elasticidad de los tendones de pretensado, en (MPa).

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón, en (MPa).

V_p = Componente de la fuerza de pretensado efectiva en dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado, en (N).

V_u = Esfuerzo de corte mayorado, siempre positivo, en (N).

N_u = Fuerza axial mayorada, se considera negativa si es de compresión, en (N).

M_u = Momento mayorado, siempre positivo, pero nunca menor que $V_u d_v$, en (N-mm).

2.2.1.2.5.2.2.3 Regiones en las que se requieren armadura transversal

En todas las regiones donde existe una probabilidad significativa de fisuración diagonal se requiere armadura transversal, generalmente consistente en estribos.

Se deberá proveer armadura transversal si:

$$\boxed{V_u > 0.5 \phi (V_c + V_p)} \quad (2-43)$$

Dónde:

V_u = Resistencia al corte mayorado en la sección, en (N).

ϕ = Factor de resistencia para corte, para hormigón de densidad normal.

V_c = Resistencia nominal al corte del hormigón, en (N).

V_p = Componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección de la fuerza de corte, en (N).

2.2.1.2.5.2.2.4 Verificación de la armadura mínima

Se requiere una cantidad mínima de armadura transversal para restringir el crecimiento de las fisuras diagonales y aumentar la ductilidad en la sección. Si se requiere armadura transversal, el área de acero deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_v \geq 0.083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (2-44)$$

Dónde:

A_v = Área de la armadura transversal en una distancia s , en (mm^2).

b_v = Ancho del alma ajustado, en (mm).

s = Separación de la armadura transversal, en (mm).

f_y = Tensión de fluencia de la armadura transversal, en (MPa).

f'_c = Resistencia a la compresión específica del hormigón, en (MPa).

2.2.1.2.5.2.2.5 Separación máxima de la armadura

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que la máxima separación admisible s_{max} , determinada de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \blacktriangleright \text{ Si: } & \boxed{v_u < 0.125 f'_c} \quad \boxed{s_{max} = 0.8 d_v \leq 600 \text{ mm}} \quad \boxed{v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v}} \\ \blacktriangleright \text{ Si: } & \boxed{v_u \geq 0.125 f'_c} \quad \boxed{s_{max} = 0.4 d_v \leq 300 \text{ mm}} \end{aligned} \quad (2-45)$$

Dónde:

v_u = Tensión de corte mayorada promedio en el hormigón, en (MPa).

b_v = Ancho del alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma, medida en forma paralela al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a la flexión, en (mm).

d_v = Altura de corte efectiva tomada como la distancia medida de forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y

compresión debidas a la flexión, no es necesario tomarla menor que el mayor valor entre $0.9d_e$ ó $0.72h$, en (mm).

ϕ = Factor de resistencia para corte, para hormigón de densidad normal.

f'_c = Resistencia a la compresión específica del hormigón, en (MPa).

2.2.1.2.5.2.2.6 Verificación de la armadura longitudinal

El corte provoca tracción en la armadura longitudinal. Para un corte dado, esta tracción aumenta a medida que θ disminuye y a medida que V_c aumenta. En todas las secciones la capacidad de tracción de la armadura longitudinal del lado del elemento traccionado por flexión, se deberá dimensionar de manera que satisfaga la siguiente condición:

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{M_u}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p - 0.5V_s \right) \cot \theta \quad (2-46)$$

En el borde interior del área de apoyo de los extremos correspondientes a apoyos simples de la sección crítica para corte, la armadura longitudinal del lado del elemento traccionado por flexión, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p - 0.5V_s \right) \cot \theta \quad (2-47)$$

Dónde:

A_s = Área del acero no pretensado del lado del elemento traccionado por flexión, en la sección considerada, en (mm²).

A_{ps} = Área del acero de pretensado del lado del elemento traccionado por flexión, en (mm²).

f_y = Tensión de fluencia de la armadura transversal, en (MPa).

f_{ps} = Tensión del acero de pretensado en el momento de la falla, en (MPa).

d_v = Altura de corte efectiva tomada como la distancia, medida en forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a la flexión; no es necesario tomarla menor que el mayor valor entre $0.9d_e$ ó $0.72h$, en (mm).

V_s = Resistencia al corte proporcionado por la armadura transversal en la sección investigada, nunca se deberá tomar mayor que V_u/ϕ , en (N).

V_p = Componente de la fuerza de pretensado efectiva en dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado, en (N).

V_u = Resistencia al corte mayorado en la sección, en (N).

N_u = Fuerza axial mayorada, se considera negativa si es de compresión, en (N).

M_u = Momento mayorado, siempre positivo, pero nunca menor que $V_u d_v$, en (N-mm).

θ = Ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal, utilizado para determinar la resistencia nominal al corte de la sección investigada, en ($^\circ$).

$\phi_f = \phi_v = \phi_c$ = Factores de resistencia para momento, corte y resistencia axial, según corresponda.

2.2.1.2.5.2.3 Análisis a la torsión

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

2.2.1.2.5.2.3.1 Resistencia a la torsión mayorada

La resistencia a la torsión mayorada T_r , se deberá tomar como:

$$\boxed{T_u \leq \phi T_n = T_r} \quad (2-48)$$

Dónde:

T_u = Momento torsor mayorado, en (N-mm).

T_r = Resistencia a la torsión mayorada, en (N-mm).

T_n = Resistencia nominal a la torsión, en (N-mm).

ϕ = Factor de resistencia para corte y torsión.

2.2.1.2.5.2.3.2 Verificación si corresponde el análisis a la torsión

Si el momento torsor mayorado es menor que un cuarto del momento de fisuración por torsión pura mayorado, éste provocará apenas una reducción muy pequeña de la capacidad de corte o la capacidad flexional. Por este motivo se permite despreciarlo.

Para el hormigón de densidad normal, los efectos torsionales se deberán investigar cuando:

$$T_u > 0.25 \phi T_{cr}$$

(2-49)

$$T_{cr} = 0.328 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.328 \sqrt{f'_c}}}$$

Dónde:

T_u = Momento torsor mayorado, en (N-mm).

T_{cr} = Momento de fisuración por torsión, en (N-mm).

A_{cp} = Área total encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, en (mm²).

P_c = Longitud del perímetro exterior de la sección de hormigón, en (mm).

f_{pc} = Tensión de compresión en el hormigón después de las pérdidas, ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste cargas temporarias o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala, en (MPa).

ϕ = Factor de resistencia para corte y torsión.

2.2.1.2.5.3 Análisis en estado límite correspondiente a evento extremo

El análisis correspondiente en estado límite a evento extremo, la estructura en su conjunto y sus componentes se deberán analizar para resistir el colapso provocado por las cargas provenientes de los fenómenos en eventos extremos.

2.2.1.2.6 Cálculos estructurales adicionales

2.2.1.2.6.1 Análisis y diseño del tablero

Para realizar el análisis y diseño del tablero, la losa y las alas de la sección correspondiente se las considerará para el análisis, como losa y losas en voladizo en una dirección. Para efectos de análisis y diseño, se tomará una franja unitaria de tales losas, cortadas formando ángulos rectos con las vigas de apoyo, en este caso con las almas de la sección; dichas franjas se pueden considerar como vigas rectangulares de ancho unitario, con una altura h igual al espesor de la losa y una luz l igual a la distancia entre sus bordes de apoyado.

2.2.1.2.6.1.1 Análisis a la flexión

Para el análisis se tomará una franja unitaria a la cual se la considerará como una viga rectangular de ancho unitario, con una altura h igual al espesor de la losa, para el caso de la losa central, y una de variación uniforme entre el borde de apoyo y el borde libre para el caso de la losa en voladizo; y con una luz l igual a la distancia entre sus extremos, para ambos casos.

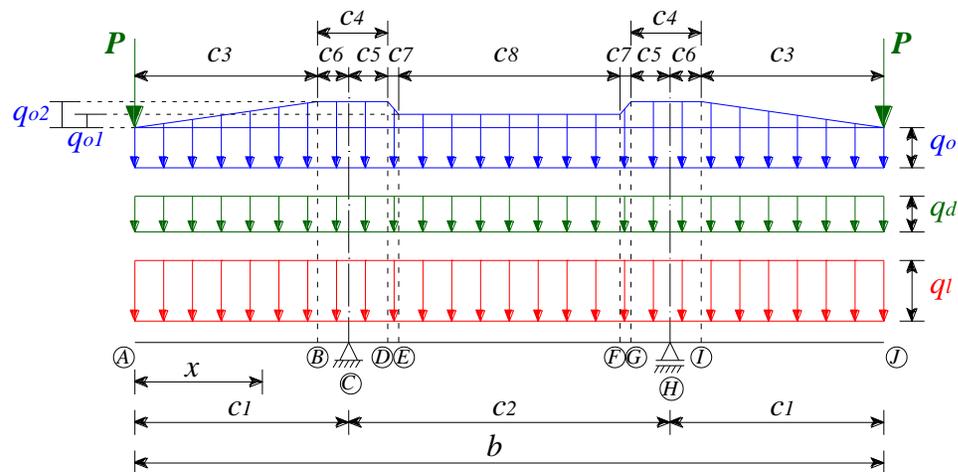


Figura 2.10 Distribución de cargas en el tablero. Fuente: Elaboración propia

Para el análisis se requiere de momentos flectores, los cuales se deberá obtener aplicando la combinación de cargas que produzca los efectos más críticos en la estructura, considerando como máximo para este caso la distribución que se muestra en la (figura 2.10).

Donde el peso propio del tablero, la carga muerta, la carga viva y el peso de la baranda se representan con los parámetros q_o , q_d , q_l y P , respectivamente. La cuantía máxima de refuerzo ρ_{\max} deberá ser un 75 por ciento menor que la cuantía balanceada ρ_b .

A partir del requisito de equilibrio que exige $C = T$, y para aceros con $E_s = 200000$ MPa se tiene la siguiente expresión:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2-50)$$

La armadura a flexión requerida se determinará aplicando la distribución de tensiones aproximada o bloque rectangular de esfuerzos equivalentes, como se trata de analizar valores no tan significativos en relación a los momentos flectores, será suficiente analizar la sección como una viga simplemente reforzada con armadura a tracción, mediante la siguiente expresión:

$$\left[\frac{1}{2} \left(\frac{f_y^2}{0.85 f'_c b} \right) \right] A_s^2 - [f_y d_s] A_s + M_n = 0 \quad (2-51)$$

Dónde:

A_s = Área de la armadura a flexión, en (mm²).

d_s = Altura efectiva o canto útil de la sección, en (mm).

b = Ancho de la sección unitaria, en (mm).

M_n = Momento nominal a la flexión, en (N-mm).

f_y = Tensión de fluencia de la armadura a flexión, en (MPa).

f'_c = Resistencia a la compresión específica del hormigón, en (MPa).

2.2.1.2.6.1.2 Análisis al corte

Por tratarse de esfuerzos cortantes pequeños producidos por las cargas externas sobre una losa de ancho unitario analizado en sentido transversal al eje longitudinal de la viga, casi en la mayoría de los casos se deberá realizar inicialmente una verificación de la resistencia nominal al corte proporcionado por el hormigón

contra el cortante mayorado de la sección, porque en ciertos casos solo el hormigón es capaz de resistir las solicitaciones impuestas; aplicando la siguiente expresión:

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v \quad (2-52)$$

Dónde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón, en (N).

β = Factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción, para secciones no pretensadas tiene un valor de 2.

b_v = Ancho de la sección unitaria, en (mm).

d_v = Altura de corte efectiva o canto útil, en (mm).

f'_c = Resistencia a la compresión específica del hormigón, en (MPa).

Caso contrario se deberá analizar la sección, reforzándola a esta mediante la disposición de armadura transversal necesaria para resistir las solicitaciones impuestas.

En losas estructurales donde el refuerzo a flexión se extiende en una sola dirección, se debe colocar refuerzo normal al refuerzo a flexión para resistir las tensiones provocadas por contracción y temperatura cerca de las superficies de hormigón expuestas a variaciones diarias de temperatura.

Para el caso de las barras o malla de alambre soldadas, el área de la armadura en cada dirección deberá satisfacer la siguiente expresión:

$$A_s = 0.756 \frac{A_g}{f_y} \quad (2-53)$$

Dónde:

A_s = Armadura por contracción y temperatura en cada dirección, en (mm²).

A_c = Área bruta de la sección, en (mm²).

f_y = Tensión de fluencia específica de las barras de armadura, en (MPa).

2.2.1.2.6.1.3 Análisis a la tracción

La acción de esfuerzos de tracción en la losa central es un producto derivado de los efectos producidos por la aplicación de la fuerza de pretensado en las almas, que por una determinada inclinación de las mismas se transfiere un determinado porcentaje de los efectos a la losa central, el cual produce como resultado esfuerzos de tracción; para el análisis se asumirá que los esfuerzos de tracción son distribuidos uniformemente sobre toda la superficie de la sección transversal, el cual será una fracción de la carga equivalente producida por el pretensado. La tensión admisible de la armadura de refuerzo a tracción se deberá tomar igual a $0.5f_y$ pero no deberá ser mayor a 206 MPa .

2.2.1.2.6.1.4 Análisis de la deflexión del tablero

Para la determinación de la deflexión de la losa del tablero a lo largo de la misma, se la determinará considerando el peso propio, las cargas muertas y vivas correspondientes para la deflexión extrema. Por la variación del espesor del tablero, la determinación de las deflexiones para este caso en particular se las realizará subdividiendo el tablero en nueve tramos como se muestra en la (figura 2.10), con la cual se obtiene un total de nueve ecuaciones de la elástica, y cuyas expresiones son las siguientes:

Ecuación de la elástica para el tramo AB :

$$y = \left(-\frac{Px^3}{6} - \frac{q_{o2}x^5}{120c_3} - \frac{q_o x^4}{24} - \frac{(q_d + q_l)x^4}{4} + k_1x + k_2 \right) \frac{1}{E_c I_e}$$

(2-54)

Ecuación de la elástica para el tramo BC :

$$y = \left(-\frac{Px^3}{6} - \frac{q_{o2}c_3}{12} \left(x - \frac{2c_3}{3} \right)^3 - \frac{q_{o2}}{24} (x - c_3)^4 - \frac{q_o x^4}{24} - \frac{(q_d + q_l)x^4}{24} + k_3x + k_4 \right) \frac{1}{E_c I_e}$$

(2-55)

Ecuación de la elástica para el tramo CD :

$$y = \left(-\frac{Px^3}{6} - \frac{q_{o2}c_3}{12} \left(x - \frac{2c_3}{3} \right)^3 - \frac{q_{o2}}{24} (x - c_3)^4 - \frac{q_o x^4}{24} - \frac{(q_d + q_l)x^4}{24} \right) \frac{1}{E_c I_e} + \left(\frac{R(x - c_3 - c_6)^3}{6} + k_5 x + k_6 \right) \frac{1}{E_c I_e}$$

(2-56)

Ecuación de la elástica para el tramo DE :

$$y = \left(-\frac{Px^3}{6} - \frac{q_{o2}c_3}{12} \left(x - \frac{2c_3}{3} \right)^3 - \frac{q_{o2}c_4}{6} \left(x - c_3 - \frac{c_4}{2} \right)^3 - \frac{q_o x^4}{24} - \frac{(q_d + q_l)x^4}{24} \right) \frac{1}{E_c I_e} + \left(\frac{R(x - c_3 - c_6)^3}{6} - \frac{q_{o1}(x - c_3 - c_4)^4}{24} - \frac{(c_3 + c_4 + c_7 - x)(x - c_3 - c_4)^4}{24c_7} \right) \frac{1}{E_c I_e} + \left(-\frac{(x - c_3 - c_4)^5}{60c_7} - \left(q_{o2} - q_{o1} - \frac{(c_3 - c_4 - c_7 - x)(q_{o2} - q_{o1})}{c_7} \right) \frac{(x - c_3 - c_4)^4}{36} \right) \frac{1}{E_c I_e} + \left(\frac{(q_{o2} - q_{o1})(x - c_3 - c_4)^5}{90c_7} + k_7 x + k_8 \right) \frac{1}{E_c I_e}$$

(2-57)

Ecuación de la elástica para el tramo EF :

$$y = \left[-\frac{Px^3}{6} - \frac{q_{o2}c_3}{12} \left(x - \frac{2c_3}{3} \right)^3 - \frac{q_{o2}c_4}{6} \left(x - c_3 - \frac{c_4}{2} \right)^3 - \frac{c_7(q_{o2} - q_{o1})}{12} \left(x - c_3 - c_4 - \frac{c_7}{3} \right)^3 \right] \frac{1}{E_c I_e} + \left(-\frac{q_{o1}(x - c_3 - c_4)^4}{24} - \frac{q_o x^4}{24} - \frac{(q_d + q_l)x^4}{24} + \frac{R(x - c_3 - c_6)^3}{6} + k_9 x + k_{10} \right) \frac{1}{E_c I_e}$$

(2-58)

Ecuación de la elástica para el tramo FG :

$$y = \left[-\frac{Px^3}{6} - \frac{q_{o2}c_3}{12} \left(x - \frac{2c_3}{3} \right)^3 - \frac{q_{o2}c_4}{6} \left(x - c_3 - \frac{c_4}{2} \right)^3 - \frac{c_7(q_{o2} - q_{o1})}{12} \left(x - c_3 - c_4 - \frac{c_7}{3} \right)^3 \right] \frac{1}{E_c I_e} + \left(-\frac{q_{o1}(x - c_3 - c_4)^4}{24} - \frac{q_o x^4}{24} - \frac{(q_d + q_l)x^4}{24} - \frac{(q_{o2} - q_{o1})(x - c_3 - c_4 - c_7 - c_8)^5}{120c_7} \right) \frac{1}{E_c I_e} + \left(\frac{R(x - c_3 - c_6)^3}{6} + k_{11} x + k_{12} \right) \frac{1}{E_c I_e}$$

(2-59)

Ecuación de la elástica para el tramo *GH*:

$$y = \left[-\frac{Px^3}{6} - \frac{q_{o2}c_3}{12} \left(x - \frac{2c_3}{3}\right)^3 - \frac{q_{o2}c_4}{6} \left(x - c_3 - \frac{c_4}{2}\right)^3 - \frac{c_7(q_{o2} - q_{o1})}{12} \left(x - c_3 - c_4 - \frac{c_7}{3}\right)^3 \right] \frac{1}{E_c I_e} \\ + \left(-\frac{q_{o1}(2c_7 + c_8)}{6} \left(x - c_3 - c_4 - c_7 - \frac{c_8}{2}\right)^3 - \frac{q_o x^4}{24} - \frac{(q_d + q_l)x^4}{24} + \frac{R(x - c_3 - c_6)^3}{6} \right) \frac{1}{E_c I_e} \\ + \left(-\frac{c_7(q_{o2} - q_{o1})}{12} \left(x - c_3 - c_4 - \frac{5c_7}{3} - c_8\right)^3 - \frac{q_{o2}(x - c_3 - c_4 - 2c_7 - c_8)^4}{24} + k_{13}x + k_{14} \right) \frac{1}{E_c I_e}$$

Ecuación de la elástica para el tramo *HI*:

(2-60)

$$y = \left[-\frac{Px^3}{6} - \frac{q_{o2}c_3}{12} \left(x - \frac{2c_3}{3}\right)^3 - \frac{q_{o2}c_4}{6} \left(x - c_3 - \frac{c_4}{2}\right)^3 - \frac{c_7(q_{o2} - q_{o1})}{12} \left(x - c_3 - c_4 - \frac{c_7}{3}\right)^3 \right] \frac{1}{E_c I_e} \\ + \left(-\frac{q_{o1}(2c_7 + c_8)}{6} \left(x - c_3 - c_4 - c_7 - \frac{c_8}{2}\right)^3 - \frac{q_o x^4}{24} - \frac{(q_d + q_l)x^4}{24} + \frac{R(x - c_3 - c_6)^3}{6} \right) \frac{1}{E_c I_e} \\ + \left(-\frac{c_7(q_{o2} - q_{o1})}{12} \left(x - c_3 - c_4 - \frac{5c_7}{3} - c_8\right)^3 - \frac{q_{o2}(x - c_3 - c_4 - 2c_7 - c_8)^4}{24} \right) \frac{1}{E_c I_e} \\ + \left(\frac{R(x - c_3 - c_4 - 2c_7 - c_8 - c_5)^3}{6} + k_{15}x + k_{16} \right) \frac{1}{E_c I_e}$$

Ecuación de la elástica para el tramo *IJ*:

(2-61)

$$y = \left[-\frac{Px^3}{6} - \frac{q_{o2}c_3}{12} \left(x - \frac{2c_3}{3}\right)^3 - \frac{q_{o2}c_4}{6} \left(x - c_3 - \frac{c_4}{2}\right)^3 - \frac{c_7(q_{o2} - q_{o1})}{12} \left(x - c_3 - c_4 - \frac{c_7}{3}\right)^3 \right] \frac{1}{E_c I_e} \\ + \left(-\frac{q_{o1}(2c_7 + c_8)}{6} \left(x - c_3 - c_4 - c_7 - \frac{c_8}{2}\right)^3 - \frac{q_o x^4}{24} - \frac{(q_d + q_l)x^4}{24} + \frac{R(x - c_3 - c_6)^3}{6} \right) \frac{1}{E_c I_e} \\ + \left[-\frac{c_7(q_{o2} - q_{o1})}{12} \left(x - c_3 - c_4 - \frac{5c_7}{3} - c_8\right)^3 - \frac{q_{o2}c_4}{6} \left(x - c_3 - \frac{3c_4}{2} - 2c_7 - c_8\right)^3 \right] \frac{1}{E_c I_e} \\ + \left(\frac{R(x - c_3 - c_4 - 2c_7 - c_8 - c_5)^3}{6} + \frac{q_{o2}(x - c_3 - 2c_4 - 2c_7 - c_8)^4}{72c_3} \right) \frac{1}{E_c I_e} \\ + \left(-q_{o2} \left(1 - \frac{(2c_3 + 2c_4 + 2c_7 + c_8 - x)}{c_3} \right) \frac{(x - c_3 - 2c_4 - 2c_7 - c_8)^4}{36} \right) \frac{1}{E_c I_e} \\ + \left(-\frac{q_{o2}(2c_3 + 2c_4 + 2c_7 + c_8 - x)(x - c_3 - 2c_4 - 2c_7 - c_8)^4}{24c_3} + k_{17}x + k_{18} \right) \frac{1}{E_c I_e}$$

(2-62)

Dónde:

y = Deflexión de la losa debida a las cargas, en (mm).

P = Carga puntual en el extremo libre del ala, en (N).

q_o = Carga uniformemente distribuida a lo largo del tablero debida al peso propio, en (N/mm).

q_{o1} = Carga uniformemente distribuida en el tablero central debida al peso propio, en (N/mm).

q_{o2} = Carga máxima del tablero debida al peso propio en el sector de las almas, en (N/mm).

q_d = Carga muerta uniformemente distribuida a lo largo del tablero, en (N/mm).

q_l = Sobrecarga viva uniformemente distribuida a lo largo del tablero, en (N/mm).

R = Reacción en los apoyos del tablero debida a todas las cargas, en (N).

c_i = Parámetros de distancia entre dos puntos en dirección horizontal sobre el tablero, en (mm).

k_i = Constantes de integración.

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón, en (MPa).

I_e = Momento de inercia efectivo de la sección en análisis, en (mm⁴).

El momento de inercia efectivo se deberá determinar aplicando la siguiente expresión:

$$\boxed{I_e = I_{cr} + \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 (I_c - I_{cr}) \leq I_c} \quad \boxed{M_{cr} = f_r \frac{I_c}{C_1}} \quad \boxed{f_r = 0.63\sqrt{f'_c}} \quad (2-63)$$

Dónde:

I_e = Momento de inercia efectivo de la sección en análisis, en (mm⁴).

I_{cr} = Momento de inercia de la sección fisurada, transformada a hormigón, en (mm⁴).

I_c = Momento de inercia de la sección bruta de hormigón, en (mm⁴).

f_r = Módulo de rotura del hormigón, en (MPa).

f'_c = Resistencia a la compresión específica del hormigón, en (MPa).

c_l = Distancia desde la fibra extrema en tracción al eje centroidal de la sección, en (mm).

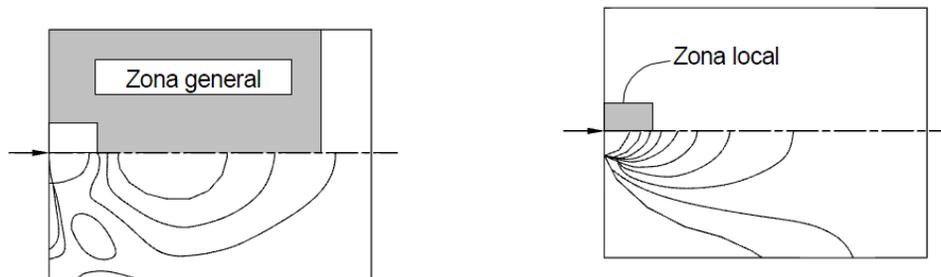
M_a = Momento máximo no mayorado presente en el elemento, en (N-mm).

M_{cr} = Momento de fisuración, en (N-mm).

2.2.1.2.6.2 Análisis y diseño de la zona de anclaje

En vigas de hormigón pretensado, la fuerza pretensora se introduce como una carga concentrada, que actúa a menudo sobre una pequeña parte del peralte total del miembro. Para vigas postesadas con anclajes mecánicos, la carga se aplica en la cara extrema, en tanto para vigas pretensadas se introduce de una manera algo más gradual a través de la longitud de transferencia. En cualquier caso, la distribución del esfuerzo de compresión en el hormigón llega a ser lineal, adecuándose a la requerida por la excentricidad total de las cargas aplicadas, sólo hasta después de una distancia del extremo de la viga aproximadamente igual a su peralte. La transición del esfuerzo longitudinal de compresión, de su estado concentrado, produce esfuerzos de tensión transversales (verticales) que pueden conducir al agrietamiento longitudinal del miembro.

Para fines de diseño, la zona de anclaje se deberá considerar como una zona compuesta por dos regiones: la zona general y la zona local. La región sometida a tensiones de tracción debidas a la transferencia de la fuerza del tendón hacia la estructura constituye la zona general y la región sometida a elevadas tensiones de compresión inmediatamente delante del dispositivo del anclaje es la zona local, tal como se ilustra en las siguientes gráficas:



a) Tensiones principales de tracción y la zona general b) Tensiones principales de compresión y la zona local

Figura 2.11 Zona general y local de la región del anclaje.

Fuente: AASHTO LFRD-04

2.2.1.2.6.2.1 Diseño de la zona general

La extensión de la zona general se deberá tomar idéntica a la de la totalidad de la zona de anclaje, incluyendo la zona local.

2.2.1.2.6.2.1.1 Verificación de las tensiones de compresión

La tensión de compresión en el hormigón delante de los dispositivos de anclaje f_{ca} , no deberá ser mayor que el límite de $0.7\phi f'_{ci}$. La tensión de compresión f_{ca} se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$f_{ca} = \frac{0.6P_u K}{A_b \left(1 + l_c \left(\frac{1}{b_{eff}} - \frac{1}{t} \right) \right)} \quad (2-64)$$

Para lo cual si $a \leq s < 2a_{eff}$, entonces:

$$K = 1 + \left(2 - \frac{s}{a_{eff}} \right) \left(0.3 + \frac{n}{15} \right) \quad (2-65)$$

Si $a \geq 2a_{eff}$, entonces $K = 1$.

Dónde:

f_{ca} = Tensión de compresión en el hormigón delante del dispositivo de anclaje, en (MPa).

K = Factor de corrección para anclajes poco separados.

a_{eff} = Dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralela a la mayor dimensión de la sección transversal, en (mm).

b_{eff} = Dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralela a la menor dimensión de la sección transversal, en (mm).

P_u = Fuerza mayorada en el tendón, en (N).

t = Espesor del elemento, en (mm).

s = Separación entre centros de los anclajes, en (mm).

n = Número de anclajes en una fila.

l_c = Extensión longitudinal de la armadura de confinamiento de la zona local; no se debe tomar mayor que el mayor valor entre $1.15a_{eff}$ ó $1.15b_{eff}$, en (mm).

A_b = Área de apoyo efectiva, en (mm²).

2.2.1.2.6.2.1.2 Verificación de las fuerzas de desgarramiento por tracción

La fuerza de desgarramiento es la fuerza de tracción en la zona de anclaje que actúa delante del dispositivo de anclaje y de manera transversal al eje del tendón. Las fuerzas de desgarramiento son provocadas por la difusión lateral de las fuerzas de pretensado concentradas en el anclaje.

Para la determinación de las fuerzas de desgarramiento por tracción en las zonas de anclaje T_{burst} , y la ubicación de la correspondiente fuerza de desgarramiento d_{burst} , se puede utilizar las siguientes expresiones:

$$\boxed{T_{burst} = 0.25 \sum P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0.5 \left| \sum (P_u \sin \alpha) \right|} \quad \boxed{d_{burst} = 0.5(h - 2e) + 5e \sin \alpha} \quad (2-66)$$

Dónde:

T_{burst} = Fuerza de tracción delante del dispositivo de anclaje y transversal al eje del tendón, en (MPa).

d_{burst} = Distancia entre el dispositivo de anclaje y el baricentro de T_{burst} , en (mm).

P_u = Fuerza mayorada en el tendón, en (N).

a = Dimensión lateral del dispositivo de anclaje en la dirección considerada o grupo de dispositivos de anclaje en la dirección considerada, en (mm).

e = Excentricidad del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje respecto del baricentro de la sección transversal, siempre positiva, en (mm).

h = Dimensión lateral de la sección transversal en la dirección considerada, en (mm).

α = Ángulo de inclinación de la fuerza en un tendón respecto del eje del elemento; positivo para tendones concéntricos o si la fuerza de anclaje apunta

hacia el baricentro de la sección, y negativo si la fuerza de anclaje apunta en dirección contraria, en ($^{\circ}$).

2.2.1.2.6.2.1.3 Verificación de la fuerza de descantillado

La fuerza de tracción que actúa a lo largo del borde transversal se conoce como fuerza de descantillado. Los ensayos muestran que una cifra conservadora es igual a 2 por ciento de la fuerza de postesado total. Para evitar la fisuración se dispone un área de armadura en base a mantener su tensión en condiciones de servicio por debajo de $0.5f_y$ pero sin rebasar los 206 MPa . Para determinar la longitud de aplicación de la armadura de descantillado se utilizará el siguiente gráfico:

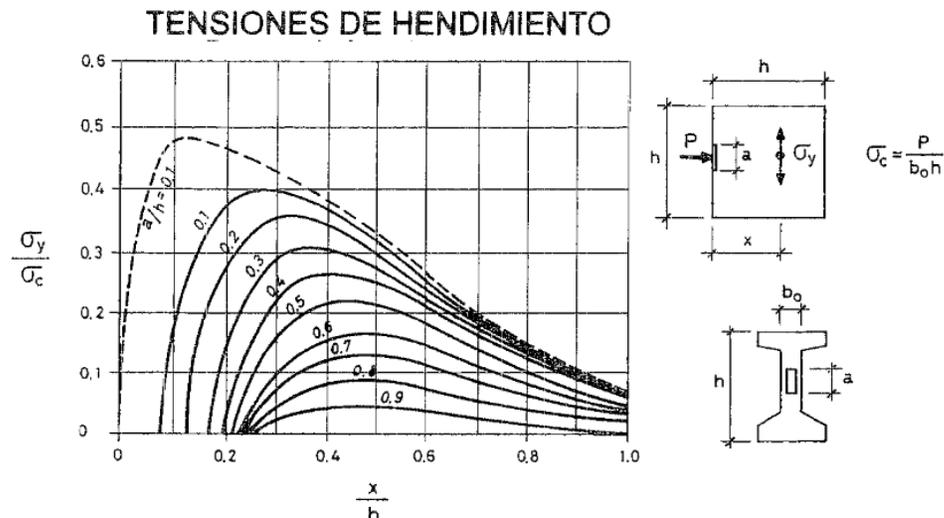


Figura 2.12 Tensiones de hendimiento en el anclaje.

Fuente: Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón (J. Calavera) Tomo II

El mismo proporciona un valor conservador de la armadura para cubrir el riesgo de fisuras de hendimiento para el caso de un tendón, por superposición puede extenderse a otros casos. El gráfico permite calcular el volumen de tracciones, y con él el área de armadura pasiva, y define con buena precisión la zona de colocación de los estribos.

2.2.1.2.6.2.2 Diseño de la zona local

La zona local debe resistir las elevadas tensiones locales introducidas por el dispositivo de anclaje y transferirlas al resto de la zona de anclaje. La resistencia de la zona local se ve más afectada por las características del dispositivo de anclaje y su armadura de confinamiento que por la geometría o las cargas de la estructura.

2.2.1.2.6.2.2.1 Verificación de la resistencia al aplastamiento

El cálculo de la resistencia al aplastamiento mayorada de los anclajes se deberá tomar como:

$$P_r = \phi f_n A_b \quad (2-67)$$

Siendo f_n el menor valor entre:

$$f_n = 2.25 f'_{ci} \quad f_n = 0.7 f'_{ci} \sqrt{\frac{A}{A_g}} \quad (2-68)$$

Dónde:

P_r = Resistencia de apoyo mayorada de los anclajes, en (N).

f_n = Tensión de apoyo nominal del hormigón, en (MPa).

ϕ = Factor de resistencia para compresión.

A_b = Área neta efectiva de la placa de apoyo, calculada como el área A_g menos el área de los orificios de la placa de apoyo, en (mm^2).

A = Máxima área de la porción de la superficie de apoyo, que es similar al área cargada y concéntrica con la misma, que no se superpone con las áreas similares correspondientes a los dispositivos de anclaje adyacentes, en (mm^2).

A_g = Área bruta de la placa de apoyo, en (mm^2).

f'_{ci} = Resistencia nominal del hormigón en el momento de aplicar la fuerza de pretensado en el tendón, en (MPa).

2.2.1.2.6.3 Análisis de la tensión en las paredes internas de las vainas

Los tendones curvos inducen fuerzas de desviación que son radiales respecto del tendón en el plano de curvatura del tendón, éstas producen tensión en las paredes de las vainas y éstas al hormigón, tanto debido a las fuerzas de desviación en el

plano como fuera de ella, las mismas deben ser verificadas para evitar posibles fallas en el hormigón.

2.2.1.2.6.3.1 Resistencia al corte del recubrimiento de hormigón

La resistencia al corte del recubrimiento de hormigón contra el arrancamiento por las fuerzas de desviación V_r , se deberán tomar como:

$$\boxed{V_r = \phi V_n} \quad \boxed{V_n = 0.33 d_c \sqrt{f'_c}} \quad (2-69)$$

Dónde:

V_r = Resistencia al corte del recubrimiento de hormigón, en (N/mm).

V_n = Resistencia nominal al corte de dos planos de corte, en (N/mm).

f'_n = Tensión de apoyo nominal del hormigón, en (MPa).

ϕ = Factor de resistencia para corte.

d_c = Mínimo recubrimiento de hormigón sobre la vaina del tendón, más un medio del diámetro de la vaina, en (mm).

f'_{ci} = Resistencia a la compresión específica del hormigón en el momento de la carga inicial o pretensado, en (MPa).

2.2.1.2.6.3.2 Fuerza de desviación en el plano

Las fuerzas de desviación en el plano provocadas por el cambio de dirección de los tendones, se deberá tomar como:

$$\boxed{F_{u-in} = \frac{P_u}{R}} \quad (2-70)$$

Dónde:

F_{u-in} = Fuerza de desviación en el plano por unidad de longitud del tendón, en (N/mm).

P_u = Fuerza mayorada en el tendón, en (N).

R = Radio de curvatura del tendón en la ubicación considerada, en (mm).

2.2.1.2.6.3.3 Fuerza de desviación fuera del plano

Las fuerzas de desviación fuera del plano debidas a la acción de acuñamiento de los cables contra la pared de la vaina se puede estimar como:

$$F_{u-out} = \frac{P_u}{\pi R} \quad (2-71)$$

Dónde:

F_{u-out} = Fuerza de desviación fuera del plano por unidad de longitud del tendón, en (N/mm).

P_u = Fuerza mayorada en el tendón, en (N).

R = Radio de curvatura del tendón en un plano vertical en la ubicación considerada, en (mm).

2.2.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

2.2.2.1 Dimensionamiento de la estructura

La estructura estará conformada por un cabezal, la misma para la transferencia de las solicitaciones al cuerpo de la subestructura que está formada por una columna, la cual será soportada a su vez por una fundación constituida por una zapata aislada. En general la columna de soporte de la viga del puente peatonal, estará conformada básicamente de una columna de sección circular, y un cabezal de apoyo para la transferencia de esfuerzos de la viga (superestructura) a la columna (subestructura).

2.2.2.2 Normativa a utilizar

La normativa de aplicación será la AASHTO LRFD 2004 (American Association of State Highway and Transportation Officials, Load and Resistance Factor Design) Bridge Design Specifications. Las unidades y nomenclatura se mencionan en la parte de análisis y diseño de la superestructura.

2.2.2.3 Análisis de cargas

Para el análisis respectivo de las cargas que se introducirán en el desarrollo del cálculo, estas para un mejor análisis se clasificarán en cargas permanentes y cargas variables, tanto proveniente de la superestructura como las relacionadas fundamentalmente con la acción sobre la subestructura.

2.2.2.3.1 Cargas permanentes

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente su magnitud, tanto proveniente de la superestructura como las de acción directa sobre la subestructura.

2.2.2.3.1.1 **Peso propio de la estructura**

El peso propio de la subestructura se determina considerando el volumen del cuerpo en general de la estructura en peso, involucrando también en el cálculo la transferencia del peso propio de los elementos considerados en la superestructura.

2.2.2.3.1.2 **Carga muerta**

Para el caso en concreto, las cargas muertas serán las cargas de transferencia, las cuales serán las directamente consideradas en el análisis de la superestructura.

2.2.2.3.1.3 **Empuje de tierra**

La carga en relación con el empuje de tierra considerada para el análisis, la más crítica será la del empuje activo. Existen diversas teorías para la determinación del empuje activo, entre las que destacan las debidas a Coulomb y Rankine.

En ambas teorías se establecen diversas hipótesis simplificativas del problema, que conducen a cierto grado de error, pero producen valores de empuje que entran dentro de los márgenes de seguridad.

En el estado actual de conocimientos se pueden calcular los empujes del terreno con razonable precisión en el caso de suelos granulares. Para otros tipos de suelo la precisión es poco satisfactoria.

En 1773 Coulomb desarrollo su teoría para suelos granulares bien drenados.

La teoría se basa en suponer que, al moverse el muro bajo la acción del muro, se produce el deslizamiento de una cuña del terreno MNC , limitada por el trasdós del muro MN , por un plano que pasa por el pie del muro y por la superficie del terreno, como es representada en la siguiente gráfica:

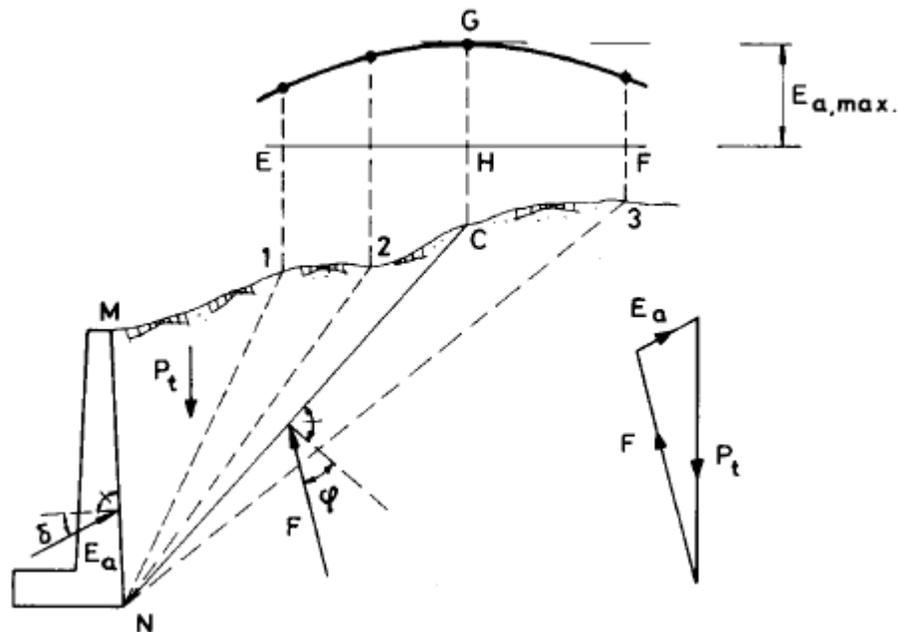


Figura 2.13 Empuje activo del suelo.

Fuente: Muros de contención y muros de sótano (J. Calavera)

La ecuación del empuje activo del suelo, que se expresa de la siguiente manera:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

(2-72)

Dónde:

E_a = Fuerza resultante del empuje activo lateral del suelo, en (kg/m).

γ = Peso específico del suelo de fundación, en (kg/m³).

H = Altura total del suelo de fundación hasta la base de la zapata, en (m).

K_a = Coeficiente de empuje activo.

α = Talud del muro de la parte del trasdós del mismo, respecto a la horizontal, en (°).

φ = Es el ángulo de fricción interno del terreno, en (°).

δ = Es el ángulo de fricción entre el muro y el terreno, en (°).

β = Es el ángulo de inclinación del terreno o relleno con respecto a la horizontal, en (°).

2.2.2.3.2 Cargas variables

Son aquellas cargas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en relación a su valor medio.

2.2.2.3.2.1 Cargas de viento

Las cargas de viento tanto transversales como longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 0.0019 MPa . Para direcciones del viento oblicuas respecto de la estructura, esta fuerza se deberá resolver en componentes perpendiculares a las elevaciones posterior y frontal de la subestructura. La componente perpendicular a la elevación posterior deberá actuar sobre el área de la subestructura expuesta tal como se la ve en la elevación posterior, mientras que la componente perpendicular a la elevación frontal deberá actuar sobre las áreas expuestas y se deberá aplicar simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura.

2.2.2.3.2.2 Cargas de sismo

Consideración similar a la mencionada para el análisis en relación a la superestructura.

2.2.2.4 Combinaciones de carga y factores de carga

Las combinaciones de carga y correspondientes factores de carga que se aplicarán para el análisis de la estructura serán seleccionadas de las tablas 2.4 y 2.5 respectivamente, similar al caso del análisis de la superestructura.

2.2.2.5 Cálculo estructural de la subestructura

2.2.2.5.1 Análisis de tensiones del cabezal de la columna

La sobrecarga de diseño para el cabezal se constituirá básicamente del peso propio de la superestructura, de la cual forma parte el peso propio del hormigón de la viga, el peso propio del hormigón de las barandas, el peso propio de la superficie de rodadura, el peso propio de las armaduras tanto activa como pasivas de la viga, el peso propio de la armadura de las barandas, y la carga viva de diseño aplicada al

análisis de la superestructura; las cuales se transfieren la mitad a cada apoyo por la simetría que existe, y ésta a su vez se divide en dos sub-apoyos simétricos de transferencia de carga, con respecto al centro de la sección transversal de la viga.

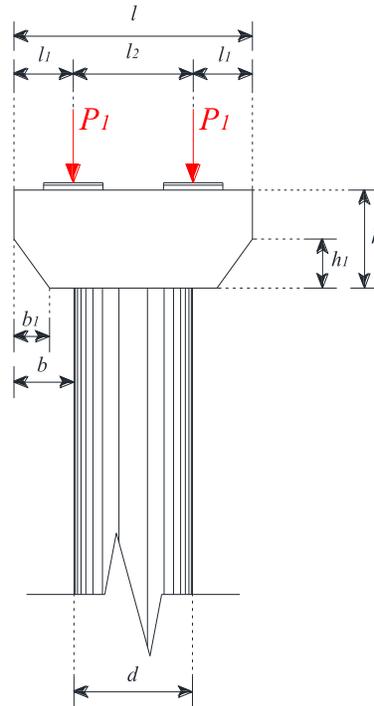


Figura 2.14 Esquema de la transferencia de cargas a la columna.

Fuente: Elaboración propia

En estructuras de hormigón es necesario distinguir entre regiones *B* (de Bernoulli) y regiones *D* (de discontinuidad). Las regiones *B* son partes de la estructura en las que se pueden aplicar la hipótesis de las secciones planas. Las regiones *D* son aquellas en las que no es válida dicha hipótesis debido a la existencia de una distribución de deformaciones compleja y claramente no lineal. Las regiones *D*, que se presentan en elementos tales como las vigas de gran canto, apoyos, uniones viga-columna, encepados, zapatas, etc., se pueden diseñar mediante los métodos de bielas y tirantes.

2.2.2.5.1.1 Método de bielas y tirantes

El método de bielas y tirantes consiste en la modelización de la región *D* mediante una estructura de barras articuladas (plana o espacial). Esta estructura articulada

estará compuesta por nudos, barras a compresión o *bielas* y barras a tracción o *tirantes*.

Las *bielas* son elementos a compresión y representan campos de tensiones en el hormigón de la región *D*. La tensión principal de compresión está situada en la biela del modelo. Las bielas también pueden ser reforzadas mediante armadura, denominándose en este caso bielas armadas.

Los *tirantes* son los elementos traccionados del modelo de bielas y tirantes. Los tirantes representan generalmente a barras de armadura pasiva, aunque ocasionalmente pueden estar compuestos de armadura activa o campos de compresiones de hormigón cuya dirección principal de tracción vaya en la dirección del tirante.

Los nudos representan las zonas de la región *D* donde las fuerzas entre bielas y tirantes se equilibran y, por tanto, los nudos están sometidos a fuerzas multidireccionales.

El modelo de bielas y tirantes para el cabezal, es el siguiente:

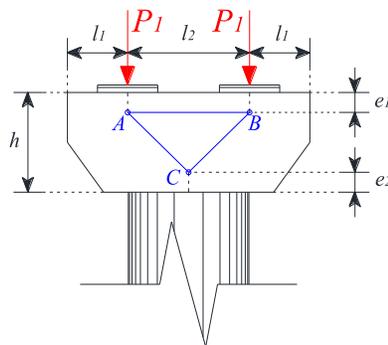


Figura 2.15 Modelo de bielas y tirantes para el cabezal.

Fuente: Elaboración propia

2.2.2.5.1.1.1 Dimensionamiento de los tirantes

La armadura de los tirantes traccionados se deberán anclar a las zonas nodales mediante las longitudes embebidas especificadas, ganchos o anclajes mecánicos. La fuerza de tracción se deberá desarrollar en la cara interna de la zona nodal. La resistencia de diseño de un tirante traccionado se deberá tomar como:

$$\boxed{P_r = \phi P_n} \quad \boxed{P_n = f_y A_{st} + A_{ps} (f_{pe} + f_y)} \quad (2-73)$$

Dónde:

P_r = Resistencia de diseño del tirante, en (N).

ϕ = Factor de resistencia para tracción.

P_n = Resistencia nominal del tirante traccionado, en (N).

f_y = Tensión de fluencia de la armadura longitudinal de acero no pretensado, en (MPa).

f_{pe} = Tensión en el acero de pretensado debida al pretensado, luego de las pérdidas, en (MPa).

A_{st} = Área total de armadura longitudinal de acero no pretensado en el tirante, en (mm²).

A_{ps} = Área de acero de pretensado, en (mm²).

2.2.2.5.1.1.2 Dimensionamiento de las bielas

Para comprobar las bielas, se calculará el ancho de éstas y se comprobará si caben en el espacio disponible.

La resistencia de diseño de una biela comprimida no armada se deberá tomar como:

$$\boxed{P_r = \phi P_n} \quad \boxed{P_n = f_{cu} A_{cs}} \quad \boxed{f_{cu} = \frac{f'_c}{0.8 + 170 \varepsilon_1} \leq 0.85 f'_c}$$

$$\boxed{\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002) \cot^2 \alpha_s} \quad (2-74)$$

Dónde:

P_r = Resistencia de diseño de la biela, en (N).

ϕ = Factor de resistencia para compresión.

P_n = Resistencia nominal de una biela comprimida, en (N).

f_{cu} = Tensión de compresión limitante de una biela, en (MPa).

A_{cs} = Área efectiva de la sección transversal de una biela, en (mm²).

ε_s = Deformación específica por tracción del hormigón en la dirección del tirante traccionado, en (mm/mm).

α_s = Menor ángulo entre la biela comprimida y los tirantes traccionados adyacentes, en ($^\circ$).

f'_c = Resistencia a la compresión específica del hormigón, en (MPa).

2.2.2.5.1.1.3 Verificación de las zonas nodales

La tensión de compresión del hormigón en las zonas nodales de la biela no deberá ser mayor que:

- Para regiones nodales limitadas por bielas comprimidas y áreas de apoyo:
 $0,85\phi f'_c$.
- Para regiones nodales que anclan tirantes traccionados en una dirección:
 $0,75\phi f'_c$.
- Para regiones nodales que anclan tirantes traccionados en más de una dirección: $0,65\phi f'_c$.

La armadura de los tirantes traccionados se deberá distribuir uniformemente en un área efectiva de hormigón como mínimo igual a la fuerza en el tirante traccionado dividida por los límites ya especificados.

2.2.2.5.1.1.4 Armadura para limitar la fisuración del cabezal

Las estructuras y componentes o regiones de las mismas, a excepción de las losas y zapatas, deberán contener una malla ortogonal de barras de armadura próxima a cada cara. La intención de esta armadura es limitar el ancho de las fisuras y asegurar una ductilidad mínima en el elemento. La separación de las barras de estas mallas no deberá ser mayor que 300 mm . La relación entre el área de armadura y el área bruta de hormigón deberá ser mayor o igual que $0,003$ en cada dirección.

2.2.2.5.1.1.5 Análisis al aplastamiento del cabezal

La resistencia de diseño al aplastamiento del hormigón no debe exceder $\phi 0,85f'_c A_L$, excepto cuando la superficie de soporte sea más ancha en todos los lados que el área cargada, en cuyo caso, se permite que la resistencia de diseño al aplastamiento en el área cargada sea multiplicada por un factor de modificación, el cual no deberá ser mayor que 2.

$$\boxed{P_r = \phi P_n} \quad \boxed{P_n = 0.85 f'_c A_1 m} \quad \boxed{m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2.0} \quad (2-75)$$

Dónde:

P_r = Resistencia de diseño al aplastamiento, en (N).

ϕ = Factor de resistencia para compresión.

f'_c = Resistencia a la compresión específica del hormigón, en (MPa).

A_1 = Área debajo del dispositivo de apoyo, en (mm²).

A_2 = Área de la base inferior del mayor tronco de pirámide, en (mm²).

m = Factor de modificación.

La siguiente gráfica muestra la aplicación de la pirámide para la determinación de A_2 en apoyos escalonados o inclinados.

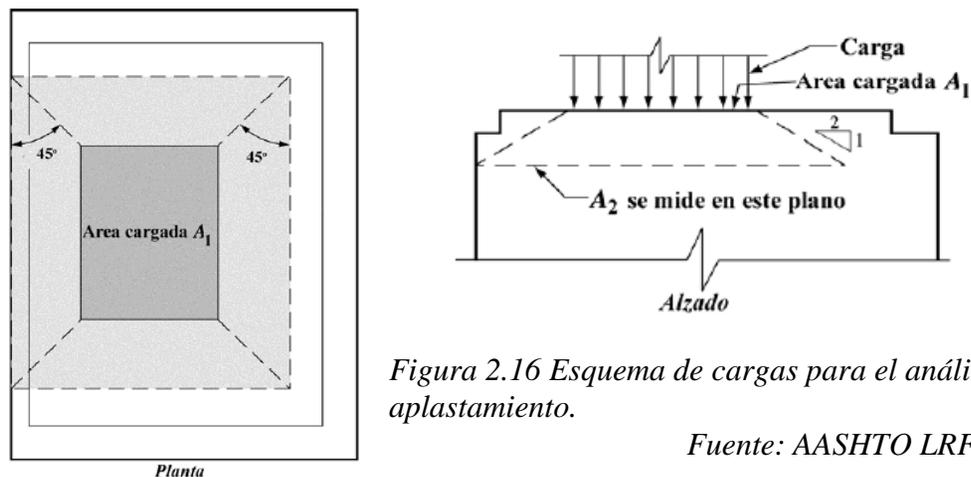


Figura 2.16 Esquema de cargas para el análisis al aplastamiento.

Fuente: AASHTO LRFD-04

Si la superficie de apoyo es inclinada o escalonada, A_2 se puede tomar como el área de la base inferior del tronco de una pirámide recta, cono, o cuña ahusada totalmente contenida dentro del apoyo y que tiene por base superior el área cargada y pendientes laterales de 1.0 vertical y 2.0 horizontal.

2.2.2.5.2 Análisis del elemento comprimido

Inicialmente la estructura en análisis se debe determinar si es una estructura traslacional o intraslacional para fines de análisis de la esbeltez correspondiente, en realidad todos los entramados o estructuras aporticadas son traslacionales. Su

consideración como intraslacionales sólo es válida cuando pueda ser establecido que los corrimientos o desplazamientos horizontales resultan despreciables, dicho de otra manera, que los esfuerzos resultantes en cualquier sección al considerar la estructura intraslacional no difieren sensiblemente de los obtenidos con el cálculo traslacional. Por consiguiente, la subestructura será considerada como una estructura traslacional por no contar con elementos de arriostramiento, por ser solo una zapata aislada con una columna.

2.2.2.5.2.1 Análisis de la esbeltez de la columna

El procedimiento para diseñar columnas esbeltas resulta inevitablemente muy extenso en particular porque incluye un proceso de ensayo y error. En vez de aplicar un procedimiento refinado, las columnas no pretensadas cuya relación de esbeltez kl_u/r es < 100 se puede diseñar aplicando un procedimiento simplificado denominado método de amplificación o magnificación de momentos el cual toma en cuenta los efectos de segundo orden.

Los parámetros de la esbeltez y el radio de giro se definen de la siguiente manera:

$$\lambda = \frac{kl_u}{r} \quad r = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \quad (2-76)$$

Dónde:

λ = Es la esbeltez mecánica.

k = Factor de longitud efectiva.

l_u = Longitud no apoyada de un elemento comprimido, en (mm).

r = Es el radio de giro, en (mm).

I_c = Momento de inercia de la sección en la dirección correspondiente, en (mm⁴).

A_c = Área de la sección bruta de hormigón, en (mm²).

Para los elementos comprimidos de sección circular, r se puede tomar como 0,25 veces el diámetro de la sección. Para los elementos desplazables o traslacionales, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si:

$$\lambda = \frac{kl_u}{r} < 22 \quad (2-77)$$

Para los elementos indesplazables o intraslacionales, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si:

$$\lambda = \frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (2-78)$$

Siendo M_1 y M_2 el menor y el mayor momento de extremo, respectivamente, y el término (M_1/M_2) positiva para curvatura única, y no debe tomarse menor que $-0,5$.

2.2.2.5.2.2 Método de amplificación o magnificación de momentos

Los momentos o tensiones mayorados se pueden incrementar para que reflejen los efectos de las deformaciones de segundo orden, de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} M_c &= \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \\ C_m &= 0.6 + 0.4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0.4 \\ \delta_b &= \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} \geq 1.0 \\ \delta_s &= \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_e}} \\ P_e &= \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \end{aligned} \quad (2-79)$$

Dónde:

M_c = Momento mayorado corregido, toma en cuenta los efectos de segundo orden, en (N-mm).

P_u = Carga axial mayorada, en (N).

P_e = Carga de pandeo de Euler, en (N).

ϕ = Factor de resistencia para compresión axial.

l_u = Longitud no apoyada de un elemento comprimido, en (mm).

k = Factor de longitud efectiva.

E = Módulo de elasticidad, en (MPa).

I = Momento de inercia respecto al eje considerado, en (mm⁴).

δ_b = Amplificador de momento o tensión para deformación en modo arriostrado.

δ_s = Amplificador de momento o tensión para deformación en modo no arriostrado.

M_{1b} = Menor momento de extremo, en (N-mm).

M_{2b} = Momento en el elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas que no provocan desplazamiento lateral apreciable, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo, en (N-mm).

M_{2s} = Momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan desplazamiento lateral Δ , mayor que $l_u/1500$, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo, en (N-mm).

En elementos elásticos homogéneos, como las columnas de acero, la rigidez EI se obtiene fácilmente del módulo de Young y del momento de inercia corriente. Sin embargo, las columnas de hormigón reforzado no son homogéneas puesto que constan de acero y de hormigón. Mientras que el acero es básicamente elástico, el hormigón no lo es y, además, está sometido a flujo plástico y a agrietamiento cuando ocurre tensión en el lado convexo de la columna. Todos estos factores afectan la rigidez efectiva EI de un elemento de hormigón reforzado, por estas razones es un poco complicado determinar la verdadera rigidez del elemento, pero por medio de estudios elaborados tanto analíticos como experimentales, se permite determinar el valor de la rigidez como el valor mayor de entre las siguientes expresiones:

$$\boxed{EI = \frac{0.2E_c I_c + E_s I_{se}}{1 + \beta_d}} \quad \boxed{EI = \frac{0.4E_c I_c}{1 + \beta_d}} \quad (2-80)$$

Dónde:

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón, en (MPa).

E_s = Módulo de elasticidad de la armadura longitudinal, en (MPa).

I_c = Momento de inercia de la sección bruta de hormigón, en (mm⁴).

I_{se} = Momento de inercia de la armadura longitudinal respecto al eje baricéntrico de la sección transversal del elemento, en (mm⁴).

β_d = Relación entre los máximos momentos debidos a la carga permanente mayorada y el máximo momento debido a la carga total mayorada, siempre positivo.

Si los momentos mayorados de la columna son muy pequeños o nulos, el diseño de columnas esbeltas debe basarse en la excentricidad mínima, por lo tanto, el momento en el elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas que no provocan desplazamiento lateral apreciable no debe tomarse menor que:

$$M_{2bmin} = P_u(15 + 0.03h) \quad (2-81)$$

Dónde:

M_{2bmin} = Momento mínimo en el elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas que no provocan desplazamiento lateral apreciable, en (N-mm).

P_u = Carga axial mayorada, en (N).

h = Espesor total del elemento, en (mm).

2.2.2.5.2.3 Armadura longitudinal requerida

Una vez determinado el momento mayorado corregido que toma en cuenta los efectos de segundo orden, para cada una de las diferentes combinaciones de carga y de la misma manera realizada para la carga axial mayorada, de todas las combinaciones se escoge la que determina los valores más críticos, para con ellos determinar la armadura longitudinal correspondiente para la columna. La armadura longitudinal se deberá limitar, según la normativa la máxima sección de armadura longitudinal no pretensada para los elementos comprimidos no compuestos deberá ser tal que:

$$A_{smax} \leq 0.08A_g \quad (2-82)$$

Y la mínima sección de armadura longitudinal no pretensada para los elementos comprimidos no compuestos deberá ser tal que cumpla la siguiente expresión:

$$A_{s\min} \geq 0.135 \frac{A_g f'_c}{f_y} \quad (2-83)$$

Dónde:

A_g = Área bruta de la sección de hormigón, en (mm²).

f_y = Tensión de fluencia específica de las barras de armadura, en (MPa).

f'_c = Resistencia a la compresión específica del hormigón, en (MPa).

2.2.2.5.2.4 Armadura transversal requerida

La armadura transversal para los elementos comprimidos puede consistir ya sea en zunchos o bien en estribos cerrados.

La relación entre la armadura en espiral y el volumen total del núcleo de hormigón, medido entre las partes exteriores de los espirales, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (2-84)$$

Dónde:

A_g = Área bruta de la sección de hormigón, en (mm²).

A_c = Área del núcleo de hormigón medida hasta el diámetro exterior de la espiral, en (mm²).

f_{yh} = Tensión de fluencia específica de la armadura en espiral, en (MPa).

f'_c = Resistencia a la compresión específica del hormigón, en (MPa).

2.2.2.5.2.5 Armadura en la interface columna-zapata

Se deberá proveer armadura que atraviese la interface entre el elemento portante y el elemento soportado, ya sea prolongando la armadura longitudinal principal de la columna o tabique hacia el interior de las zapatas o bien utilizando barras de espera o bulones de anclaje.

El área de la armadura no deberá ser menor que 0,5 por ciento del área bruta del elemento soportando, y el número de barras no deberá ser menor que cuatro.

2.2.2.5.2.6 Análisis al aplastamiento

La tensión de apoyo del hormigón en la superficie de contacto entre el elemento portante (zapata) y el elemento soportado (columna) no deberá ser mayor que la resistencia al aplastamiento del hormigón, en ninguna de las superficies tanto en la base de la columna como en la superficie de apoyo de la zapata.

2.2.2.5.2.7 Diagrama de interacción de falla de la columna

Una forma de analizar una columna con una mejor aproximación, si se tiene en cuenta las bases para el diseño práctico, consiste en construir un diagrama de interacción de resistencia que defina la carga y el momento de falla para determinada columna en el intervalo completo de excentricidades desde cero hasta el infinito.

Para cualquier excentricidad, existe un solo par de valores de P_n y M_n que producirán un estado inminente de falla. Este par de valores puede dibujarse como un punto en un gráfico que relaciona P_n y M_n . Una serie de cálculos similares, cada uno correspondiente a una excentricidad diferente, genera una curva que tiene la forma típica que aparece en la siguiente figura.

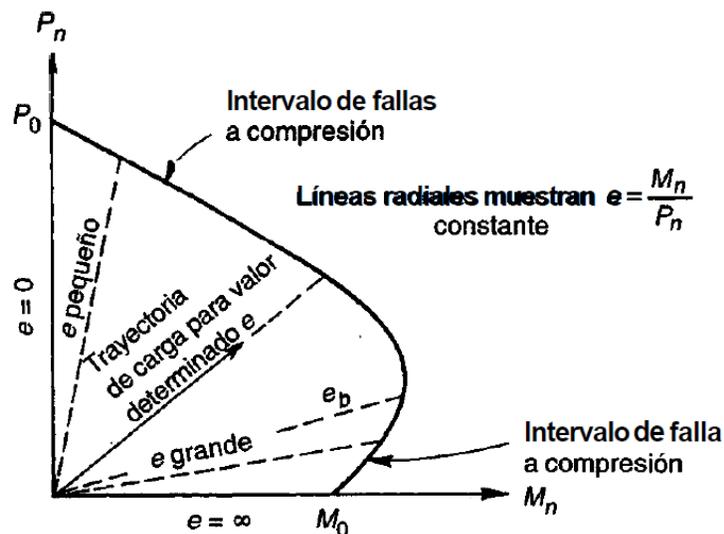


Figura 2.17 Diagrama de interacción para la resistencia nominal de una columna sometida a flexión y carga axial combinadas.

Fuente: Diseño de estructuras de concreto
(Arthur H. Nilson)

En este diagrama, cualquier línea radial representa una excentricidad particular $e = M/P$. Para esta excentricidad, al aumentar gradualmente la carga se definirá una trayectoria de carga como se ilustra, y cuando esta trayectoria de carga alcance la curva límite se presentará la falla. Para la determinación del diagrama de interacción de la columna de sección circular, se partirá con la determinación de dos de sus puntos considerados más importantes, uno para la condición de carga concéntrica y la otra para la condición de falla balanceada.

En la condición de carga concéntrica no existe momento flector actuante, solo una carga concéntrica en relación a la sección transversal de la columna, la cual deberá de determinarse mediante la siguiente expresión:

$$\boxed{P_r = \phi P_n} \quad \boxed{P_n = 0.85 \left(0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \right)} \quad (2-85)$$

Dónde:

P_r = Resistencia axial a la compresión mayorada, en (N).

ϕ = Factor de resistencia a la compresión axial.

P_n = Resistencia axial nominal con o sin flexión, en (N).

f'_c = Resistencia a la compresión específica del hormigón, en (MPa).

f_y = Tensión de fluencia específica de la armadura, en (MPa).

A_g = Área bruta de la sección de hormigón, en (mm^2).

A_{st} = Área total de la armadura longitudinal, en (mm^2).

Para la condición de falla balanceada se debe determinar las tensiones de las barras longitudinales en cada nivel designado debida a la distribución de las armaduras longitudinales, como se representa en la siguiente gráfica:

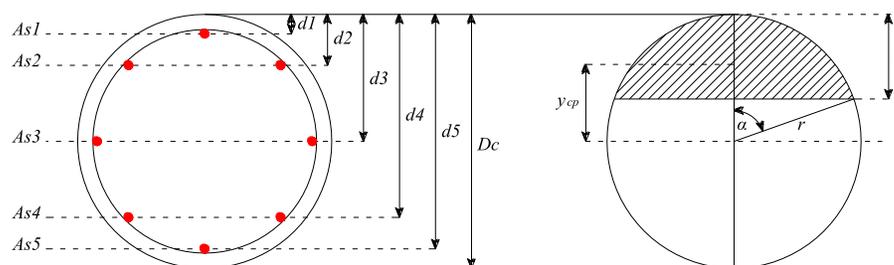


Figura 2.18 Distribución de la armadura en la columna.

Fuente: Elaboración propia

Con las siguientes expresiones se determina el área de tensiones de compresión equivalente:

$$\boxed{A_c = r^2(\alpha_o - \cos \alpha \sin \alpha)} \quad \boxed{\alpha = \arccos\left(\frac{r-a}{r}\right)} \quad (2-86)$$

Dónde:

A_c = Área de tensiones de compresión equivalente, en (mm²).

r = Radio de la columna, en (mm).

a = Altura del bloque rectangular equivalente de tensiones de compresión, en (mm).

α_o = Ángulo de inclinación vertical del radio de la columna respectiva, en (rad).

α = Ángulo de inclinación vertical del radio de la columna respectiva, en (°).

La distancia al centro de gravedad del área de tensiones de compresión equivalentes se determina mediante la siguiente expresión:

$$\boxed{y_{cp} = \frac{2 r^3 (\sin \alpha)^3}{3 A_c}} \quad (2-87)$$

Dónde:

y_{cp} = Distancia al centro de gravedad del área de tensiones a compresión equivalente, en (mm).

r = Radio de la columna, en (mm).

A_c = Área de tensiones de compresión equivalente, en (mm²).

α = Ángulo de inclinación vertical del radio de la columna respectiva, en (°).

Utilizando el diagrama de deformación unitaria y la ley de Hooke, tenemos:

$$\boxed{f_{si} = 0.003 \left(\frac{c_b - d_i}{c_b} \right) E_s} \quad \boxed{c_b = \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_y} d_s} \quad \boxed{\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}} \quad \boxed{e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}}} \quad (2-88)$$

Dónde:

f_{si} = Tensión de la armadura longitudinal para el nivel correspondiente, en (MPa).

c_b = Distancia entre el eje neutro y la fibra extrema comprimida, en (mm).

d_i = Distancia entre la armadura correspondiente y la fibra extrema comprimida, en (mm).

d_s = Distancia entre la armadura longitudinal y la fibra extrema comprimida, en (mm).

E_s = Módulo de elasticidad de la armadura longitudinal, en (MPa).

ε_y = Deformación unitaria de la armadura a tracción en la falla, en (mm/mm).

f_y = Tensión de fluencia específica de la armadura longitudinal, en (MPa).

e_b = Excentricidad aplicable a P_n , en (mm).

M_{nb} = Momento nominal de la columna, en (N-mm).

P_{nb} = Resistencia axial de la columna, en (N).

2.2.2.5.3 Análisis de tensiones de la fundación

La zapata o cimiento es aquella parte de la subestructura encargada de transmitir las cargas al terreno. Todos los suelos se comprimen al someterlos a cargas y causan asentamientos en la estructura soportada, por lo cual son dos los requisitos esenciales en el diseño de cimentaciones y son: que el asentamiento total de la estructura esté limitada a una cantidad tolerablemente pequeña y que, en lo posible, el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine. Las dimensiones en planta de la zapata se obtienen del cálculo geotécnico (comprobaciones de presiones y asientos del terreno), mientras que el canto se obtiene del cálculo estructural (dimensionamiento de la zapata como elemento de hormigón armado).

2.2.2.5.3.1 Análisis a la flexión

Para determinar el momento en cualquier sección de la zapata, se puede determinar por simple estática, pasando un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento a partir de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical. Para zapatas que soportan columnas de hormigón armado, las secciones críticas para realizar el análisis a flexión se localizan en las caras de las áreas cargadas, como la de las columnas, pedestales o muros. El cálculo debe ser repetido de forma análoga en la dirección ortogonal, debido a que las

armaduras a flexión de ambas direcciones de la zapata deben cruzarse en el momento del armado de las mismas, por el cual el canto útil o altura efectiva d_v no es el mismo en ambos sentidos. Para determinar la cantidad de armadura a flexión, se obtiene por medio del análisis del equilibrio de las fuerzas internas de la sección considerada mediante la siguiente expresión:

$$\boxed{M_r = \phi M_n} \quad \boxed{\left[\frac{1}{2} \left(\frac{f_y^2}{0.85 f'_c b_v} \right) \right] A_s^2 - [f_y d_v] A_s + M_n = 0} \quad (2-89)$$

Dónde:

M_r = Momento resistente a la flexión mayorada, en (N-mm).

M_n = Momento nominal de la sección crítica en análisis, en (N-mm).

ϕ = Factor de resistencia a la flexión.

A_s = Armadura a la flexión en la dirección considerada, en (mm²).

b_v = Dimensión de la zapata, en dirección transversal a la dirección de análisis, en (mm).

d_v = Canto útil o altura efectiva de la zapata, en (mm).

f_y = Tensión de fluencia específica de la armadura a flexión, en (MPa).

f'_c = Resistencia a la compresión específica del hormigón, en (MPa).

En el caso de zapatas rectangulares, el refuerzo a la flexión en la dirección longitudinal se distribuye de modo uniforme sobre el ancho pertinente (el más corto). Para la distribución de las barras de armadura en la dirección transversal, es necesario tener en cuenta que el soporte suministrado por la columna a la zapata se concentra cerca de la mitad; en consecuencia, la curvatura de la zapata es más pronunciada, es decir, el momento por unidad de longitud es mayor inmediatamente bajo la columna y disminuye en la dirección longitudinal a medida que se aumenta la distancia desde la columna. Por esta razón, se necesita un área de acero por unidad de longitud mayor en la parte central, que en cercanía de los extremos.

La armadura a flexión que se suministrará en la franja central en la dirección de análisis, se la determinará mediante la siguiente expresión:

$$A_{s-BW} = A_{s-SD} \left(\frac{2}{\beta + 1} \right) \quad (2-90)$$

Dónde:

A_{s-BW} = Armadura a la flexión, suministrada a la franja central, en (mm²).

A_{s-SD} = Armadura a la flexión total en la dirección considerada, en (mm²).

β = Relación entre el lado largo y el lado corto de la zapata.

2.2.2.5.3.2 Análisis al cortante en una dirección

Las fallas a cortante también pueden ocurrir, como en vigas y losas en una dirección, en una sección ubicada a una distancia d_v desde la cara de la columna.

La resistencia nominal al corte, se deberá tomar como el menor valor entre:

$$\boxed{V_r = \phi V_n} \quad \boxed{V_n = V_c + V_s} \quad \boxed{V_n = 0.25 f'_c b_v d_v} \quad \boxed{V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v} \quad (2-91)$$

Dónde:

V_r = Resistencia al corte mayorada en una dirección, en (N).

ϕ = Factor de resistencia para corte.

V_n = Resistencia nominal al corte en una dirección, en (N).

V_c = Resistencia nominal al corte proporcionado por las tensiones de tracción del hormigón, en (N).

V_s = Resistencia al corte proporcionado por la armadura de corte, en (N).

b_v = Dimensión de la zapata, en dirección transversal a la dirección de análisis, en (mm).

d_v = Profundidad de corte efectiva, en (mm).

β = Factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción.

f'_c = Resistencia a la compresión específica del hormigón, en (MPa).

2.2.2.5.3.3 Análisis al cortante por punzonamiento

En zapatas aisladas, la altura efectiva d_v es regulada principalmente por contante.

Puesto que estas zapatas se someten a una acción en dos direcciones, es decir, se flexionan en las dos direcciones principales, su comportamiento a cortante se

parece al de las losas planas en inmediaciones de la columna. Para determinar la resistencia al cortante en dos direcciones o al punzonamiento de la zapata en la proximidad de carga o reacciones concentradas, la sección crítica deberá ser perpendicular al plano de la zapata y ubicada de manera que su perímetro b_o , sea un mínimo pero que no esté a menos de $0,5d_v$ del perímetro del área con carga o reacción concentrada; para el comportamiento en dos direcciones en secciones sin armadura transversal, la resistencia nominal al corte V_n del hormigón se deberá tomar como:

$$\boxed{V_r = \phi V_n} \quad \boxed{V_n = \left(0.17 + \frac{0.33}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d_v \leq 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d_v} \quad (2-92)$$

Dónde:

V_r = Resistencia al corte mayorada por punzonamiento, en (N).

ϕ = Factor de resistencia para corte.

V_n = Resistencia nominal al corte por punzonamiento, en (N).

β_c = Relación entre el lado largo y el lado corto del rectángulo que a través del cual se transmite la carga o fuerza de reacción concentrada.

b_o = Perímetro de la sección crítica, en (mm).

d_v = Profundidad de corte efectiva, en (mm).

f'_c = Resistencia a la compresión específica del hormigón, en (MPa).

2.2.2.5.4 Verificaciones de estabilidad de la estructura

2.2.2.5.4.1 Verificación de estabilidad al vuelco

Esta verificación se realiza cuando las zapatas se encuentran sometidas a momentos o fuerzas horizontales, salvo que existan elementos estructurales que impidan dicho vuelco. Se realiza tomando momentos respecto al vértice más comprimido de la zapata, comprobando que los momentos estabilizadores superan a los momentos desestabilizadores (momentos de vuelco). Por tanto, en las fundaciones en suelo la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro del tercio central del ancho de la base.

Para que la zapata se considere estable a vuelco, el cociente entre el momento estabilizante y el desestabilizante debe ser igual o superior al coeficiente de seguridad a vuelco, que generalmente se adopta un valor de 1,5.

2.2.2.5.4.2 Verificación de la estabilidad al deslizamiento

Al igual que la comprobación al vuelco, ésta se realiza en el caso de zapatas sometidas a acciones horizontales; como fuerza estabilizante se tiene en cuenta al rozamiento entre la base de la zapata y el terreno, y la fuerza de adherencia terreno-zapata en el caso de suelos cohesivos. Se deberá investigar la falla por resbalamiento en el caso de las zapatas que soportan cargas inclinadas y/o que están fundadas sobre una pendiente. Para zapatas en suelos no cohesivos la resistencia al resbalamiento o deslizamiento depende de la rugosidad de la interfaz entre la fundación y el suelo.

Para que la zapata se considere estable a deslizamiento, el cociente entre la fuerza estabilizante y desestabilizante debe ser igual o superior al coeficiente de seguridad a deslizamiento, que generalmente se adopta un valor de 1,5.

2.2.2.5.4.3 Verificación de la falla por capacidad de apoyo

La presión vertical, tal como es transmitida al suelo por la losa de la zapata, debe revisarse contra la capacidad de carga última del suelo.

La distribución de presiones bajo la losa de la zapata se determina usando los principios de la mecánica de materiales. Las magnitudes de las presiones q_1 , q_2 , q_3 y q_4 se determinan de la siguiente manera:

$$\boxed{\sigma_i = \frac{N_1}{ab} \left(1 \pm \frac{6e_a}{a} \pm \frac{6e_b}{b} \right)} \quad \boxed{e_a = \frac{M_a}{N_1}} \quad \boxed{e_b = \frac{M_b}{N_1}} \quad (2-93)$$

Dónde:

σ_i = Presión del suelo debido a las solicitaciones en el punto de análisis, en (MPa).

a = Dimensión larga de la zapata, en (mm).

b = Dimensión corta de la zapata, en (mm).

e_a = Excentricidad resultante en la dirección de la dimensión larga de la zapata, en (mm).

e_b = Excentricidad resultante en la dirección de la dimensión corta de la zapata, en (mm).

N_I = Carga axial debida a las sollicitaciones, en (N).

M_a = Momento flector en la dirección de la dimensión larga de la zapata, en (N-mm).

M_b = Momento flector en la dirección de la dimensión corta de la zapata, en (N-mm).

La naturaleza de la variación de la presión vertical transmitida por la losa de la zapata al suelo, demuestra que existen presiones máximas y mínimas que ocurren en los extremos de la base de la zapata según la distribución de las cargas, tal como se muestra en el siguiente esquema:

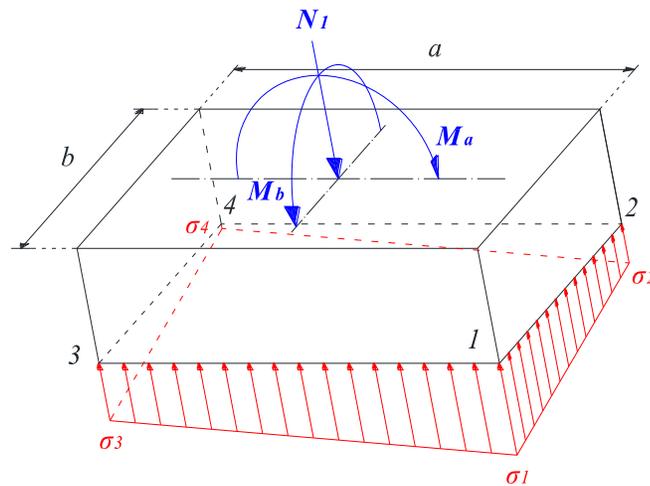


Figura 2.19 Distribución de la presión del suelo de fundación.

Fuente: Elaboración propia

La determinación de la capacidad de carga admisible de cimentaciones superficiales, requiere aplicar un factor de seguridad a la capacidad de carga última, que generalmente se introduce un factor de seguridad con un valor igual a 2.

2.2.2.5.5 Consideraciones para el diseño sísmico

Las consideraciones en referencia al diseño sísmico para la subestructura, éstas serán similares a las consideradas para la parte de la superestructura, cabe mencionar que para puentes de un solo tramo según la normativa no se requiere realizar un análisis riguroso correspondiente al sismo, pero si se deben considerar sollicitaciones mínimas en relación a este tema.

2.2.3 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS ACCESOS

2.2.3.1 Dimensionamiento de los accesos

El acceso al puente peatonal se lo realizara mediante rampas de acceso en ambos extremos del puente, considerando una pendiente que cumplan las mínimas exigencias requeridas para seguridad y comodidad para los peatones, principalmente para las personas con capacidades especiales de motricidad. El dimensionamiento del acceso recae directamente en el dimensionamiento del ancho de la plataforma, el cual para el caso en particular se dará una continuidad del ancho de la plataforma de la viga, el acceso está conformada por una plataforma tipo losa.

2.2.3.1.1 Dimensionamiento de la pendiente de los accesos

Las rampas según el ángulo de inclinación, estas se clasifican en rampas empinadas ($10 - 24^\circ$), rampas lisas ($6 - 10^\circ$) y rampas suaves (hasta 6°); para el acceso, la rampa en análisis se la considerara como una rampa lisa dentro del rango mencionado.

2.2.3.2 Diseño de la rampa

2.2.3.2.1 Análisis a la flexión y al corte

Se debe realizar tanto el análisis a flexión como a corte en todas las secciones críticas que contenga la estructura de acceso, pues con este se podrá deducir la cantidad de armadura de refuerzo que la sección requerirá; este análisis se realizara como una estructura de hormigón armado convencional tanto a flexión como a corte.

2.2.3.2.2 Análisis al punzonamiento en los apoyos

Se realizará el correspondiente análisis al punzonamiento en las secciones de transferencia de cargas desde la plataforma de acceso hacia las columnas, por ser éstos, sectores más críticos ante las cargas de corte.

2.2.3.3 Diseño de la subestructura del acceso

La conformación de las subestructuras del acceso es similar a la de la subestructura puente peatonal, el análisis por ende también será similar al expuesto para la subestructura de la viga pretensada en todas sus verificaciones.

2.2.4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA BARANDA

2.2.4.1 Geometría de las barandas

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. Según la normativa 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.

2.2.4.2 Sobrecargas de diseño de los elementos longitudinales

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. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N , la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal. Los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior o bien, en el caso de las barandas cuya altura total es mayor que 1500 mm , en un punto ubicado 1500 mm por encima de la superficie superior de la acera.

2.2.4.3 Análisis a la flexión y corte de los componentes de la baranda

El análisis a la flexión para los elementos longitudinales se deberá realizar en forma similar a la realizada para la estructura de la plataforma de acceso, considerando la distribución de tensiones aproximada o bloque rectangular de tensiones equivalentes. En consideración a la armadura longitudinal de los postes de la baranda, el análisis se realizará considerándolos como elementos de sección transversal circular.

La totalidad de la estructura de la baranda está completamente expuesta a los efectos de la intemperie, por lo tanto, se deberá tomar en cuenta los efectos provocados por las variaciones diarias de la temperatura.

2.2.5 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

2.2.5.1 Aparatos de apoyo

La necesidad de utilizar un apoyo para la transferencia de las reacciones tanto verticales como horizontales producidas por las diferentes solicitaciones que se inducen a la superestructura, y de ésta a la subestructura, es porque nos permite tener un conocimiento más preciso del punto de paso de la resultante, la cantidad de apoyos conduce a la reducción de la tensión máxima en el punto de transferencia.

La solución más frecuente es el uso de apoyos de neopreno zunchado con chapas de acero, lo cual permite aumentar su coeficiente de forma y por tanto su módulo de elasticidad aparente y reducir la expansión transversal del neopreno.

2.2.5.2 Diseño del apoyo de neopreno

Según la normativa el ancho mínimo de asiento empírico se deberá determinar de acuerdo con la siguiente expresión:

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H) \left(1 + 0.000125S^2 \right) \quad (2-94)$$

Dónde:

N = Mínima longitud de apoyo, medida en forma normal al eje de apoyo, en (mm).

L = Longitud del tablero del puente hasta la junta de expansión adyacente, en (mm).

H = Altura promedio de las columnas que soportan el tablero del puente hasta la siguiente junta de expansión, cero para puentes de un solo tramo, en (mm).

S = Oblicuidad del apoyo medida a partir de una recta normal al tramo, en ($^{\circ}$).

2.2.5.2.1 Verificación del acortamiento vertical del apoyo de neopreno

Para limitar el acortamiento vertical, conviene establecer la limitación del coeficiente de forma del apoyo C_f , a un valor de 6 para los apoyos rectangulares, tal como sigue:

$$\boxed{C_f = \frac{ab}{2t(a+b)}} \quad \boxed{\frac{ab}{t(a+b)} > 12} \quad (2-95)$$

Dónde:

C_f = Coeficiente de forma del apoyo.

a = Dimensión corta en planta del apoyo, en (mm).

b = Dimensión larga en planta del apoyo, en (mm).

t = Espesor de cada capa del neopreno de apoyo, en (mm).

Debe, además, mantenerse una presión mínima de 3.00 MPa , donde N_{\min} es el valor mínimo de la reacción que se aplicará al apoyo, mediante la siguiente expresión:

$$\boxed{\frac{N_{\min}}{ab} \geq 3 \text{ MPa}} \quad (2-96)$$

Esta condición se establece para garantizar una presión que asegure el suficiente rozamiento entre el apoyo y las piezas, de forma que las sucesivas dilataciones y contracciones no hagan "reptar" al apoyo, sacándolo de su sitio.

2.2.5.2.2 Verificación de la estabilidad

Llamando b a la menor dimensión en planta del apoyo y e_n al espesor total del apoyo de neopreno, para evitar el pandeo del apoyo de neopreno se debe cumplir que:

$$\boxed{b \geq 5e_n} \quad (2-97)$$

2.2.5.2.3 Verificación de la presión de contacto

Las dimensiones a y b del apoyo de neopreno y la reacción máxima N_{\max} , debe cumplir la siguiente expresión:

$$\boxed{\frac{N_{\max}}{ab} \leq \sigma_{adm,n}} \quad (2-98)$$

Dónde:

N_{\max} = Carga axial de transferencia para el apoyo, en (N).

a = Dimensión menor del apoyo de neopreno, en (mm).

b = Dimensión mayor del apoyo de neopreno, en (mm).

$\sigma_{adm,n}$ = Tensión admisible del apoyo de neopreno, en (MPa).

La tensión admisible del apoyo de neopreno oscila entre 10 a 15 MPa, esta tensión va creciendo al aumentar el área en planta del apoyo.

2.2.5.2.4 Verificación a la distorsión angular

Cuando ocurre el corrimiento, para el que se proyecta el apoyo, se produce en el mismo una distorsión angular γ , tal como se muestra en la siguiente figura:

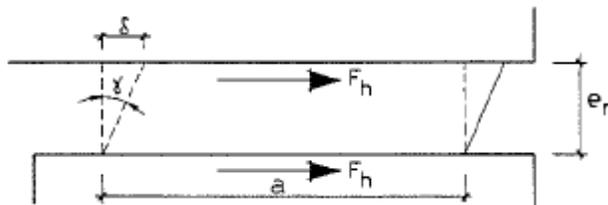


Figura 2.20 Representación gráfica de la distorsión angular en el neopreno.

Fuente: Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón (J. Calavera) Tomo I

Como puede verse, el neopreno no constituye un apoyo deslizante perfecto, sino que transmite una fuerza F_h proporcional al corrimiento y que sólo puede ser reducida aumentando el espesor del apoyo.

La distorsión angular γ debe cumplir la siguiente condición:

$$\boxed{\gamma = \frac{\delta}{e_n} \leq 0.5} \quad \boxed{F_h = K\delta} \quad \Rightarrow \quad \boxed{F_h = \frac{abG}{e_n} \delta} \quad (2-99)$$

Dónde:

γ = Distorsión angular, en (rad).

δ = Corrimiento del apoyo de neopreno, en (mm).

e_n = Espesor total del apoyo de neopreno, en (mm).

F_h = Fuerza proporcional al corrimiento, en (N).

K = Rigidez horizontal del apoyo de neopreno, en (N/mm).

G = Módulo de rigidez del neopreno, en (MPa).

a = Dimensión corta del apoyo de neopreno, en (mm).

b = Dimensión larga del apoyo de neopreno, en (mm).

Los valores de G deben ser facilitados, para cada tipo de neopreno por el fabricante, pero habitualmente son del orden de 2 MPa para acciones instantáneas y del orden de la mitad para acciones de larga duración. Donde K recibe el nombre de rigidez horizontal del apoyo y es un concepto útil para el cálculo de δ en cada caso concreto, que será la diferencia entre el corrimiento que se hubiera producido sin la reacción F_h motivada por la resistencia a la deformación angular del neopreno y el de signo contrario que esta fuerza provoca en la pieza que experimenta el corrimiento.

2.2.5.2.5 Verificación de giro del apoyo de neopreno

Normalmente la pieza presenta un giro α_t en el apoyo como se muestra en el siguiente esquema gráfico, que produce presiones linealmente variables a lo largo del mismo.

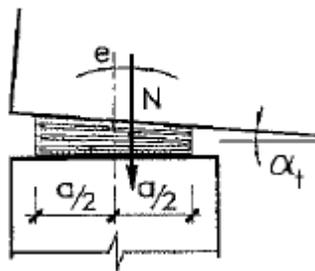


Figura 2.21 Representación gráfica de la deformación del neopreno.

Fuente: Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón (J. Calavera) Tomo I

El valor admisible para α_t suele ser determinado experimentalmente por el fabricante, pero en ausencia de datos específicos debe limitarse al valor de la siguiente expresión:

$$\alpha_t \leq \frac{3}{C_f} n \left(\frac{t}{a} \right)^2 \frac{\sigma_m}{G} \quad (2-100)$$

Dónde:

α_t = Ángulo de inclinación admisible del neopreno, en (rad).

C_f = Coeficiente de forma.

n = Número de capas de elastómero.

a = Ancho del apoyo de neopreno en la dirección de la directriz de la pieza que experimenta el giro, en (mm).

σ_m = Tensión media de compresión del apoyo, en (MPa).

t = Espesor de cada capa del neopreno de apoyo, en (mm).

G = Módulo de rigidez transversal, en (MPa).

CAPÍTULO III
INGENIERÍA DEL PROYECTO

3 INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 ESTUDIO TOPOGRÁFICO

3.1.1 Levantamiento planimétrico y altimétrico

Este trabajo se lo realiza con el fin de determinar la configuración del terreno en la cual se ha de emplazar la estructura correspondiente, y la de ubicar la posición de la misma sobre la superficie con respecto a elementos naturales y/o estructuras construidas por el hombre.

Para el presente trabajo se utilizó una de las herramientas más precisas, que es la estación total, la cual sobresale en relación a otras, porque una de las grandes ventajas del uso de este instrumento es, que la toma y registro de los datos es automática (realizado mediante un procesamiento de datos interno, dando como resultado una información digital); con esto se descarta los errores provocados tanto en la obtención de los datos como en la manipulación de estos, como los errores producidos por lectura, anotación, transcripción y de cálculo; la determinación de las coordenadas de los respectivos puntos se realizan por medio de mecanismos sofisticados y de programas incorporados dentro de la unidad.

3.1.2 Plano topográfico

El levantamiento planimétrico y altimétrico del sector de estudio, nos muestra una superficie prácticamente plana con una pequeña inclinación de norte a sur aproximadamente de 0.5 a 2.5 % de pendiente, el plano muestra claramente la trayectoria de la quebrada denominada “El Monte”, se observa que la trayectoria del cauce en proximidades del sector de emplazamiento está conformado por un par de meandros y justamente en medio de uno de ellos es donde se emplazará la correspondiente estructura, en donde la trayectoria del lecho de la quebrada es curva, y en el mismo sector el ancho de la quebrada medida de extremo a extremo es de aproximadamente 33.10 m, la misma es medida desde el borde de un lado al borde del otro. La representación gráfica del sector de estudio se muestra a continuación mediante el siguiente plano topográfico:

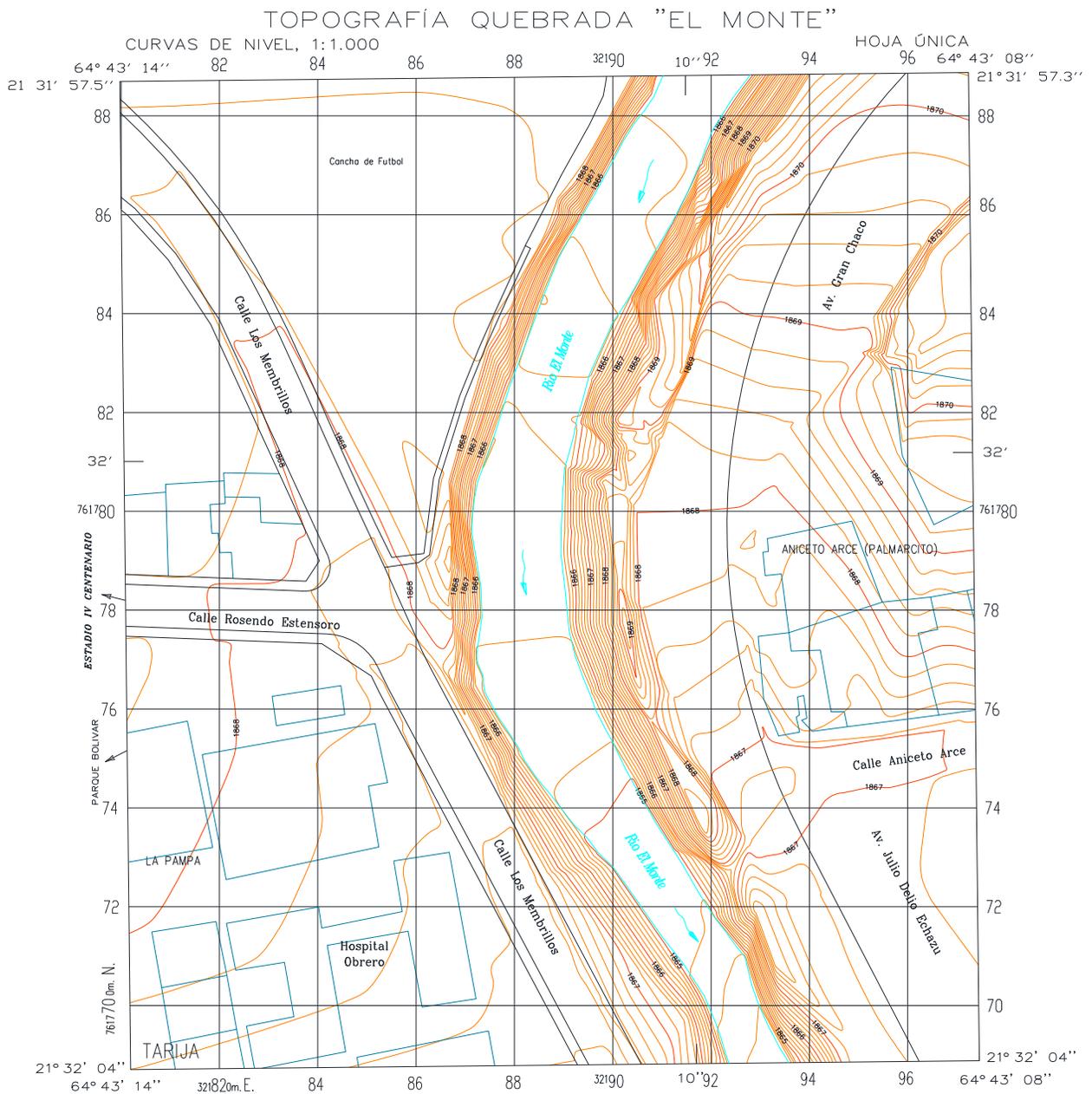


Figura 3.1 Topografía de la zona de emplazamiento.

Fuente: Elaboración propia

3.1.3 Perfil longitudinal

En el plano del perfil longitudinal se muestra una profundidad variable del lecho de la quebrada de entre 2.35 a 2.52 m, el mayor desnivel se encuentra ubicada en la parte más cóncava de la curva, esto debido al movimiento de tierra que se realizó por motivos de mantenimiento y/o limpieza de la quebrada.

3.2 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

3.2.1 Ubicación de la cuenca

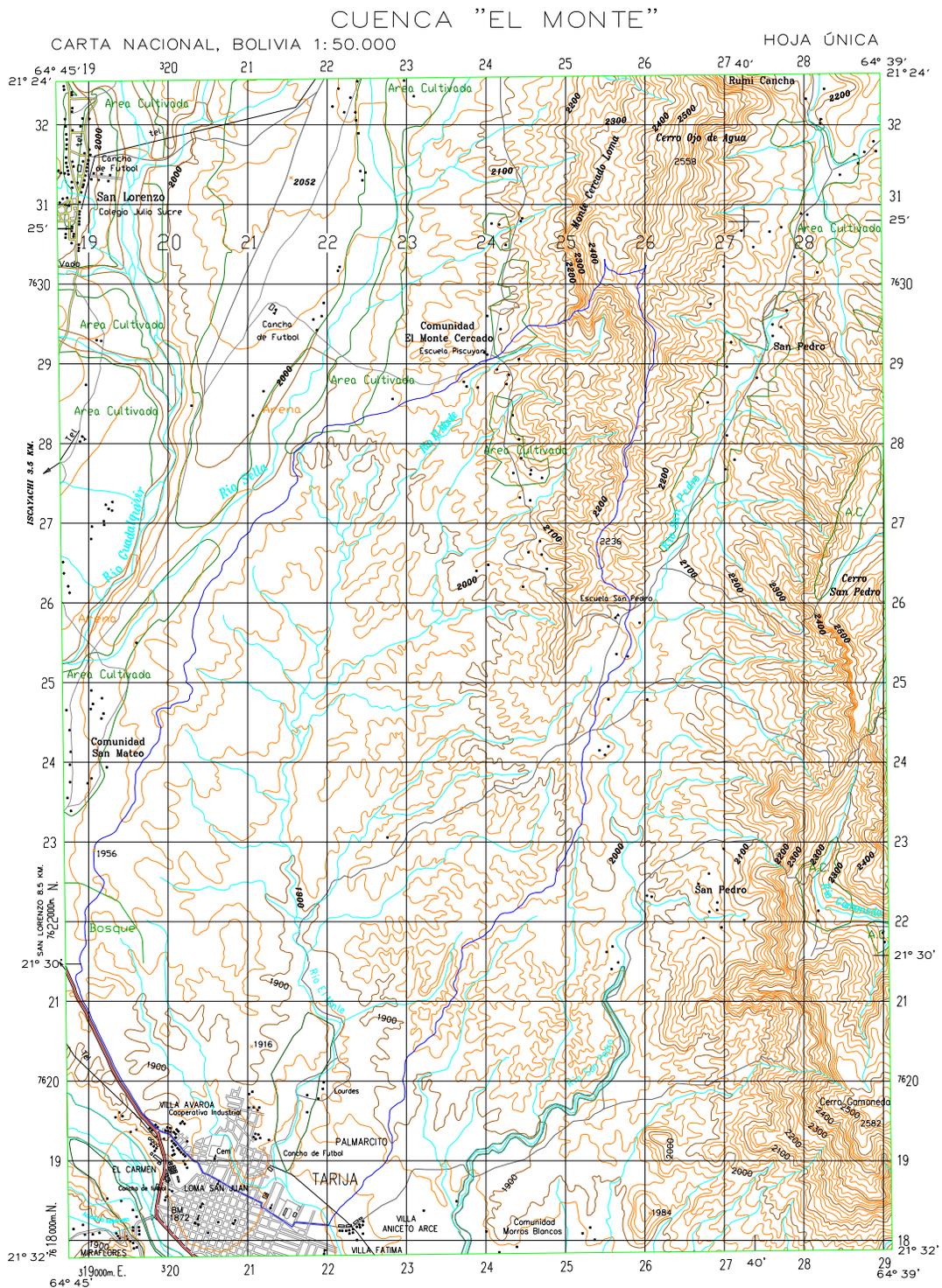


Figura 3.2 Cuenca de la quebrada "El Monte".

Fuente: IGM

La cuenca de estudio se encuentra prácticamente en la ladera occidental de la serranía ubicada en el sector noreste de la ciudad de Tarija.

3.2.2 Sección transversal de la zona de estudio

La sección transversal en la sección de la zona de estudio se representa prácticamente como una sección trapezoidal, esto debido al relleno contenido en las laderas de la quebrada, la misma es observada en dirección aguas arriba de la quebrada tal como se muestra en la siguiente figura, ver Anexo 2.

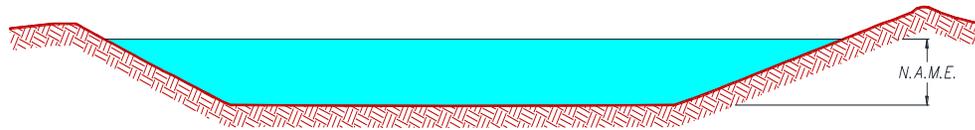


Figura 3.3 Sección transversal de la quebrada en el eje del puente peatonal.

Fuente: Elaboración propia

El nivel de agua máxima extraordinaria N.A.M.E., determinado para la sección en estudio corresponde a una altura de 2.421 m , medida desde la parte más profunda del lecho de la quebrada, el mismo se encuentra en la parte interior del meandro.

3.3 ESTUDIO DE SUELOS

3.3.1 Clasificación del suelo

El análisis realizado a la muestra de suelo extraído del lugar de estudio donde se emplazará la fundación de la estructura, da como resultado mediante la aplicación del método de la AASHTO una clasificación del suelo del tipo *A-1-b*, suelo conformado por fragmentos de grava menuda y arena con regular capacidad portante, ver Anexo 1.

3.3.2 Ensayo de SPT

Este tipo de ensayos es muy utilizado en nuestro medio, el mismo es un ensayo estandarizado por la ASTM D-1586; el análisis realizado mediante esta prueba en el sitio de emplazamiento de la estructura nos da como resultado una resistencia admisible del suelo de 0.133 MPa , ver Anexo 1.

3.4 NORMAS DE DISEÑO

3.4.1 Norma de aplicación

La norma de aplicación para el análisis estructural, se la realiza mediante la normativa AASHTO LRFD 2004 (American Association of State Highway and Transportation Officials, Load and Resistance Factor Design) Bridge Design Specifications.

3.5 DISEÑO Y CÁLCULOS

3.5.1 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico de la pasarela peatonal se realiza tomando un análisis tanto económico como estético, predominando ante todo lo económico, porque en referencia al caso estético el costo de la pasarela aumenta drásticamente por el alto costo de los distintos materiales que se pudieran utilizar para dar un mejor aspecto visual.

La estructura del puente peatonal se constituirá de un solo tramo, los accesos serán diseñados de tal manera que tengan salida a ambas direcciones de la calle y/o avenida, la estructura de acceso está conformada exclusivamente por rampas de acceso, las mismas cuentan con un pendiente que varían entre los 7 y 10 grados, las cuales están dentro del rango de las rampas lisas (6 - 10°), cuyas pendientes considera la comodidad del acceso para las personas, especialmente aquellas con capacidades especiales de motricidad, las barandas del puente serán diseñadas de hormigón armado, con lo cual la totalidad de la estructura del puente peatonal será de hormigón, dando así una apariencia algo permanente y segura.

3.5.2 DISEÑO ESTRUCTURAL

3.5.2.1 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

3.5.2.1.1 Dimensionamiento de la sección

La sección transversal de la viga del puente peatonal será constituida por el ancho b del tablero, el cual se determina considerando el uso de la misma en una situación

de caso excepcional de tres personas cruzándose. Tomando en cuenta que se dará un espacio adicional de 0.10 m para las barandas, tenemos una longitud total del ancho del tablero de 2.20 m , el espesor del tablero se considera variable tal como se observa en las siguientes figuras. En los siguientes esquemas se muestran las dimensiones de las secciones en análisis.

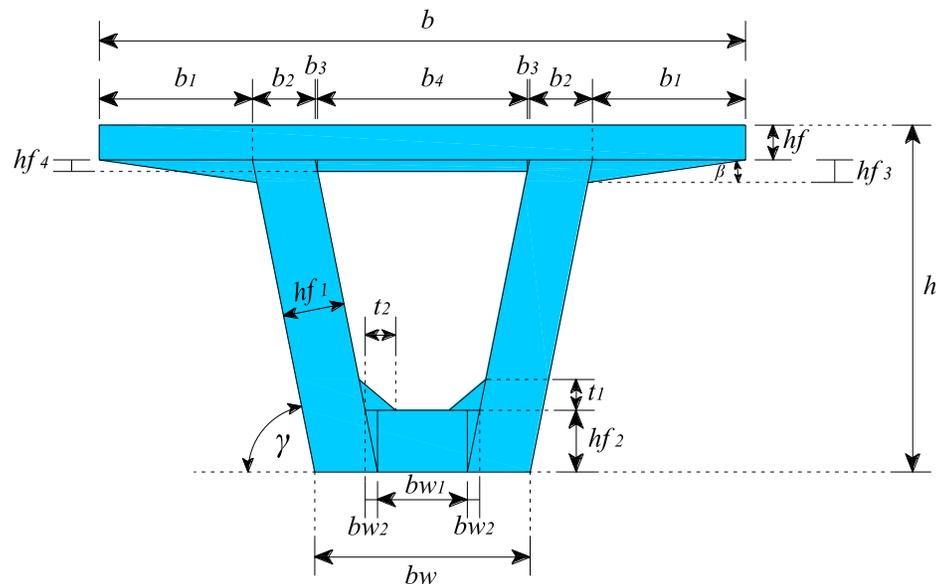


Figura 3.4 Sección en centro luz de la viga.

Fuente: Elaboración propia

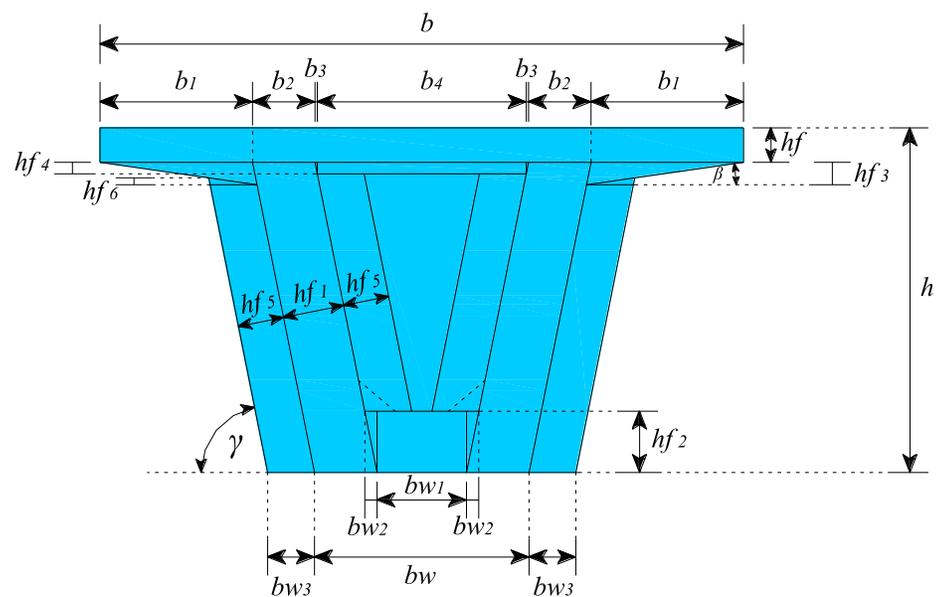


Figura 3.5 Sección en el extremo de la viga.

Fuente: Elaboración propia

<i>DIMENSIONES GENERALES DE LA SECCIÓN</i>		
$b = 2.200$ m	$bw_2 = 0.036$ m	$hf_4 = 0.030$ m
$b_1 = 0.533$ m	$bw_3 = 0.160$ m	$hf_5 = 0.157$ m
$b_2 = 0.203$ m	$h = 1.300$ m	$hf_6 = 0.015$ m
$b_3 = 0.005$ m	$hf = 0.100$ m	$t_1 = 0.100$ m
$b_4 = 0.716$ m	$hf_1 = 0.200$ m	$t_2 = 0.080$ m
$bw = 0.700$ m	$hf_2 = 0.200$ m	$\beta = 5.269^\circ$
$bw_1 = 0.294$ m	$hf_3 = 0.050$ m	$\gamma = 79.754^\circ$

Tabla 3.1 Dimensiones generales de la sección. Fuente: Elaboración propia

Con las dimensiones de la sección se determinan las propiedades características de la misma, las cuales se muestran en la siguiente planilla tanto para la sección en centro luz como para la sección en el extremo de la viga:

<i>PROPIEDADES CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN CON Y SIN CONSIDERACIÓN DE LOS ARIFICIOS PARA LA VAINA</i>	
<i>Sección en centro luz de la viga:</i>	
Área de la sección de hormigón, sin considerar los orificios de la vaina: (m ²)	0.83002
Área de la sección de hormigón, considerando los orificios de la vaina: (m ²)	0.81675
Momento de inercia de la sección de hormigón, sin considerar los orificios de la vaina: (m ⁴)	0.16356
Momento de inercia de la sección de hormigón, considerando los orificios de la vaina: (m ⁴)	0.15762
Distancia de la fibra superior al centro de gravedad de la sección, sin considerar los orificios de la vaina: (m)	0.53668
Distancia de la fibra superior al centro de gravedad de la sección, considerando los orificios de la vaina: (m)	0.52590
Distancia de la fibra inferior al centro de gravedad de la sección, sin considerar los orificios de la vaina: (m)	0.76332
Distancia de la fibra inferior al centro de gravedad de la sección, considerando los orificios de la vaina: (m)	0.77410

<i>Sección en el extremo de la viga:</i>	
Área de la sección de hormigón, sin considerar los orificios de la vaina: (m ²)	1.71734
Área de la sección de hormigón, considerando los orificios de la vaina: (m ²)	1.70407
Momento de inercia de la sección de hormigón, sin considerar los orificios de la vaina: (m ⁴)	0.25183
Momento de inercia de la sección de hormigón, considerando los orificios de la vaina: (m ⁴)	0.25092
Distancia de la fibra superior al centro de gravedad de la sección, sin considerar los orificios de la vaina: (m)	0.58195
Distancia de la fibra superior al centro de gravedad de la sección, considerando los orificios de la vaina: (m)	0.58230
Distancia de la fibra inferior al centro de gravedad de la sección, sin considerar los orificios de la vaina: (m)	0.71805
Distancia de la fibra inferior al centro de gravedad de la sección, considerando los orificios de la vaina: (m)	0.71770

Tabla 3.2 Propiedades características de la sección. Fuente: Elaboración propia

3.5.2.1.2 Análisis de cargas

Para el análisis respectivo de la estructura, las cargas se subdividirán en cargas permanentes y en cargas variables, y sus valores se presentan en la siguiente tabla:

<i>CARGAS PERMANENTES Y VARIABLES, NO MAYORADAS</i>	
<i>Cargas permanentes de estructura:</i>	
Peso propio de la superestructura, sin considerar tanto la armadura activa como pasiva: (kN/m)	21.503
Peso propio de la baranda: (kN/m)	1.701
Peso propio de la superficie de rodadura: (kN/m)	0.968
<i>Cargas variables de la estructura:</i>	
Sobrecarga viva debida a la circulación de las personas: (kN/m)	8.200
Carga de viento, presión de viento de diseño lateral: (kN/m ²)	1.092

Carga de viento, presión de viento de diseño longitudinal: (kN/m ²)	0.156
Cargas de viento, fuerzas verticales sobre la estructura: (kN/m ²)	–
Cargas de sismo puntual para una subestructura individual: (kN)	56.651

Tabla 3.3 Cargas permanentes y variables, no mayoradas.

Fuente: Elaboración propia

Debida a la acción de la carga por peso propio de la viga, a la carga permanente o carga muerta y a la sobrecarga viva que actuará debida a la circulación de las personas, se determina los momentos flectores que se generan en la estructura, y que son debidos a la acción del 100 % de cada una de estas cargas, los mismos se muestran a continuación en la siguiente tabla:

MOMENTOS FLECTORES ACTUANTES EN CENTRO LUZ DE LA VIGA	
Momento flector debida a la acción del peso propio de la estructura: (kN-m)	3068.33
Momento flector debida a la carga permanente o carga muerta de la estructura: (kN-m)	408.73
Momento flector debida a la sobrecarga viva total de la estructura: (kN-m)	1255.63
Momento flector total debida a todas las cargas actuantes en la estructura: (kN-m)	4732.69

Tabla 3.4 Momentos flectores en centro luz de la viga.

Fuente: Elaboración propia

Con las propiedades características de la sección, los momentos flectores actuantes y los límites de tensión tanto a la compresión como a la tracción del hormigón, se realiza la verificación de la sección óptima mediante la comparación de los módulos de sección teóricos con los de cálculo, tanto en la fibra superior como en la fibra inferior, aplicando las ecuaciones 2-1 y 2-2, los resultados debido al 100% de la sobrecarga viva se muestran en la siguiente tabla:

<i>VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN ÓPTIMA</i>	
Módulo de sección teórico de la fibra superior de la sección: (m ³)	0.30476
Módulo de sección de cálculo, de la fibra superior de la sección: (m ³)	0.12413
Módulo de sección teórico, de la fibra inferior de la sección: (m ³)	0.21427
Módulo de sección de cálculo, de la fibra inferior de la sección: (m ³)	0.13341

Tabla 3.5 Parámetros de verificación de la sección óptima.

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, se cumple con la verificación de los módulos de sección teórico con los de cálculo, tanto para la fibra superior como para la fibra inferior.

3.5.2.1.3 Combinaciones de carga y factores de carga

Las cargas que se suponen actuaran en la estructura y provocaran tensiones críticas en esta, por la forma simple de una viga simplemente apoyada, estas tensiones críticas se determinarán mediante la aplicación de combinaciones de carga, las cuales según la normativa son: *SERVICIO I* y *RESISTENCIA I*, la de *EVETO EXTREMO I* no se toma en cuenta porque la carga de sismo debida a la superestructura afecta directamente a la subestructura. Los factores de carga son dados por la norma respectiva, según la combinación de carga a utilizar.

3.5.2.1.4 Calculo estructural de la superestructura

3.5.2.1.4.1 Análisis en estado límite de servicio

3.5.2.1.4.1.1 Límites para la tensión en el hormigón pretensado

Según la magnitud de las tensiones que actuará en la estructura e importancia de la misma, se utiliza un hormigón con una resistencia a la compresión a los 28 días de *35.0 MPa*, el cual en el momento de transferencia de la fuerza de pretensado al hormigón en el día *i*, tendrá una resistencia de *24.5 MPa*.

3.5.2.1.4.1.1.1 Tensiones temporarias antes de las pérdidas

El límite para la tensión de compresión en el hormigón pretensado en el momento de la transferencia de la fuerza de pretensado será de 14.700 MPa .

El límite para la tensión a la tracción en el hormigón pretensado en el momento de la transferencia de la fuerza de pretensado, aplicando la ecuación 2-5, tendrá un valor de 1.252 MPa .

3.5.2.1.4.1.1.2 Tensiones después de las pérdidas

El límite para la tensión a compresión en el hormigón pretensado en el tiempo, después de ocurridas las pérdidas de pretensado será de 15.750 MPa .

El límite para la tensión a la tracción en el hormigón pretensado en el tiempo, después de ocurridas las pérdidas de pretensado, aplicando la ecuación 2-6, tendrá un valor de 2.993 MPa .

3.5.2.1.4.1.2 Límites para la tensión del acero de pretensado

Para el presente diseño se utilizará cables de baja relajación grado 270 el cual está formado por siete alambres de alto carbono cableado y posteriormente termomecánicamente tratado con un proceso de baja relajación.

La tensión de fluencia para el acero de pretensado f_{py} será igual al valor de $0.9f_{pu}$ y equivale a 1677.812 MPa . La tensión provocada por la fuerza de pretensado inmediatamente antes de la transferencia a corto plazo para periodos de tiempos breves previos al acuíñamiento, se puede permitir hasta un valor de $0.90f_{py}$ que equivale a $0.81f_{pu}$ y el mismo es igual a 1510.030 MPa . La tensión en los tendones debida al pretensado en anclajes, inmediatamente después de las pérdidas instantáneas, no deberá ser mayor que $0.70f_{pu}$ que equivale a 1304.965 MPa .

La tensión efectiva en el acero de pretensado en estado límite de servicio, se puede permitir hasta un valor de $0.80f_{py}$ que equivale a $0.72f_{pu}$ y el mismo equivale a 1342.249 MPa .

3.5.2.1.4.1.3 Fuerza de pretensado inicial

Se determina mediante un proceso iterativo relacionando las dimensiones de la sección de la viga, la máxima tensión admisible del acero de pretensado, aplicando el porcentaje del *100 %* la sobrecarga viva y considerando las tensiones admisibles del hormigón, el mismo nos da como resultado una fuerza de pretensado inicial para el cable ideal o representativo de *5325.50 kN*, aplicando las ecuaciones 2-7.

Para pretensar la sección tipo cajón se necesitaran cuatro cables distribuidos simétricamente con respecto a la parte central media del tablero, dos en cada alma, los cables superiores necesitaran una fuerza de pretensado inicial de *1384.63 kN* cada uno, mientras que los cables inferiores necesitaran *1349.80 kN* cada uno; la sumatoria no da como resultado el valor del cable ideal, puesto que para su cálculo se dividió al cable ideal en dos cables representativos, uno superior y otro inferior, para el cable superior se calculó la pérdida de pretensado por separado y con este, las tensiones en las fibras extremas en tiempo inicial y tiempo final, luego por superposición se transfieren las tensiones producidas por la fuerza de pretensado del cable inferior, tomando en cuenta que las tensiones finales en las fibras extremas sean iguales que las calculadas mediante el cable ideal, todo en tiempo final; este cálculo se realiza mediante un proceso iterativo, una vez determinada esta igualdad de tensiones en tiempo final, relacionando la sección con los dos cables, con la de la sección del cable ideal, se asume que las tensiones en las fibras extremas tanto en tiempo inicial como en tiempo final tengan un resultado similar que las tensiones de las fibras extremas determinadas para la situación del cable ideal o representativo tanto en tiempo inicial como en tiempo final.

3.5.2.1.4.1.4 **Número de vainas y/o cables de pretensado**

Según la fuerza de pretensado inicial, se determina que el número de torones que se necesitan para desarrollar una fuerza de pretensado igual o mayor que la inicial, es un numero de *40* torones los cuales se distribuyen en cables de *10* torones, por lo que se obtiene un numero de vainas igual a *4*, dos para cada alma.

3.5.2.1.4.1.5 **Límites para la excentricidad de la fuerza de pretensado**

Como se trata del análisis de una sección cajón con dos almas, los cuatro cables de pretensado que se necesitan para pretensar la viga del puente peatonal necesitan también cuatro vainas, los mismos se distribuyen mediante dos trayectorias, uno superior y otro inferior, cada uno considera dos cables reales de pretensado; tomando en cuenta que la resultante de las dos trayectorias de excentricidades, se posiciona en un punto que coincida con la del centro de gravedad de la sección, de un extremo de la viga.

La representación gráfica de las trayectorias de los límites de excentricidad tanto superior como inferior se obtuvo aplicando las ecuaciones 2-8; la trayectoria de los cables superior (1) e inferior (2), la trayectoria del cable ideal o representativo y la excentricidad máxima requerida para la sección (100% carga viva), se muestran en la siguiente gráfica:

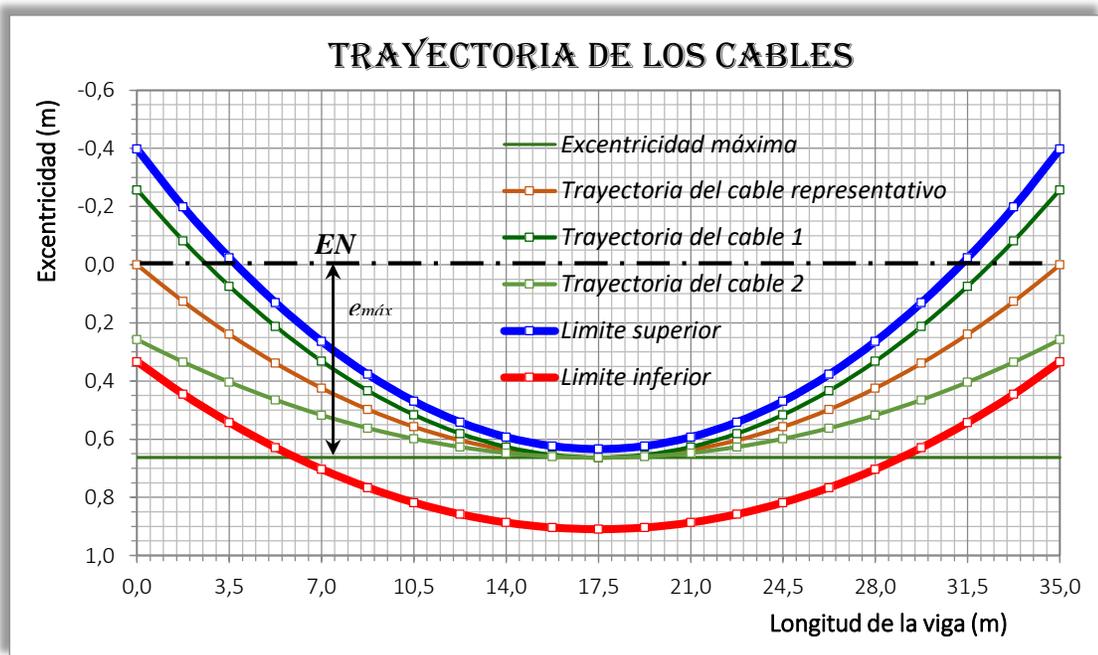


Figura 3.6 Diagrama de la trayectoria de los cables de pretensado.

Fuente: Elaboración propia

Cabe mencionar que las trayectorias tanto del cable superior (1) como del cable inferior (2) deben encontrarse dentro de sus respectivos límites como se muestra en la gráfica.

3.5.2.1.4.1.6 Pérdidas de pretensado

Las pérdidas de pretensado debidas a diversos factores, ocasionadas a la fuerza de pretensado inicial en el cable ideal o representativo, y en consideración para la sección crítica en centro luz de la viga (debida al 25% de carga viva), se aplican las ecuaciones de 2-9 a 2-23, y se obtienen las pérdidas de pretensado tanto instantáneas como las diferidas, y las mismas se muestran en la siguiente tabla:

<i>PÉRDIDAS DE PRETENSADO</i>		
<i>Pérdidas instantáneas (centro luz)</i>		
<i>Pérdidas:</i>	(MPa)	(%)
Pérdida por fricción:	40.511	3.003
Pérdida por deslizamiento de los anclajes:	5.003	0.371
Pérdida acortamiento elástico del hormigón:	14.569	1.080
<i>Pérdidas diferidas (centro luz)</i>		
<i>Pérdidas:</i>	(MPa)	(%)
Pérdida por contracción del hormigón:	72.165	5.350
Pérdida por fluencia lenta del hormigón:	28.051	2.080
Pérdida por relajación del acero:	38.974	2.889

Tabla 3.6 Pérdidas de pretensado.

Fuente: Elaboración propia

Como se observa las pérdidas instantáneas son mucho más pequeñas que las pérdidas diferidas, las cuales alcanzan a los 60.083 MPa o el 4.454% y a 139.191 MPa o el 10.319% respectivamente, de la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia, para la sección crítica de centro luz de la viga.

La pérdida total de fuerza de pretensado en la sección crítica en centro luz de la viga llega a ser igual a 199.274 MPa y equivale al 14.773% de la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia, como se muestra en la siguiente gráfica.

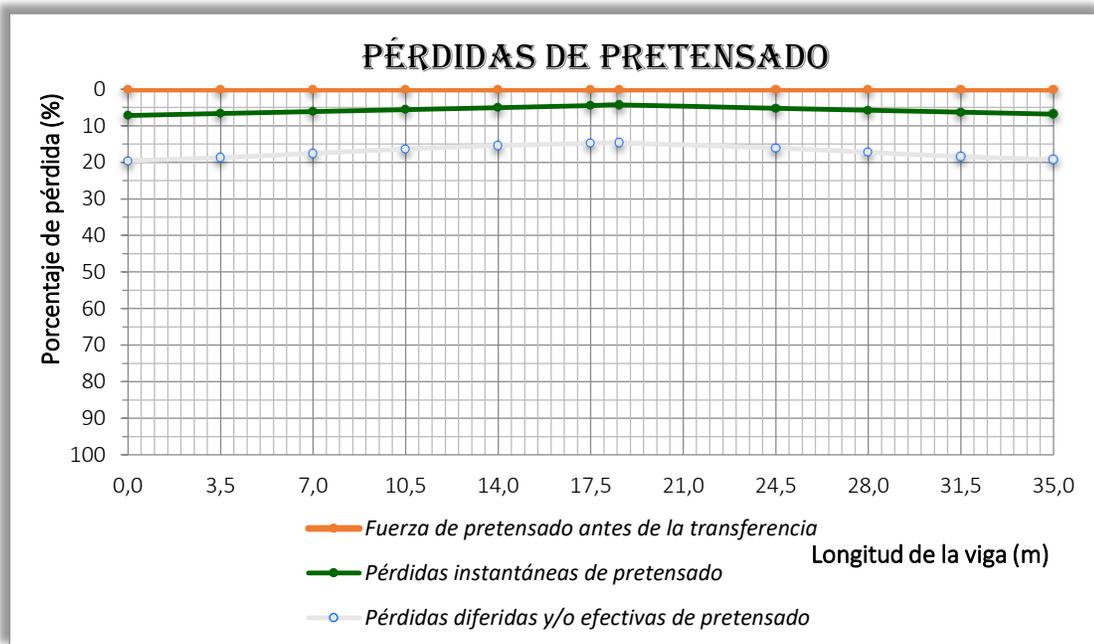


Figura 3.7 Diagrama de las pérdidas de pretensado. Fuente: Elaboración propia

3.5.2.1.4.1.7 Verificación de las tensiones en las secciones críticas

Las tensiones en el cable de pretensado y/o tendones, en las secciones críticas bajo la acción del 100% de la sobrecarga viva, se muestran en la siguiente tabla:

TENSION EN LAS SECCIONES CRÍTICAS						
Secciones de análisis:	En apoyo activo		Sección Crítica		En apoyo pasivo	
	(MPa)	f_{pu}	(MPa)	f_{pu}	(MPa)	f_{pu}
Tensión de pretensado antes de la transferencia:	1348.91	0.72	1308.40	0.70	1269.17	0.68
Tensión de pretensado después de las pérdidas instantáneas:	1252.00	0.67	1288.83	0.69	1257.00	0.67
Tensión de pretensado efectiva después de las pérdidas diferidas:	1084.72	0.58	1162.23	0.62	1088.82	0.58

Tabla 3.7 Tensión en las secciones críticas.

Fuente: Elaboración propia

3.5.2.1.4.1.8 Limitación de la fisuración

La limitación de la fisuración mediante la distribución de la armadura se deberá aplicar a la armadura de todos los elementos de hormigón, en los cuales la tracción

en la sección transversal es mayor que el 80 % del módulo de rotura; para el análisis correspondiente se aplica la ecuación 2-24, el cual nos da como resultado una tensión de tracción (debida al 100 % de carga viva) en parte de la sección crítica, la cual representa alrededor del 52 % del módulo de rotura, por lo cual no es necesario realizar un análisis de limitación de fisuras.

3.5.2.1.4.1.9 Cálculo de las deflexiones

La determinación de las deflexiones se realiza mediante el método refinado de intervalos de tiempo, aplicando las ecuaciones de 2-25 a 2-29, el cual toma en cuenta los cambios dependientes del tiempo de la fuerza pretensora, considerando la interacción de los efectos del flujo plástico, contracción y relajación del acero. La deflexión en la sección crítica de la viga debida a la acción de la fuerza de pretensado y el peso propio de la misma, en el momento del pretensado y en el tiempo final de su vida útil, llegan a ser igual a -8.003 mm (contraflecha) y 2.738 mm (flecha) respectivamente.

De similar manera se obtienen los diferentes valores que se muestran en la siguiente tabla:

<i>DEFLEXIÓN EN LA SECCIÓN CRÍTICA DE LA VIGA</i>		
<i>Deflexión:</i>	<i>Mínima</i>	<i>Máxima</i>
Debida a la acción de la fuerza de pretensado y el peso propio de la estructura: (mm)	-8.003	2.738
Debida a la acción de la fuerza de pretensado, el peso propio de la estructura y un porcentaje de la sobrecarga viva: (mm)	0.184	10.926
Debida a la acción de la fuerza de pretensado, al peso propio de la estructura y a la totalidad de la sobrecarga viva: (mm)	24.748	35.490

Tabla 3.8 Deflexiones en la sección crítica.

Fuente: Elaboración propia

Representación gráfica de la deflexión de la viga debida a la acción de la fuerza de pretensado y el peso propio de la misma:

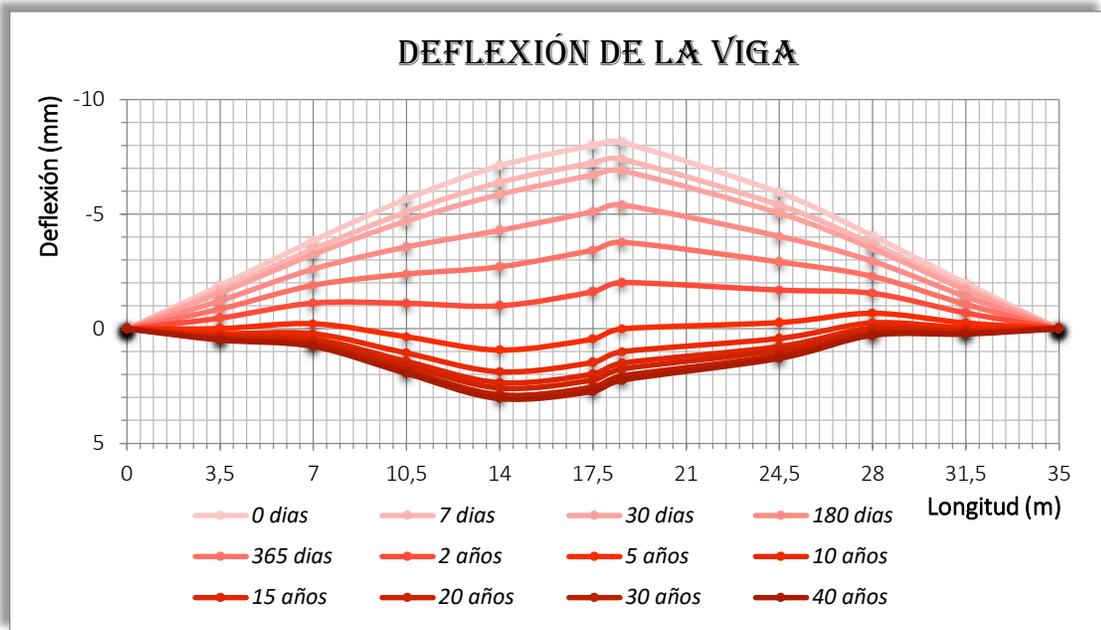


Figura 3.8 Diagrama de la deflexión de la viga debida a la acción de la fuerza de pretensado y al peso propio de la viga.

Fuente: Elaboración propia

Representación gráfica de la deflexión de la viga debida a la acción de la fuerza de pretensado, el peso propio de la viga y el 25 % de la sobrecarga viva:

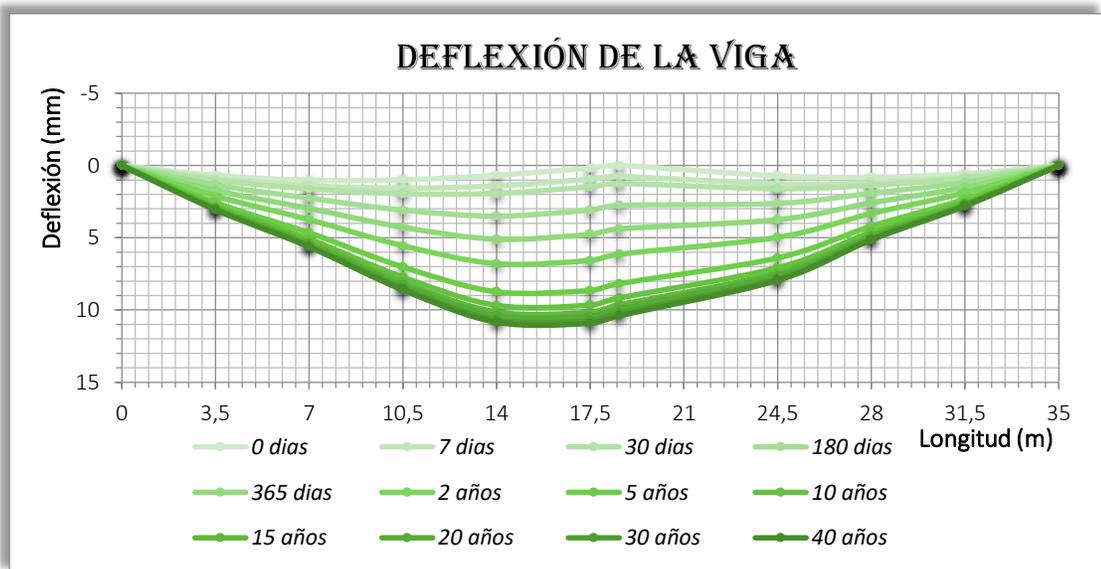


Figura 3.9 Diagrama de la deflexión de la viga debida a la acción de la fuerza de pretensado, al peso propio de la viga y a un porcentaje de la sobrecarga viva.

Fuente: Elaboración propia

Representación gráfica de la deflexión de la viga debido a la acción de la fuerza de pretensado, al peso propio de la viga y la totalidad de la sobrecarga viva:

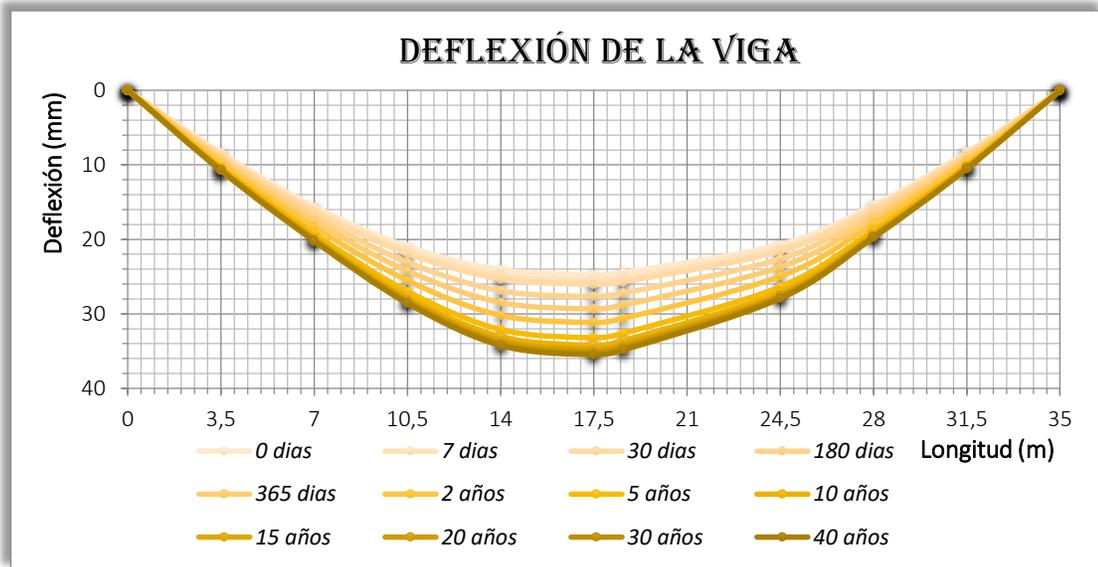


Figura 3.10 Diagrama de la deflexión de la viga debido a la acción de la fuerza de pretensado, al peso propio de la viga y a la totalidad de la sobrecarga viva.

Fuente: Elaboración propia

Cabe mencionar que las deflexiones producidas en la viga dan como resultado flechas y contraflechas, contraflechas porque las tensiones producidas en la viga en el momento del pretensado provocan una deflexión hacia arriba, es decir, el eje centroidal longitudinal de la viga tiene una forma cóncava hacia abajo.

3.5.2.1.4.2 Análisis en estado límite de resistencia

3.5.2.1.4.2.1 Análisis a la flexión

3.5.2.1.4.2.1.1 Momento resistente nominal a la flexión

La determinación del momento resistente nominal a la flexión en la sección crítica de la viga, se lo determina aplicando las ecuaciones de 2-30 a 2-32, y se lo realiza considerando la armadura pretensada y la armadura no pretensada tanto a flexión como a compresión, ubicadas de tal manera como se muestra en la siguiente gráfica:

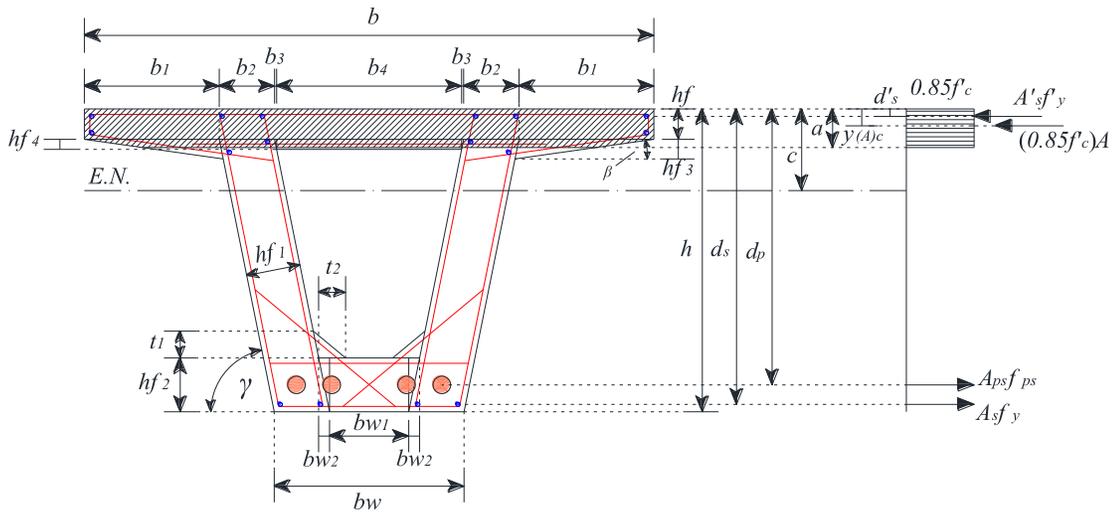


Figura 3.11 Fuerzas actuantes en la sección transversal de la viga en centro luz, y representación del diagrama rectangular de tensiones equivalentes.

Fuente: Elaboración propia

Para la determinación del momento nominal resistente, se deberá determinar inicialmente la tensión en el acero de pretensado en el momento de la falla f_{ps} , aplicando las ecuaciones de 2-33 a 2-36, este parámetro se determina aplicando las siguientes armaduras:

ARMADURA A FLEXIÓN		
Armadura longitudinal:	Cantidad	Área (cm ²)
Armadura pretensada:	40 ϕ 1/2"	39.480
Armadura no pretensada a tracción:	5 ϕ 10	3.950
Armadura no pretensada a compresión:	10 ϕ 10	7.900

Tabla 3.9 Armadura a flexión longitudinal.

Fuente: Elaboración propia

El valor de f_{ps} se determinó aplicando el análisis de compatibilidad de deformaciones, el cual mediante un proceso iterativo se determinó que f_{ps} llega a tener un valor de 1858.417 MPa que equivale a $264.325 \text{ klb/pul}^2$, con lo cual la profundidad del bloque equivalente de tensiones a , llega a tener un valor de 110.066 mm .

Finalmente, el momento resistente nominal de la sección crítica de la viga llega a tener un valor de $8612.157 \text{ kN}\cdot\text{m}$ y comparando con el momento último de la sección debida a las solicitaciones mayoradas que es de $6645.860 \text{ kN}\cdot\text{m}$, datos determinados aplicando el factor de resistencia y los factores de carga correspondientes, y por lo tanto, se da cumplimiento a la condición de diseño.

3.5.2.1.4.2.1.2 Verificación de la armadura máxima

La verificación de la armadura máxima en la sección crítica de la viga llega a cumplir satisfactoriamente con los requisitos impuestos, aplicando las ecuaciones 2-37, porque la relación c/d_e llega a tener un valor de 0.115 el cual es menor que 0.420 , por lo tanto, se cumple con la condición requerida.

3.5.2.1.4.2.1.3 Verificación de la armadura mínima

La verificación de la armadura mínima en la sección crítica llega a cumplir con los requisitos mínimos impuestos, aplicando las ecuaciones 2-38 y 2.39.

3.5.2.1.4.2.2 Análisis al corte

3.5.2.1.4.2.2.1 Resistencia nominal al corte

La resistencia nominal al corte para la sección crítica de la viga, se determina aplicando las ecuaciones de 2-40 a 2-42, la cual está ubicada a una distancia d_v igual a 1.148 m de la cara del apoyo, y el mismo da como resultado un valor de 2441.81 kN , mientras que el cortante último de la sección debida a las solicitaciones no mayoradas es de 506.72 kN ; aplicando el factor de resistencia correspondiente y los factores de carga respectivos llegan a cumplir con el requerimiento al corte.

3.5.2.1.4.2.2.2 Regiones en las que se requieren armadura transversal

Realizado la verificación de las secciones si requiere armadura transversal o no, aplicando la ecuación 2-43, se llega a la conclusión que para la sección crítica a corte ubicada a d_v de la cara interna del apoyo, sí requiere armadura transversal, pero en el sector de las secciones medias de aproximadamente los 14.00 m lineales centrales de la viga no requieren armadura transversal alguna, pero sí se deberá de

suministrar una cantidad de armadura mínima constituida generalmente por la armadura de contracción y temperatura.

3.5.2.1.4.2.2.3 Verificación de la armadura mínima

La verificación de la armadura mínima suministrada cumple con los requisitos mínimos, aplicando la ecuación 2-44, la armadura transversal en la sección crítica consta de estribos de 10 mm de diámetro distribuidas una para cada alma, y en general se distribuye la misma cantidad de armadura para todas las secciones que requieren armadura transversal, las mismas con una separación de 25 cm .

3.5.2.1.4.2.2.4 Separación máxima de la armadura

Para la armadura transversal suministrada tanto a la sección crítica como a las demás secciones que la requieren; se aplica las ecuaciones 2-45, las mismas son distribuidas a una separación de 25 cm , cumpliendo con las disposiciones mínimas requeridas.

3.5.2.1.4.2.2.5 Verificación de la armadura longitudinal

La armadura longitudinal dispuesta del lado del elemento traccionado por flexión, resiste la tracción provocada por la acción del corte, según la aplicación de las ecuaciones 2-46 y 2-47 cuando corresponda, por lo tanto, la armadura longitudinal cumple con los requisitos mínimos impuestos.

3.5.2.1.4.2.3 Análisis a torsión

El análisis a la torsión se debe desarrollar cuando la torsión efectuada por las cargas externas de la viga sea mayor que el 25% del momento de fisuración por torsión, aplicando las ecuaciones 2-48 y 2-49 para el correspondiente análisis, el torsor mayorado producido por las cargas externas es de 62.924 kN-m y el torsor mayorado por fisuración es de 223.233 kN-m , por lo tanto, no es necesario aplicar el análisis a la torsión para el presente caso.

El momento torsor debido a la acción de las cargas externas es determinado únicamente para la carga viva, debido a que las demás cargas como el peso propio

de la viga, las cargas muertas, etc., se cargan y/o aplican a la viga de forma simétrica por lo tanto no desarrollan ningún efecto de torsión.

3.5.2.1.4.3 Análisis en estado límite correspondiente a evento extremo

El análisis correspondiente en estado límite a evento extremo cuyas cargas adicionales actuantes como las debidas al viento y a los efectos producidos por sismo, son realizados en el análisis correspondiente a la combinación de carga *EVENTO EXTREMO I*, las cuales afectan básicamente a la subestructura.

3.5.2.1.5 Cálculos estructurales adicionales

3.5.2.1.5.1 Análisis y diseño del tablero

3.5.2.1.5.1.1 Análisis a la flexión

El análisis a la flexión del tablero se lo realiza considerando a este, como una viga plana de ancho unitario de tres tramos como se muestra en la siguiente figura:

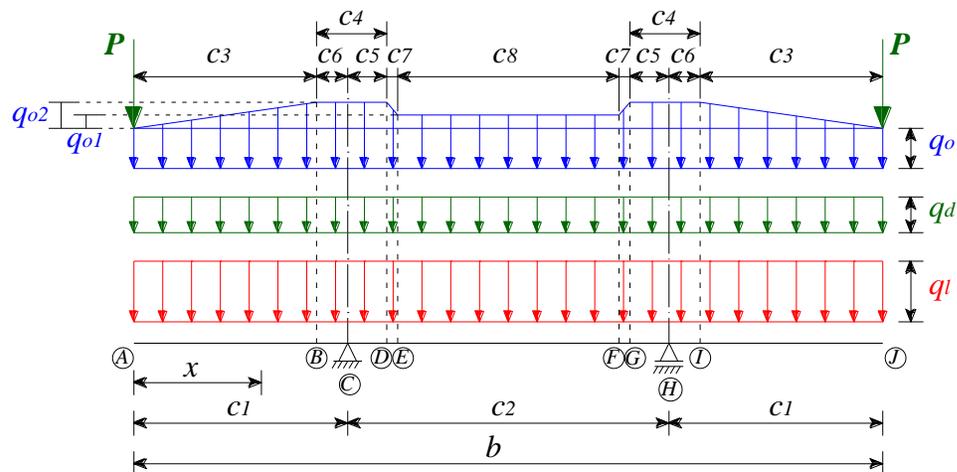


Figura 3.12 Representación de las cargas para la condición más crítica, para el análisis del tablero.

Fuente: Elaboración propia

DIMENSIONES GENERALES DE LA SECCIÓN DEL TABLERO		
$b = 2.200 \text{ m}$	$c_3 = 0.542 \text{ m}$	$c_6 = 0.093 \text{ m}$
$c_1 = 0.635 \text{ m}$	$c_4 = 0.200 \text{ m}$	$c_7 = 0.004 \text{ m}$

$c_2 = 0.931 \text{ m}$	$c_5 = 0.107 \text{ m}$	$c_8 = 0.709 \text{ m}$
CARGAS NO MAYORADAS, APLICADAS AL TABLERO		
$P = 0.851 \text{ kN}$	$q_{01} = 0.720 \text{ kN/m}$	$q_d = 0.440 \text{ kN/m}$
$q_0 = 2.400 \text{ kN/m}$	$q_{02} = 1.200 \text{ kN/m}$	$q_l = 4.100 \text{ kN/m}$

Tabla 3.10 Dimensiones y cargas generales del tablero.

Fuente: Elaboración propia

La armadura a flexión resultante tanto para los tramos externos como para el tramo interno, resulta ser igual a barras de 10 mm de diámetro espaciadas cada 25 cm en todo el ancho unitario de la losa, según la aplicación de las ecuaciones 2-50 y 2-51.

3.5.2.1.5.1.2 Análisis al corte

El análisis realizado aplicando la ecuación 2-52, tanto para los tramos externos como para el tramo interno dan como resultado que solo la resistencia al cortante proporcionada por el hormigón es capaz de resistir las solicitaciones a corte producidas por las cargas externas.

3.5.2.1.5.1.3 Análisis a la tracción

En la sección transversal del tramo central del tablero se generan esfuerzos de tracción, los cuales son efectos derivados por la aplicación de la fuerza de pretensado en las almas, que por una determinada inclinación de estas se transfiere un porcentaje de los efectos que genera a la losa central, el cual da como resultado tensiones de tracción en la misma; es asumida para el análisis como uniformemente distribuida en toda la sección transversal de la losa.

La tensión de tracción transferida a la sección transversal de la losa central es de 0.0153 MPa el cual es significativamente pequeño en comparación a la resistencia a la tracción que es proporcionada por el hormigón, con lo cual la losa central resiste las tensiones de tracción provocadas por la aplicación de las cargas externas.

3.5.2.1.5.1.4 Análisis de la deflexión del tablero

La deflexión de la losa del tablero a lo largo del ancho de la misma, se la ha determinado considerando con y sin sobrecarga viva, el peso propio respectivo y las cargas muertas, aplicando las ecuaciones de 2-54 a 2-63.

Para la configuración de cargas, la deflexión del tablero en las secciones críticas se muestra en la siguiente tabla y figura:

<i>DEFLEXIÓN DEL TABLERO</i>		
<i>Cargas de análisis:</i>	<i>Flecha:</i> (mm)	<i>Contraflecha:</i> (mm)
Peso propio y carga muerta:	0.049	0.017
Peso propio, carga muerta y sobrecarga viva:	0.078	0.026

Tabla 3.11 Deflexión transversal del tablero.

Fuente: Elaboración propia

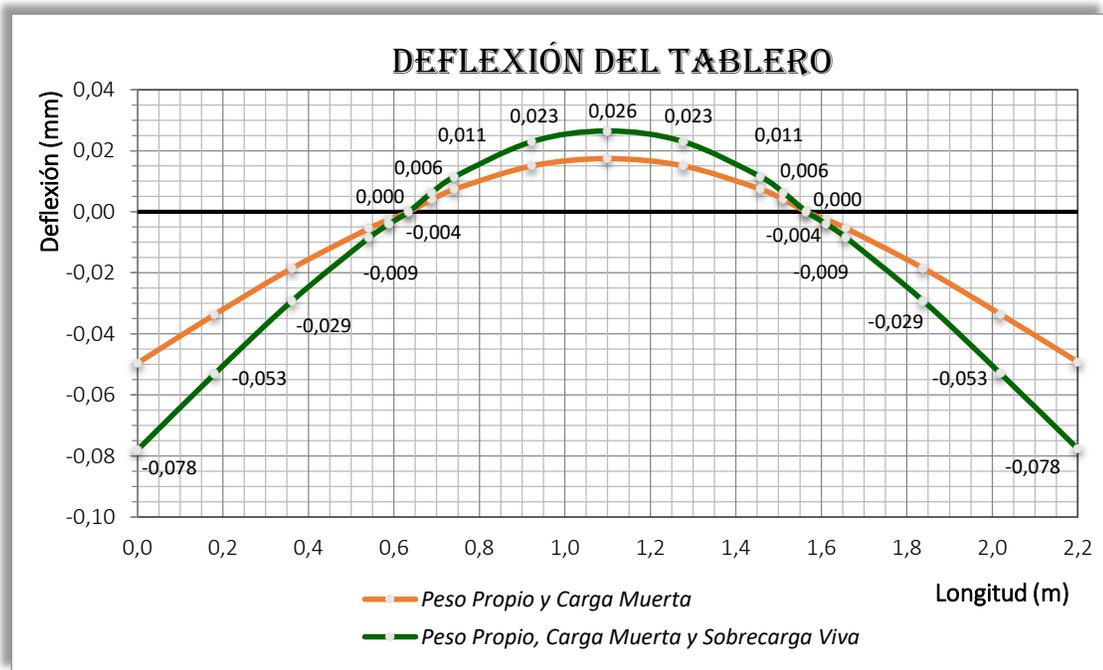


Figura 3.13 Diagrama de deflexión del tablero.

Fuente: Elaboración propia

Cabe mencionar que la determinación de la deflexión del tablero para la condición de análisis en donde se involucran el peso propio de la estructura, la carga muerta y la sobrecarga viva correspondiente; y a esta última carga, para el análisis se la ha

considero en un cien por ciento de la misma, con el objetivo de obtener la máxima deformación crítica posible.

Y como se observa los resultados son significativamente pequeños en comparación a las deflexiones producidas a lo largo de la longitud de la viga pretensada.

3.5.2.1.5.2 Análisis y diseño de la zona de anclaje

3.5.2.1.5.2.1 Diseño de la zona general

3.5.2.1.5.2.1.1 Verificación de las tensiones de compresión

La tensión de compresión en el hormigón delante de los dispositivos de anclaje f_{ca} aplicando las ecuaciones 2-64 y 2-65, tiene un valor de $9.941 MPa$ el cual es menor que $0.7\phi f'_{ci}$ que equivale a $13.720 MPa$, por lo cual la tensión de compresión del hormigón delante de los dispositivos de anclajes cumple con los requisitos mínimos.

3.5.2.1.5.2.1.2 Verificación de las fuerzas de desgarramiento por tracción

La fuerza de tracción delante del dispositivo de anclaje y transversal al eje del tendón T_{burst} , tiene un valor de $457.03 kN$ aplicando la ecuación 2-66, cuya resultante actúa a una distancia de $0.650 m$, entre el dispositivo del anclaje y el baricentro de T_{burst} , la armadura requerida para esta fuerza de tracción son barras de $16 mm$ espaciadas cada $14.8 cm$, la longitud de aplicación de la armadura de desgarramiento es de $1.625 m$ delante de la superficie cargada a lo largo de ambos lados del tendón.

3.5.2.1.5.2.1.3 Verificación de la fuerza de descantillado

La fuerza de tracción que actúa a lo largo del borde transversal se conoce como fuerza de descantillado, los ensayos muestran que una cifra conservadora es igual al dos por ciento de la fuerza de postesado total. La armadura requerida por descantillado consta de barras de $10 mm$ de diámetro espaciadas cada $33 cm$ a lo largo de la altura total de la viga, la armadura por descantillado se aplicará en una

longitud igual a 0.631 m medida delante de la superficie cargada a lo largo de ambos lados del tendón y/o tendones.

3.5.2.1.5.2.2 **Diseño de la zona local**

3.5.2.1.5.2.2.1 **Verificación de resistencia al aplastamiento**

La resistencia al aplastamiento mayorada de los anclajes es de 6391.12 kN aplicando las ecuaciones 2-67 y 2-68, el cual en relación a la producida por la fuerza de pretensado inicial en la zona de los anclajes es de 6390.60 kN , por lo tanto se cumple con los requisitos de verificación de la resistencia al aplastamiento.

3.5.2.1.5.3 **Análisis de la tensión en las paredes internas de las vainas**

La tensión en las paredes de las vainas debida a la acción de la curvatura del cable de pretensado, se deberán verificar para evitar posibles fallas (debidas al 100% de la carga viva), tanto para el caso de fuerzas de desviación en el plano como para las fuerzas de desviación fuera del plano.

3.5.2.1.5.3.1 **Fuerza de desviación en el plano**

Aplicando las ecuaciones 2-70 y 2-69 se obtiene una fuerza de desviación en el plano provocada por el cambio de dirección de los tendones de 5.954 N/mm , el cual es mucho menor que la resistencia del recubrimiento de 143.332 N/mm , por lo tanto, el recubrimiento del hormigón resiste la acción de la fuerza de pretensado.

3.5.2.1.5.3.2 **Fuerza de desviación fuera del plano**

Aplicando las ecuaciones 2-71 y 2-69 se obtiene una fuerza de desviación fuera del plano debida al acunamiento de los cables contra la pared de la vaina, que es de 1.895 N/mm , el cual es mucho menor que la resistencia del recubrimiento de 143.332 N/mm , por lo tanto, se verifica la resistencia del recubrimiento de hormigón de la vaina.

3.5.2.1.5.4 **Análisis y diseño de los conectores de corte**

El diseño se basa en la relación que existe entre la resistencia de corte proporcionada por los conectores de corte y la resistencia de corte proporcionada

por la acción del pretensado, el análisis se realiza en la sección crítica a corte, en la unión de bloques, el cual arroja una fuerza cortante mayorada debida a las cargas externas de 679.96 kN mientras que la resistencia al cortante mayorado es de 692.45 kN , por lo tanto, se verifica la resistencia al cortante en los conectores de corte.

3.5.2.2 DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

3.5.2.2.1 Dimensionamiento de la estructura

Las dimensiones de la estructura se las determino separando la misma en tres partes, en un cabezal, una columna y la zapata de fundación; la determinación de las diferentes dimensiones se las realiza mediante un predimensionamiento inicial de la estructura, realizando posteriormente un análisis de dichas secciones para verificar si resiste las solicitaciones impuestas, en caso contrario modificarlas, realizando así un proceso iterativo hasta determinar las dimensiones finales de la estructura.

Las dimensiones finales de la estructura del cabezal son:

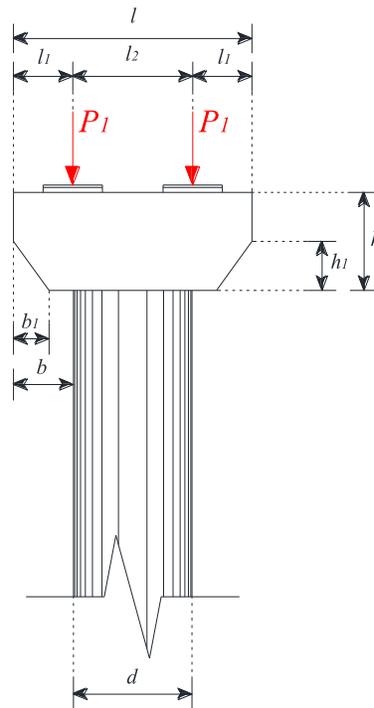


Figura 3.14 Representación gráfica de la subestructura.

Fuente: Elaboración propia

<i>DIMENSIONES DEL CABEZAL</i>		
$l = 1.000 \text{ m}$	$h = 0.400 \text{ m}$	$b_1 = 0.150 \text{ m}$
$l_1 = 0.250 \text{ m}$	$h_1 = 0.200 \text{ m}$	$a_c = 0.550 \text{ m}$
$l_2 = 0.500 \text{ m}$	$b = 0.225 \text{ m}$	$d = 0.550 \text{ m}$

Tabla 3.12 Dimensiones del cabezal.

Fuente: Elaboración propia

La forma de la sección transversal de la columna es circular, la cual tiene 0.55 m de diámetro y 4.25 m de altura desde la parte inferior del cabezal hasta la parte superior de la zapata de fundación, la forma de la zapata aislada es rectangular, de espesor constante y consta de las siguientes dimensiones, tiene un ancho de 3.55 m y un largo de 6.50 m y con un espesor de 0.30 m .

3.5.2.2.2 Análisis de cargas

Para el análisis respectivo de la estructura, las cargas actuantes en general se subdividirán en cargas permanentes y en cargas variables, consideradas según la combinación de carga a aplicar, los valores de las cargas se presentan en la siguiente tabla:

<i>CARGAS PERMANENTES Y VARIABLES NO MAYORADAS</i>	
<i>Cargas permanentes de estructura:</i>	
Peso propio real de la superestructura por unidad de metro: (kN/m)	21.503
Peso propio de la baranda: (kN/m)	1.701
Peso propio de la superficie de rodadura: (kN/m)	0.968
<i>Cargas variables de la estructura:</i>	
Sobrecarga vivia debida a la circulación de las personas: (kN/m)	8.200
Carga de viento de diseño lateral en la superestructura: (kN)	32.420
Carga de viento de diseño longitudinal en la superestructura: (kN)	0.856
Cargas de viento, fuerzas verticales sobre la superestructura: (kN)	-
Cargas de sismo puntual para una subestructura individual: (kN)	56.651

<i>Cargas adicionales de la estructura:</i>	
Peso propio de la estructura del cabezal: (kN)	4.884
Peso propio de la estructura de la columna: (kN)	24.233
Peso propio de la estructura de la zapata de fundación: (kN)	166.140
Carga de viento de diseño longitudinal en la subestructura: (kN)	0.194
Carga de viento de diseño lateral en la subestructura: (kN)	0.582
Carga lineal debida al empuje activo del suelo: (kN/m)	30.749
Carga debida al peso propio del material de excavación: (kN)	1654.571

Tabla 3.13 Cargas permanentes y variables, no mayoradas.

Fuente: Elaboración propia

3.5.2.2.3 Combinaciones de carga y factores de carga

Las cargas que se suponen actuarán en la estructura y las cuales provocaran tensiones críticas en ella, se determinaran mediante la aplicación de combinaciones de carga, las cuales según la normativa será la de: *RESISTENCIA I*, *RESISTENCIA III*, *RESISTENCIA V* y la de *EVENTO EXTREMO I*.

Los factores de carga son proporcionados según el tipo de carga y la combinación de carga a realizar, y los mismos son proporcionados por la norma respectiva.

3.5.2.2.4 Calculo estructural de la subestructura

3.5.2.2.4.1 Análisis de tensiones del cabezal de la columna

La estructura del cabezal consta generalmente de regiones *D* (de discontinuidad) en donde no es válida la hipótesis de secciones planas, debida a la existencia de una distribución de deformaciones compleja y claramente no lineal.

Este tipo de estructura se diseñará mediante el método de bielas y tirantes, para la cual la configuración del modelo de bielas y tirantes correspondiente para la estructura en análisis, en donde se aplican las dos cargas puntuales de forma simetría con respecto al centro de la base superior del cabezal, se muestra en el siguiente esquema:

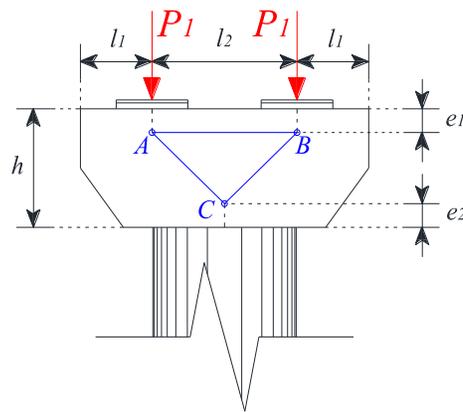


Figura 3.15 Representación gráfica del cabezal y su correspondiente modelo de bielas y tirantes.

Fuente: Elaboración propia

DIMENSIONES CARACTERÍSTICAS Y CARGAS DEL CABEZAL		
$P_1 = 392.059 \text{ kN}$	$l_2 = 0.500 \text{ m}$	$e_1 = 0.040 \text{ m}$
$l_1 = 0.250 \text{ m}$	$h = 0.400 \text{ m}$	$e_2 = 0.080 \text{ m}$
CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA ARTICULADA		
Barra AB	Barra AC	Barra BC
Elemento traccionado	Elemento comprimido	Elemento comprimido

Tabla 3.14 Dimensiones y cargas del cabezal.

Fuente: Elaboración propia

Como se esperaba, la configuración de la estructura articulada que representa al modelo de bielas y tirantes, el tirante traccionado es la barra *AB* y las bielas comprimidas son las barras *AC* y *BC* respectivamente; según el modelo de la estructura se transfiere toda la carga aplicada al eje centroidal de la columna.

3.5.2.2.4.1.1 Dimensionamiento de los tirantes

La resistencia axial mayorada del tirante traccionado llega a ser de 350.053 kN aplicando la ecuación 2-73, para la cual se requiere una armadura que consta de 8 barras de 12 mm de diámetro separadas cada 7.9 cm en todo el ancho del cabezal.

3.5.2.2.4.1.2 Dimensionamiento de las bielas

La resistencia de diseño de la biela comprimida es de 1370.83 kN aplicando la ecuación 2-74, la cual en comparación con la resistencia axial mayorada de la biela debida a las solicitaciones impuestas que es de 525.593 kN , demuestran que la biela cumple con los requisitos exigidos.

3.5.2.2.4.1.3 Verificación de las zonas nodales

La verificación de las zonas nodales tanto de los nudos A y B en donde se anclan tirantes tanto traccionados como comprimidos en una dirección y el nudo C en el cual se anclan bielas comprimidas, según el análisis cumplen con los requisitos mínimos requeridos.

3.5.2.2.4.1.4 Armadura para limitar la fisuración del cabezal

La armadura distribuida en el cabezal para limitar la fisuración, según el análisis en la dirección transversal del cabezal consta de barras de 10 mm de diámetro distribuidas cada 15.3 cm , y en la dirección longitudinal del cabezal barras de 10 mm de diámetro separada cada 21.1 cm .

3.5.2.2.4.1.5 Análisis al aplastamiento del cabezal

El análisis al aplastamiento del cabezal da como resultado, que la resistencia de diseño al aplastamiento del cabezal es de 1561.88 kN aplicando la ecuación 2-75, y mientras que la carga axial mayorada en la placa de apoyo es de 392.06 kN , con lo cual se refleja el cumplimiento de la verificación al aplastamiento del cabezal.

3.5.2.2.4.2 Análisis del elemento comprimido

La estructura en sí, se la consideración como una estructura traslacional por no contar con elementos de arriostramiento para el análisis respectivo.

3.5.2.2.4.2.1 Análisis de la esbeltez de la columna

La esbeltez de la estructura en sí, la cual es una columna de sección circular con un diámetro de 0.55 m y una altura de 4.25 m , la esbeltez correspondiente tiene un valor de 40.58 y 71.02 , aplicando las ecuaciones de 2-76 a 2-78 según corresponda,

tanto en la dirección principal como en la dirección secundaria respectivamente, con lo cual se verifica que la columna se deberá diseñar como una columna esbelta.

3.5.2.2.4.2.2 Método de amplificación o magnificación de momentos

Los momentos o tensiones mayorados que reflejan los efectos de las deformaciones de segundo orden, se determinan aplicando las ecuaciones de 2-79 a 2-81, las mismas según la normativa por el método de amplificación o magnificación de momentos, el cual, aplicado para las diferentes combinaciones de cargas se obtienen los resultados que se muestran en la siguiente tabla:

<i>CARGA AXIAL, LATERAL Y MOMENTOS DE SEGUNDO ORDEN EN AMBAS DIRECCIONES</i>									
<i>Tipos de combinaciones de carga:</i>	<i>Factores de carga:</i>					<i>Carga Axial de Compres.: P_u (kN)</i>	<i>Carga Lateral Predom.: P_u (kN)</i>	<i>Momento de Seg. O. dirección Principal: M_c (kN-m)</i>	<i>Momento de Seg. O. dirección Secundaria: M_c (kN-m)</i>
	<i>Peso Prop. (γ_{p1})</i>	<i>Sup. Rod. (γ_{p2})</i>	<i>S.C. Viva (γ_{p3})</i>	<i>Viento (γ_{p4})</i>	<i>Sismo (γ_{p5})</i>				
Resist. I:	1.25	1.50	1.75	-	-	820.515	-	29.549	41.941
Resist. III:	1.25	1.50	-	1.40	-	569.390	46.203	48.896	271.543
Resist. V:	1.25	1.50	1.35	0.40	-	763.115	13.201	62.971	80.662
Ev. Extre. I:	1.25	1.50	1.00	-	1.00	712.890	56.651	283.160	378.543
Valor Máx.						820.515	56.651	283.160	378.543

Tabla 3.15 Carga axial, lateral y momentos de segundo orden en ambas direcciones.

Fuente: Elaboración propia

3.5.2.2.4.2.3 Armadura longitudinal requerida

El análisis nos determina una armadura longitudinal que consta de 16 barras de 20 mm de diámetro espaciadas cada 9.6 cm, las cuales son distribuidas sobre el perímetro interno de la armadura transversal, la misma está dentro del rango de las ecuaciones 2-82 y 2-83.

3.5.2.2.4.2.4 Armadura transversal requerida

Según el análisis la armadura transversal requerida consta de zunchos en espiral de 10 mm de diámetro y espaciadas cada 10 cm sobre la longitud de la columna, según la ecuación 2-84.

3.5.2.2.4.2.5 Armadura en la interface columna-zapata

En la interface columna-zapata, según el análisis se deberá proveer una armadura que atraviese la interface entre el elemento portante y el elemento soportado, dicha armadura consta de 16 barras de 20 mm de diámetro y espaciadas cada 9.6 cm sobre el perímetro interno de la armadura transversal.

3.5.2.2.4.2.6 Análisis al aplastamiento

La resistencia de diseño al aplastamiento sobre la base de la columna y sobre la superficie superior de la zapata que tienen un valor de 2968.60 kN y 5937.20 kN respectivamente, las cuales relacionando con la sollicitación axial mayorada que es de 820.52 kN , se verifica el cumplimiento con el análisis al aplastamiento.

3.5.2.2.4.2.7 Diagrama de interacción de falla de la columna

La determinación del diagrama de interacción de falla de la columna, la misma que es de sección circular y con una armadura longitudinal distribuida dentro del perímetro interior de la armadura transversal, tal como se muestra en el siguiente esquema gráfico:

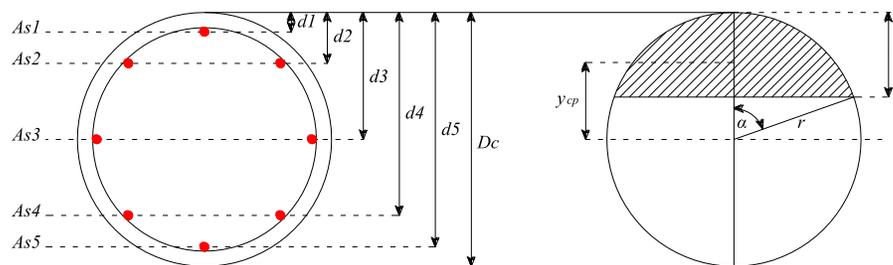


Figura 3.16 Representación gráfica de la distribución de la armadura en la columna de sección circular.

Fuente: Elaboración propia

Para la cual se analiza la condición de carga concéntrica y la condición de carga balanceada, aplicando las ecuaciones de 2-85 a 2-88, y que por medio de estos se

obtienen los puntos necesarios para la representación del diagrama de interacción de falla de la columna, la misma se muestra en la siguiente gráfica:

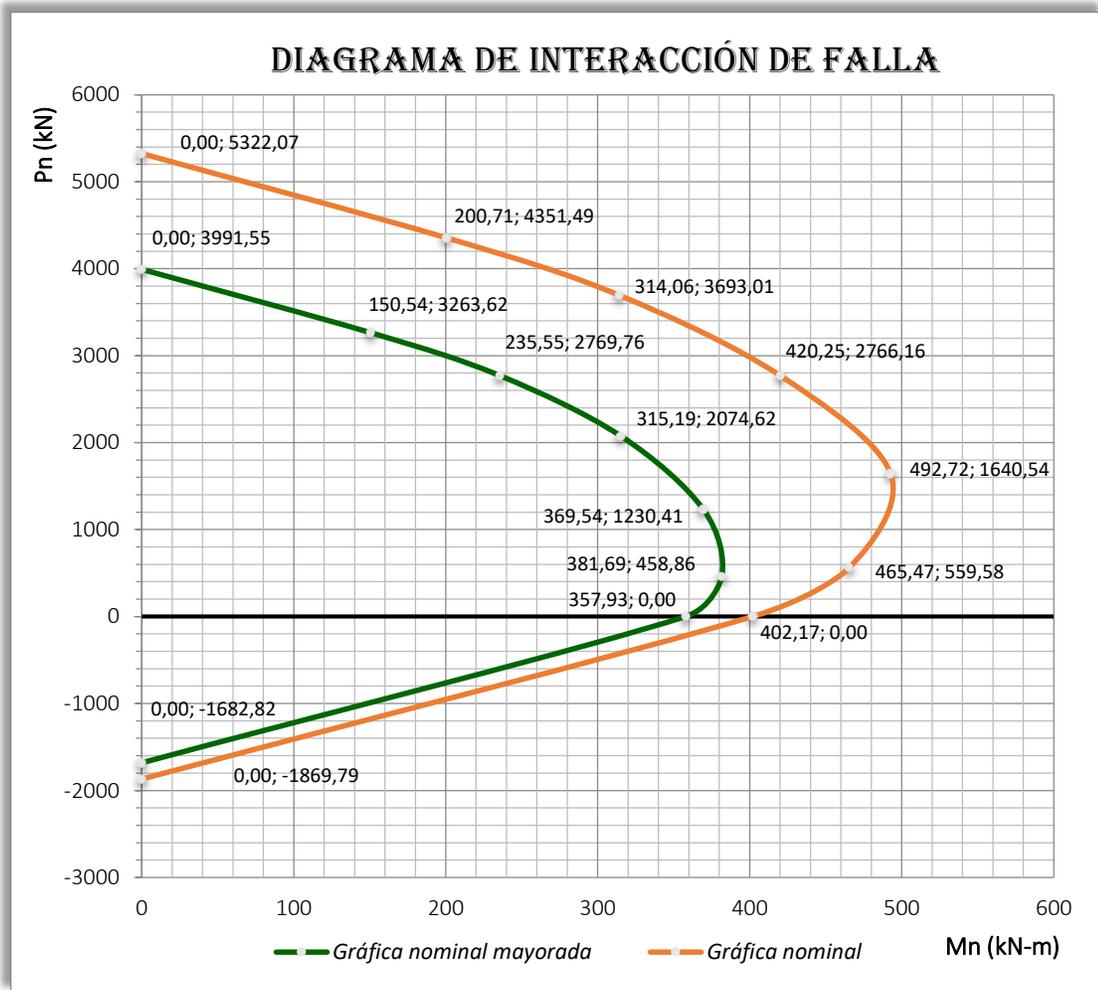


Figura 3.17 Diagrama de interacción de falla de la columna circular.

Fuente: Elaboración propia

Como se observa tanto las cargas axiales como los momentos flectores de segundo orden se encuentran dentro de los límites permisibles, con lo cual se verifica que la columna resiste las solicitaciones impuestas.

3.5.2.2.4.3 Análisis de tensiones de la fundación

La fundación de la respectiva estructura, está constituida por una zapata de sección rectangular de espesor constante de 0.30 m , de 3.55 m de ancho y 6.50 m de largo.

3.5.2.2.4.3.1 Análisis a la flexión

El análisis respectivo aplicando las ecuaciones 2-89 y 2-90, da como resultado una armadura a flexión en la dirección longitudinal de la zapata, que consta de 28 barras de 20 mm de diámetro las mismas espaciadas cada 13.1 cm, y mientras que en la dirección transversal la armadura que se distribuye en la franja central igual a la dimensión corta de la zapata, consta de una armadura igual a 25 barras de 12 mm de diámetro espaciadas cada 14.2 cm y en el sector restante una armadura de 16 barras de 10 mm de diámetro espaciadas cada 18.4 cm.

3.5.2.2.4.3.2 Análisis al cortante en una dirección

El análisis realizado en la dirección longitudinal, aplicando las ecuaciones 2-91, revela que la resistencia al corte mayorada es de 607.62 kN el cual es mayor que el cortante último debida a las sollicitaciones externas que es de 436.00 kN, y mientras que el análisis en la dirección transversal da como resultado que la resistencia al corte mayorada es de 1041.33 kN y el cortante último respectivo es de 375.73 kN, con lo cual se concluye que solo el hormigón es capaz de resistir las sollicitaciones impuestas.

3.5.2.2.4.3.3 Análisis al cortante por punzonamiento

El análisis realizado a la zapata de fundación debida al cortante por punzonamiento, aplicando la ecuación 2-92, nos comprueba que cumple con los requisitos mínimos establecidos por la norma, por lo tanto, se verifica que solo el hormigón es capaz de resistir todas las sollicitaciones impuestas.

3.5.2.2.4.4 Verificación de la estabilidad de la estructura

3.5.2.2.4.4.1 Verificación de la estabilidad al vuelco

El análisis de la verificación de estabilidad de la estructura al vuelco se lo realiza en la dirección transversal de la zapata, por considerarse ésta como la condición de carga más desfavorable para la estructura, los valores de los momentos tanto estabilizadores como desestabilizadores y el factor de estabilidad al volteo se muestran en la siguiente tabla:

<i>VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD</i>	
<i>Momentos estabilizadores:</i>	M_{est} (kN-m)
Momento estabilizador debida a la carga total de la superestructura:	1005.55
Momento estabilizador debida a la carga del cabezal de la columna:	8.67
Momento estabilizador debida a la carga del cuerpo de la columna:	43.01
Momento estabilizador debida a la carga del cuerpo de la zapata:	294.90
Momento estabilizador debida a la carga del suelo de relleno:	3192.24
Momento estabilizador debida a la carga del empuje activo izquierdo:	72.07
<i>Momentos desestabilizadores:</i>	M_{des} (kN-m)
Momento desestabilizador debida a la carga del empuje activo derecho:	72.07
Momento desestabilizador debida a la carga lateral por efecto sísmico:	280.42
<i>Verificación:</i>	
Factor de seguridad al volteo:	13.10

Tabla 3.16 Verificación de estabilidad de la subestructura.

Fuente: Elaboración propia

Como se observa el factor de seguridad supera el valor admisible de 1.5 requerido, con lo cual se puede considerar a la estructura bajo la acción de las cargas impuestas como estable al vuelco. Por las características de la distribución simétrica de las cargas estabilizadoras, la resultante de las fuerzas de reacción del suelo está dentro del tercio central del ancho de la base de la zapata.

3.5.2.2.4.4.2 Verificación de la estabilidad al deslizamiento

Por las condiciones de que la carga horizontal que se introduce a la subestructura, es la efectuada por la acción del sismo por considerarse como la carga de mayor valor actuante en consideración con las cargas de viento; ésta es de valor algo similar a la del empuje activo del suelo, y por tanto estas se contrarrestan y por ende el remanente no es de valor suficientemente significativo para los efectos de deslizamiento, por lo cual no se realiza dicha verificación.

3.5.2.2.4.4.3 Verificación de la falla por capacidad de apoyo

El análisis realizado aplicando las ecuaciones 2-93, da como resultado presiones en el suelo tanto máximas como mínimas, de 0.071 MPa y de 0.0003 MPa respectivamente, y el factor de seguridad aplicado es de 3.723 el cual es mayor que el factor de seguridad admisible impuesto de 2, por lo tanto la verificación de la falla por capacidad de apoyo cumple con las mínimas exigencias del factor de seguridad, con lo cual se puede considerar a la subestructura bajo la acción de las cargas impuestas como estable ante la falla por capacidad de apoyo.

3.5.2.2.4.5 Consideraciones para el diseño sísmico

Según la norma, para los puentes de un solo tramo no se requiere realizar un análisis sísmico, independientemente de su importancia, geometría y de la zona sísmica en la cual estén ubicados. Sin embargo, para estos puentes se deberán aplicar los requisitos mínimos especificados.

Para los puentes de un solo tramo, independientemente de la zona sísmica en que se encuentren, la mínima sollicitación de diseño de una unión entre superestructura y subestructura en la dirección en la cual la unión está restringida no deberá ser menor que el producto entre el coeficiente de sitio, el coeficiente de aceleración y la carga permanente tributaria.

Para los puentes ubicados en zona sísmica *I*, siempre que el coeficiente de aceleración sea menor que 0,025 y el perfil del suelo sea tipo *I* o tipo *II*, la fuerza de diseño horizontal en las direcciones restringidas de una unión se deberá tomar mayor o igual que 0,1 veces la reacción vertical debida a la carga permanente tributaria y las sobrecargas tributarias que se supone existirán durante el sismo.

Para todos los demás sitios ubicados en zona sísmica *I*, la fuerza de diseño horizontal en las direcciones restringidas de una unión se deberá tomar mayor o igual que 0,2 veces la reacción vertical debida a la carga tributaria permanente y las sobrecargas tributarias que se suponen existirán durante el sismo.

3.5.2.3 DISEÑO DE LOS ACCESOS AL PUENTE

3.5.2.3.1 Dimensionamiento de los accesos

El acceso correspondiente a la pasarela peatonal se realiza por medio de un conjunto de rampas, los mismos en ambos extremos de la estructura, la forma de los accesos se representa en la siguiente figura:

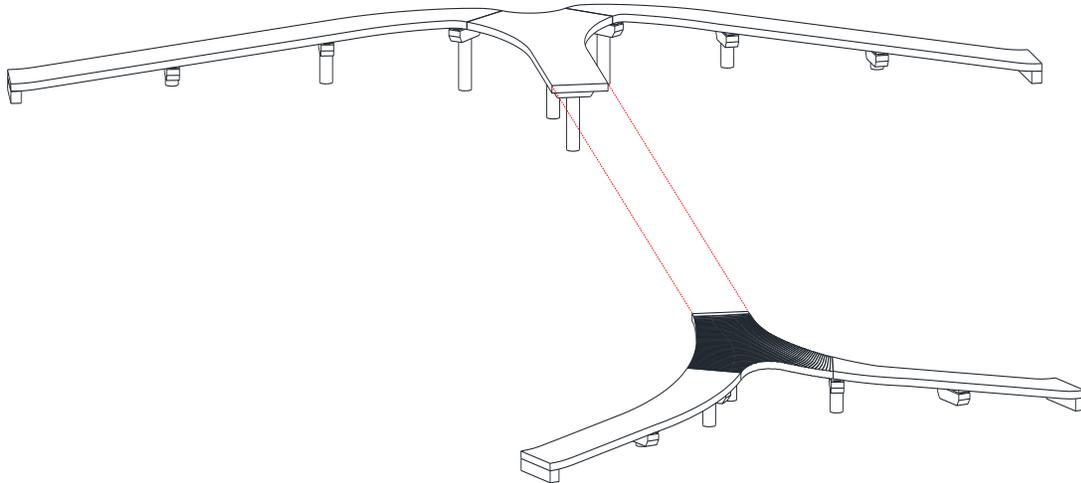


Figura 3.18 Esquema de la estructura de los accesos. Fuente: Elaboración propia

La rampa es diseñada basada exclusivamente para el uso de personas con capacidades especiales de motricidad, el ancho de uso de la rampa es la misma que de la viga pretensada, esto para dar un efecto de continuidad de la trayectoria del acceso, la misma tiene un ancho efectivo de 2.00 m y un ancho total de 2.20 m , y el espesor de la plataforma de acceso que se requiere es de 0.25 m .

3.5.2.3.1.1 Dimensionamiento de la pendiente de los accesos

La determinación de las dimensiones de los ángulos de inclinación de las correspondientes rampas, se las realiza considerándolas dentro de uno de los grupos de clasificación de rampas, como son las rampas empinadas ($10 - 24^\circ$), las rampas lisas ($6 - 10^\circ$) y las rampas suaves (hasta 6°), por la disposición del espacio con la que se cuenta las rampas se la considera como una rampa lisa, por tanto las pendientes de los accesos varían desde los 7.06° en su pendiente más suave y los 10.08° en su pendiente máxima.

3.5.2.3.2 Diseño de la rampa

El diseño de la rampa se basa en una estructura que está compuesta por una plataforma de acceso tipo losa y de columnas para el soporte de la misma, la transferencia de carga de la plataforma a las columnas se las realiza mediante elementos de neopreno de $0.25 \times 0.25 \times 0.05$ m obtenidos aplicando las ecuaciones de 2-94 a 2-100, conformada por 2 puntos de transferencia por columna, y un total de 13 columnas para el soporte de las estructuras de acceso.

3.5.2.3.2.1 Análisis a la flexión

El correspondiente análisis a la flexión aplicando las ecuaciones 2-50 y 2-51 en la dirección longitudinal, nos determina la siguiente tabla:

<i>DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA A FLEXIÓN</i>		
<i>Sector:</i>	<i>Momento Negativo</i>	<i>Momento Positivo</i>
Columna A	12 ϕ 10 c/18 cm	12 ϕ 10 c/18 cm
Columna A - Columna A1	10 ϕ 10 c/20 cm	18 ϕ 10 c/12 cm
Columna A1	10 ϕ 10 c/20 cm	10 ϕ 10 c/20 cm
Columna A1 - Columna A2	10 ϕ 10 c/20 cm	12 ϕ 10 c/18 cm
Columna A2	10 ϕ 10 c/20 cm	10 ϕ 10 c/20 cm
Columna A2 – Apoyo C	10 ϕ 10 c/20 cm	10 ϕ 10 c/20 cm
Columna A - Columna A3	10 ϕ 10 c/20 cm	14 ϕ 10 c/15 cm
Columna A3	10 ϕ 10 c/20 cm	10 ϕ 10 c/20 cm
Columna A3 - Columna A4	10 ϕ 10 c/20 cm	15 ϕ 10 c/14 cm
Columna A4	10 ϕ 10 c/20 cm	10 ϕ 10 c/20 cm
Columna A4 – Apoyo D	10 ϕ 10 c/20 cm	10 ϕ 10 c/20 cm
Columna B	14 ϕ 10 c/15 cm	10 ϕ 10 c/20 cm
Columna B - Columna B1	10 ϕ 10 c/20 cm	10 ϕ 10 c/20 cm
Columna B1	18 ϕ 10 c/12 cm	10 ϕ 10 c/20 cm
Columna B1 - Columna B2	10 ϕ 10 c/20 cm	10 ϕ 10 c/20 cm

Columna B2	20 ϕ 10 c/11 cm	10 ϕ 10 c/20 cm
Columna B2 - Columna B3	10 ϕ 10 c/20 cm	10 ϕ 10 c/20 cm
Columna B3	20 ϕ 10 c/11 cm	10 ϕ 10 c/20 cm
Columna B3 - Columna B4	10 ϕ 10 c/20 cm	12 ϕ 10 c/18 cm
Columna B4	20 ϕ 10 c/11 cm	10 ϕ 10 c/20 cm
Columna B4 – Apoyo E	10 ϕ 10 c/20 cm	12 ϕ 10 c/18 cm
Columna B1 - Columna B5	10 ϕ 10 c/20 cm	12 ϕ 10 c/18 cm
Columna B5	20 ϕ 10 c/11 cm	10 ϕ 10 c/20 cm
Columna B5 - Columna B6	10 ϕ 10 c/20 cm	10 ϕ 10 c/20 cm
Columna B6	20 ϕ 10 c/11 cm	10 ϕ 10 c/20 cm
Columna B6 - Columna B7	10 ϕ 10 c/20 cm	10 ϕ 10 c/20 cm
Columna B7	20 ϕ 10 c/11 cm	10 ϕ 10 c/20 cm
Columna B7 – Apoyo F	10 ϕ 10 c/20 cm	10 ϕ 10 c/20 cm

Tabla 3.17 Distribución de la armadura en la plataforma de acceso.

Fuente: Elaboración propia

El análisis a la flexión en la dirección transversal de la plataforma de acceso nos determina que la armadura correspondiente consta de barras de *10 mm* espaciadas cada *25 cm* tanto para la armadura a tracción como a compresión.

3.5.2.3.2.2 Análisis a corte

El análisis correspondiente aplicando la ecuación 2-52, determina que no es necesario introducir armadura a corte, porque solo el hormigón es capaz de resistir el cortante provocado por la acción de las cargas externas más el peso propio de la plataforma de acceso.

3.5.2.3.2.3 Análisis al punzonamiento en los apoyos

El análisis desarrollado en la zona de transferencia de carga, desde la plataforma hacia las columnas, aplicando las ecuaciones 2-92, se verifica que solo el hormigón

es capaz de resistir la acción del corte por punzonamiento en la losa de la plataforma de acceso.

3.5.2.3.3 **Diseño de la subestructura del acceso**

El diseño se basa concretamente en la introducción de columnas de soporte para la plataforma de acceso, los mismos están conformadas por el cabezal de transferencia de carga, dimensión similar a la impuesta para la columna de la viga pretensada salvo que el espesor es de 0.50 m , el cuerpo de la columna de sección circular de 0.50 m de diámetro, y una zapata rectangular de espesor constante, y por tanto su diseño fue realizado de forma similar al caso de la subestructura de soporte de la viga pretensada.

3.5.2.3.3.1 **Diseño del cabezal**

El diseño fue desarrollado de forma similar a la realizada para el cabezal de la subestructura de la viga pretensada, el análisis determina que se necesita una armadura de tracción de 4 barras de 12 mm de diámetro para las columnas A, A1, A2, A3, A4, y B, y de 5 barras de 12 mm de diámetro para las columnas B1, B2, B3, B4, B5, B6, y B7, y las demás armaduras son de forma similar y/o proporcional a la del cabezal de la subestructura de la columna de la viga pretensada.

3.5.2.3.3.2 **Diseño de la columna**

El análisis estructural determina que se necesita una armadura longitudinal a la flexión para todas las columnas que soportan la estructura de acceso, de 7 barras de 20 mm de diámetro distribuidas dentro del perímetro interno de la armadura a corte que consta de un estribo helicoidal o zuncho de una barra de 10 mm de diámetro espaciadas cada 10 cm ; y una armadura en la interfaz columna zapata de 7 barras de 20 mm de diámetro.

3.5.2.3.3.3 **Diseño de la zapata**

El análisis a la flexión realizado a las zapatas nos da como resultado la distribución de la armadura correspondiente, que se muestra en la siguiente tabla:

<i>DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA EN LAS ZAPATAS</i>			
<i>Zapata:</i>	<i>Dimensión (m)</i>	<i>As longitudinal</i>	<i>As transversal</i>
Zapata A	2.30 x 2.90 x 0.25	10 ϕ 10 c/26 cm	9 ϕ 10 c/26 cm - 4 ϕ 10 c/15 cm
Zapata A1	1.90 x 2.45 x 0.25	8 ϕ 10 c/27 cm	7 ϕ 10 c/27 cm - 2 ϕ 10 c/28 cm
Zapata A2	1.60 x 1.65 x 0.25	7 ϕ 10 c/27 cm	6 ϕ 10 c/27 cm - 2 ϕ 10 c/5 cm
Zapata A3	1.90 x 2.50 x 0.25	9 ϕ 10 c/24 cm	7 ϕ 10 c/27 cm - 4 ϕ 10 c/15 cm
Zapata A4	1.60 x 1.65 x 0.25	7 ϕ 10 c/27 cm	6 ϕ 10 c/27 cm - 2 ϕ 10 c/5 cm
Zapata B	2.50 x 3.50 x 0.25	16 ϕ 10 c/17 cm	10 ϕ 10 c/25 cm - 4 ϕ 10 c/25 cm
Zapata B1	2.60 x 3.55 x 0.25	18 ϕ 10 c/15 cm	11 ϕ 10 c/24 cm - 4 ϕ 10 c/24 cm
Zapata B2	2.60 x 3.40 x 0.25	17 ϕ 10 c/16 cm	11 ϕ 10 c/24 cm - 4 ϕ 10 c/20 cm
Zapata B3	2.10 x 2.80 x 0.25	12 ϕ 10 c/19 cm	8 ϕ 10 c/26 cm - 4 ϕ 10 c/18 cm
Zapata B4	1.85 x 1.90 x 0.25	8 ϕ 10 c/26 cm	7 ϕ 10 c/26 cm - 2 ϕ 10 c/5 cm
Zapata B5	2.55 x 3.50 x 0.25	18 ϕ 10 c/15 cm	10 ϕ 10 c/26 cm - 4 ϕ 10 c/24 cm
Zapata B6	1.90 x 2.70 x 0.25	11 ϕ 10 c/19 cm	7 ϕ 10 c/27 cm - 4 ϕ 10 c/20 cm
Zapata B7	1.70 x 1.75 x 0.25	8 ϕ 10 c/24 cm	7 ϕ 10 c/24 cm - 2 ϕ 10 c/5 cm

Tabla 3.18 Distribución de la armadura en las zapatas.

Fuente: Elaboración propia

Realizado el análisis a punzonamiento y a corte en ambas direcciones, se verifica el cumplimiento de los requisitos de la norma, y que el hormigón es capaz de resistir el cortante provocado por las cargas externas y por ende no es necesario la implementación de ninguna armadura de corte.

3.5.2.4 DISEÑO DE LA BARANDA

3.5.2.4.1 Geometría de las barandas

La baranda correspondiente, la cual es destinada exclusivamente para uso peatonal tiene una altura de *1.10 m*, los postes de la misma separados cada *0.50 m*, y

elementos longitudinales horizontales, dos en la parte intermedia de la columna y uno en el extremo superior para el uso como pasamano de la baranda, además de un elemento longitudinal vertical ubicado entre los postes de la baranda en el vano central vertical, las dimensiones de los elementos longitudinales en general son de 10 cm de ancho y 5 cm de espesor, con la diferencia del pasamano que tendrá un ancho de 12 cm y un espesor de 6 cm .

3.5.2.4.2 Sobrecargas de diseño de los elementos longitudinales

La sobrecarga de diseño para los elementos longitudinales se toma como $w = 0,730\text{ N/mm}$, tanto para los elementos horizontales como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal está diseñado para una carga concentrada de 890 N , la cual actúa simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

Los postes de la baranda se diseñan para una sobrecarga concentrada de diseño de 1255 N , aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal, la representación de las cargas en la baranda se muestra en la siguiente gráfica:

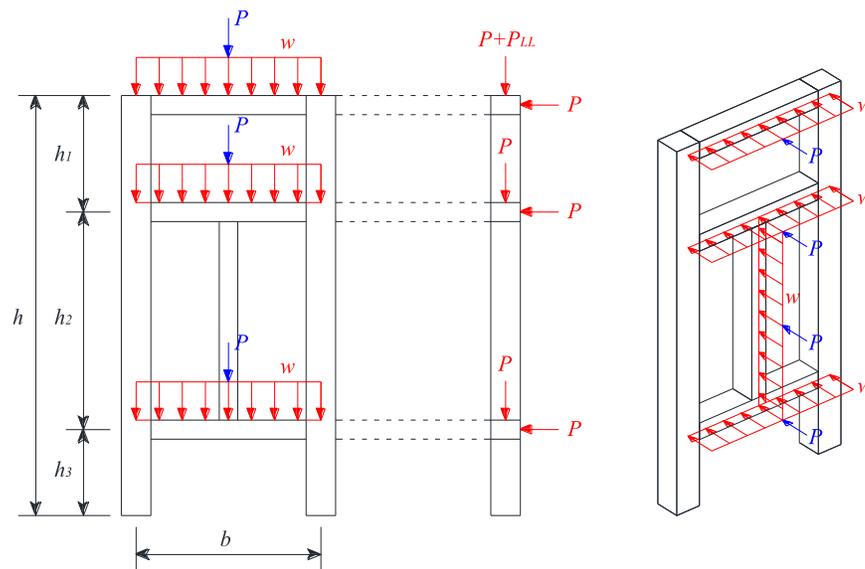


Figura 3.19 Distribución de cargas para el análisis de la baranda.

Fuente: Elaboración propia

DIMENSIONES Y CARGAS DE LA BARANDA		
$h = 1.100 \text{ m}$	$h_2 = 0.590 \text{ m}$	$b = 0.500 \text{ m}$
$h_1 = 0.285 \text{ m}$	$h_3 = 0.225 \text{ m}$	$P = 890 \text{ N}$

Tabla 3.19 Dimensiones y cargas de la baranda. Fuente: Elaboración propia

3.5.2.4.3 Análisis a la flexión y al corte de los componentes de la baranda

El análisis a la flexión de los elementos longitudinales superiores nos da como resultado que se requiere una armadura de 4 barras de 8 mm de diámetro, mientras que para los elementos longitudinales restantes tanto verticales como horizontales se requiere 2 barras de 10 mm de diámetro, y para los postes de la baranda se requiere una armadura longitudinal de una barra de 16 mm de diámetro.

En relación al análisis a corte, tanto para los elementos longitudinales como para los postes de la baranda, no se requiere armadura de corte alguna, pero si se requiere una armadura por contracción y temperatura para el elemento longitudinal superior o pasamanos de la baranda, el mismo consta de barras de 10 mm de diámetro espaciadas cada 25 cm.

3.5.2.5 DISEÑO DE LOS APARATOS DE APOYO

3.5.2.5.1 Aparato de apoyo

La solución que se aplica para el caso presente está dirigida a la implementación de apoyos de neopreno zunchado con chapas de acero, lo cual permite aumentar su coeficiente de forma y por tanto su módulo de elasticidad aparente y reducir la expansión transversal del mismo.

3.5.2.5.2 Análisis y diseño del apoyo de neopreno

El análisis realizado para los apoyos de neopreno para las subestructuras de la viga pretensada da como resultado, la aplicación de cuatro apoyos de neopreno distribuidas dos en cada extremo de la viga, los cuales realizan una transferencia simétrica de cargas, los apoyos son de sección cuadrada y cuya dimensión es de 25 cm de lado y de 5 cm de espesor.

3.5.2.5.2.1 Verificación del acortamiento vertical del apoyo de neopreno

Para limitar el acortamiento vertical se debe establecer la limitación del coeficiente de forma del apoyo, que para el caso de apoyos de forma rectangular debe de ser igual o mayor a 6, el desarrollo del análisis aplicando la ecuación 2-95, muestra que el coeficiente de forma llega a 6.25, con lo cual se cumple con la verificación.

Se debe además mantener una presión mínima de 3.00 MPa debida a la reacción mínima que se aplicará al apoyo, esta condición se establece para garantizar una presión que asegure el suficiente rozamiento entre el apoyo y las piezas, de forma que las sucesivas dilataciones y contracciones no hagan reptar al apoyo de su lugar, aplicando la ecuación 2-96 esta verificación se cumple porque la presión aplicada al apoyo de neopreno es de 4.264 MPa , con lo cual se garantiza la ubicación fija del aparato de apoyo.

3.5.2.5.2.2 Verificación de la estabilidad

Con un espesor total del apoyo de neopreno de 5 cm , y aplicando la ecuación 2-97 se verifica el cumplimiento de la condición de estabilidad debida al pandeo.

3.5.2.5.2.3 Verificación de la presión de contacto

El análisis que se realizó aplicando la ecuación 2-98 da como resultado una presión máxima aplicada al aparato de apoyo de 6.273 MPa el cual es menor que la presión máxima admisible que es de 15.00 MPa , con lo cual se verifica el cumplimiento de la presión de contacto.

3.5.2.5.2.4 Verificación a la distorsión angular

Como puede verse, el neopreno no constituye un apoyo deslizante perfecto, sino que transmite una fuerza F_h proporcional al corrimiento y que solo puede ser reducida aumentando el espesor del apoyo.

Según el análisis la distorsión angular γ debe ser menor que 0.5, esto debido al corrimiento del apoyo de neopreno δ , tal como se muestra en la siguiente figura:

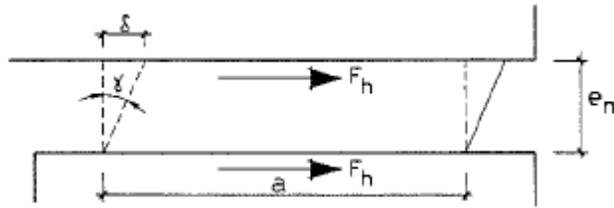


Figura 3.20 Representación de la distorsión angular del neopreno.

Fuente: Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón (J. Calavera) Tomo I

Debida a la acción de la fuerza de pretensado y por ende de la existencia de tensiones de compresión y/o tracción en la dirección longitudinal de la superestructura, y además la dilatación y contracción debida a la variación térmica de la misma, da como resultado un corrimiento o desplazamiento total del apoyo de neopreno δ de 23.851 mm , y por tanto aplicando la ecuación 2-99 la distorsión angular γ es de 0.477 , con lo cual se verifica el cumplimiento de la distorsión angular.

3.5.2.5.5 Verificación de giro del apoyo de neopreno

El análisis realizado a la pieza del apoyo de neopreno muestra que se presenta normalmente un giro α_t en el mismo, tal como se muestra en la siguiente figura:

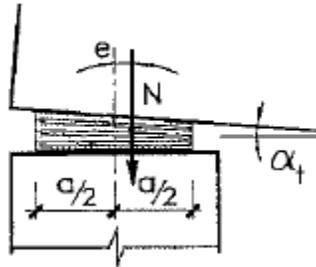


Figura 3.21 Representación de la deformación del neopreno.

Fuente: Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón (J. Calavera) Tomo I

Este giro produce presiones linealmente variables a lo largo del apoyo de neopreno; el giro del aparato de apoyo debida a la deflexión de la viga para un tiempo de vida útil de 40 años llega a ser de 0.17633° , el cual es menor que el ángulo de inclinación permisible que llega a ser de 1.38015° aplicando la ecuación 2-100, con lo cual se verifica el cumplimiento del giro máximo permisible del apoyo de neopreno.

3.6 PRESENTACIÓN ARQUITECTÓNICA DEL PUENTE PEATONAL

3.6.1 Representación gráfica de la estructura peatonal

A continuación se realizará una representación gráfica en tercera dimensión de toda la estructura peatonal, como sus accesos, y los complementos arquitectónicos con la que cuenta esta estructura, y presentar a los beneficiarios y a la población en general, una vía de comunicación más segura, eficiente, confiable, y sobre todo cómoda para el uso de las personas con capacidades especiales de motricidad, para tal motivo se optó el uso de rampas como estructuras de ingreso, la misma para un uso más eficiente por parte de las personas discapacitadas y/o población en general.

Esta estructura peatonal está conformada por una viga principal única, de hormigón pretensado de sección cajón de una única celda, la misma apoyada sobre columnas de sección circular, sus accesos están conformada por rampas cuyas pendientes lo categorizan como rampas lisas.

3.6.1.1 Estructura peatonal emplazada

A continuación, se observa el emplazamiento de la pasarela peatonal.

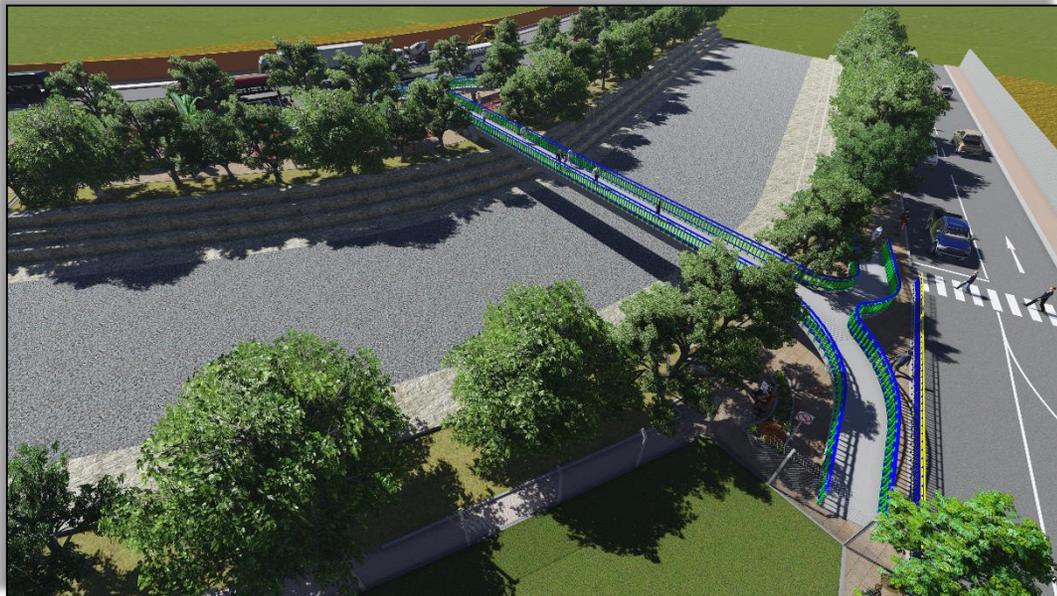


Figura 3.22 Representación gráfica de la estructura peatonal.

Fuente: Elaboración propia

3.6.1.2 Estructura del acceso “Oeste”

A continuación, se observa el emplazamiento de la estructura del acceso “oeste”, la cual se ubica en el barrio La Pampa, entre las calles Rosendo Estensoro y Av. Los Membrillos, es el acceso más pequeño y cuenta con las pendientes más altas.



Figura 3.23 Representación gráfica del acceso “oeste”.

Fuente: Elaboración propia



Figura 3.24 Representación gráfica del acceso “oeste”, ingreso sur.

Fuente: Elaboración propia

3.6.1.3 Estructura del acceso “Este”

A continuación, se observa el emplazamiento de la estructura del acceso “este”, la cual se ubica en el barrio Aniceto Arce a un lado de la Av. Julio Delio Echazu, por la disponibilidad de espacio con la que cuenta es la estructura de acceso más grande.



Figura 3.25 Representación gráfica del acceso “este”.

Fuente: Elaboración propia



Figura 3.26 Representación gráfica del acceso “este”, ingreso sur.

Fuente: Elaboración propia

La altura máxima entre la superficie del suelo y la parte inferior de la losa del acceso, es aproximadamente de 2.30 m , ésta estructura cuenta con 8 columnas de soporte. La altura de las barandas es de 1.10 m exclusivo para uso peatonal; las mismas están conformadas por bloques prefabricados de diferentes tamaños.



Figura 3.27 Representación gráfica del acceso “este”, vista lateral.

Fuente: Elaboración propia

3.7 ANÁLISIS DE IMPACTO AMBIENTAL

3.7.1 Ficha de impacto ambiental

La ficha ambiental correspondiente para el presente estudio, correspondiente al diseño estructural del puente peatonal, se presenta en el Anexo 3.

3.7.2 Matriz de identificación de impactos

El análisis realizado mediante la matriz de identificación de impactos para el presente estudio, según los atributos ambientales considerados y las actividades del proyecto, nos arroja una clasificación tipo: CATEGORIA IV; ver Anexo 3.

3.8 ANÁLISIS DE COSTOS DEL PROYECTO

3.8.1 Precios unitarios

El análisis correspondiente a los precios unitarios, se presenta en el Anexo 4.

3.8.2 Presupuesto por ítems y general de la obra

El análisis realizado a los costos de los diferentes materiales y actividades que se utilizaran y realizaran para la culminación exitosa del presente proyecto, nos da como resultado un costo total del proyecto de *866.289,19 Bs*, ver Anexo 5.

3.9 CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

El cronograma de actividades que se debe realizar para la ejecución del proyecto en estudio tiene un plazo de ejecución de *144 días* calendario, ver Anexo 6.

3.10 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las especificaciones técnicas para el desarrollo del presente estudio se presentan en el Anexo 7.

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

Las conclusiones para el presente proyecto se mencionan a continuación:

- Se obtuvo el diseño estructural de un puente peatonal de hormigón pretensado de sección cajón, cumpliendo con los parámetros mínimos establecidos por la norma aplicada, AASHTO LRFD-04.
- Se desarrolló satisfactoriamente los respectivos trabajos de ingeniería básica (estudio topográfico, hidrológico y geotécnico o de suelos).
- La conformación de la estructura del puente peatonal se adecua a las condiciones del sitio de emplazamiento, como a las exigencias de carga y utilización.
- Se logró obtener una estructura con el menor costo de inversión posible, adecuada en función de la normativa aplicada.
- La implementación de esta estructura es de gran importancia, más que por la facilidad y comodidad de uso, es por la seguridad que brinda a los usuarios.
- Con la conclusión del diseño estructural se obtuvo un conocimiento extra, en relación a la aplicación del Método de bielas y tirantes, esto para la simulación de las tensiones en las regiones D (de discontinuidad) de la estructura, tal como se da en el sector de los apoyos de la viga pretensada.
- También se obtuvo un conocimiento extra sobre la aplicabilidad de las cargas para la determinación de las fuerzas en la subestructura, al aplicar los efectos del sismo en la estructura del puente.
- El cronograma de ejecución nos da como resultado un tiempo de ejecución para la estructura peatonal de *144* días calendario.
- El presupuesto general de la obra nos da como resultado un costo total de la estructura (puente y accesos) de *866289.19 Bs.*

4.2 Recomendaciones

Las recomendaciones para el presente proyecto se mencionan a continuación:

- Se recomienda realizar un estudio con mayor detalle de las tensiones de la estructura peatonal para el caso extraordinario que circulen sobre ella, cargas vivas como motocicletas y/o cuadratracks, recordando que la estructura está diseñada exclusivamente para uso peatonal.
- Se recomienda realizar un análisis de tensiones relacionado con la implementación de cargas muertas adicionales sobre la estructura de acceso, como el caso de un techado y/o luminarias para la estructura peatonal. En relación a la viga pretensada estas cargas no deben de superar los 105 kg/m lineales.
- Se recomienda realizar un estudio más detallado de los estratos del suelo de fundación, para las subestructuras de las estructuras de acceso.
- Se recomienda realizar un diseño detallado de un mecanismo estructural para realizar el anclaje de la superestructura (viga pretensada) a la subestructura (columnas de apoyo).
- Se recomienda realizar un análisis más riguroso sobre la aplicación y distribución de las armaduras en elementos curvos, esto para obtener resultados conforme a su funcionalidad.
- Se recomienda tener un conocimiento sobre el uso de algún programa computacional especializado en el análisis estructural, esto para realizar un análisis de tensiones de la estructura, y de esta manera se puedan verificar las mismas con los datos obtenidos manualmente.
- Durante el hormigonado de los elementos se debe tomar en cuenta que las armaduras estén correctamente armadas y los mismos no deben moverse, ni tener corrosión o alguna impureza adherida.
- Antes de realizar el proceso de tesado de los cables, ésta se deberá realizar con la ayuda de personal calificado, verificando los cables, anclajes, sistema de tesado, etc., pues en el caso de tener algún accidente, este

pudiera ser de magnitudes considerables, porque se está trabajando con tensiones sumamente elevadas, refiriéndose a las tensiones de tracción que se inducen al cable de pretensado en el momento del tesado.

- Al momento de la inserción de los elementos prefabricados de las barandas estas se deberán de realizar mediante un proceso adecuado y óptimo, en relación a la superestructura (viga pretensada) los elementos de la baranda se deberán insertar de tal forma que las cargas se distribuyan de manera uniforme y simétrica tanto longitudinalmente como transversalmente.

